



36

4820098

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300277

DISTRIBUTIONS DEAD

1885

x
1885
/

DISTRIBUTIONS D'EAU

ÉGOUTS

TOURS, IMPRIMERIE DESLIS FRÈRES

A. DEBAUVE

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées

DISTRIBUTIONS D'EAU

ÉGOUTS

TOME I

HYDRAULIQUE : THÉORIE ET CALCUL DES TUYAUX ET DES AQUEDUCS
FORCÉS OU A CIEL OUVERT. — Jaugeages, compteurs. —
ÉTUDE PHYSIQUE, CHIMIQUE ET BACTÉRIOLOGIQUE DE L'EAU. — FILTRAGE ET PURIFICATION. —
EAUX SUPERFICIELLES : CITERNES, DIGUES ET GRANDS RÉSERVOIRS. —
SOURCES NATURELLES ET ARTIFICIELLES. —
PUITS ET FORAGES, GALERIES SOUTERRAINES. — POMPES. —
MOTEURS A VENT.

F. No. 21386



PARIS

P. VICQ-DUNOD ET C^{ie}, ÉDITEURS

LIBRAIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES, DES MINES ET DES CHEMINS DE FER
49, Quai des Grands-Augustins, 49

1897

Droits de traduction et de reproduction réservés.

X
1885



III 16334



II - 357 221

Akc. Nr. 4223/50

PK 13.11/3000

AVANT-PROPOS

HISTORIQUE DES DISTRIBUTIONS D'EAU ; ÉTAT ACTUEL DE LA QUESTION OBJET ET DIVISION DU PRÉSENT OUVRAGE

La conquête de l'eau a été de tout temps l'objet des efforts de l'homme ; les premiers bourgs ont pris naissance autour des sources ou sur le bord des rivières. — Dans nos plus belles vallées, les villages et leur couronne de verdure jalonnent les lignes d'eau qui se montrent sur le flanc des coteaux, à la séparation des terrains perméables et des assises imperméables sous-jacentes ; dans les montagnes elles-mêmes les villages coïncident avec les eaux jaillissantes.

Les civilisations anciennes, se développant aux pays du soleil où l'eau vaut de l'or, ont rapidement inventé et, plus tard, ont perfectionné les moyens de l'amener à la portée des consommateurs.

Les Livres Saints, les monuments et les écrits de l'antiquité égyptienne, grecque et romaine, nous font connaître les efforts immenses consacrés par les chefs des peuples à la solution de ce problème.

Les Romains ont détourné de véritables fleuves, non seulement en Italie, mais dans leurs colonies mêmes ; le pont du Gard, les vestiges d'aqueducs retrouvés à Lyon et à Paris en sont un témoignage. Au nombre de leurs gigantesques travaux, M. Lenthéric signale l'aqueduc qui amenait à Fréjus le cours de la Siagne pris à 60 kilomètres de la

ville ; cet aqueduc, serpentant le long des collines, traversant les gorges secondaires, débouchait à Fréjus au sommet des remparts qui portaient la rigole de distribution.

L'invasion des barbares, la transformation du monde civilisé, l'influence même de la religion et des mœurs déterminèrent l'abandon ou la ruine des œuvres de l'antiquité et il semble que le moyen âge ignora les procédés les plus élémentaires de la distribution des eaux.

Il ne faut pas croire cependant qu'à cette époque l'art ancien ait complètement disparu ; dans une mesure modeste, mais réelle, la pratique en a été conservée dans les domaines seigneuriaux et surtout dans les abbayes du moyen âge. A défaut d'appareils de nivellement, on se laissait guider par le fil même de l'eau pour tracer un aqueduc ou une dérivation.

A Paris, les moines de Saint-Laurent, de Saint-Martin surent ainsi créer des fontaines alimentées par les sources de Belleville ou des prés Saint-Gervais.

En province, de pareils exemples sont plus rares ; nous citerons cependant l'aqueduc, le plus ancien peut-être de la région du Nord, qui amène au château de Maignelay (Oise) les eaux de la butte de Coivrel, captées à plus de 2 kilomètres de distance ; en temps de sécheresse, cet ouvrage se manifeste à la vue par une ligne verte de végétation plus active ; il a été construit à la fin du xv^e siècle par Louis de Halwyn, compagnon de Charles VIII dans les guerres d'Italie ; ce seigneur avait dû rapporter de la patrie des irrigations l'idée de son ingénieuse création ; abandonnée au siècle dernier, elle fut restaurée par la princesse Borghèse, qui, ainsi, manifesta de nouveau l'influence italienne.

Au xv^e siècle nos pays du Nord ne connaissaient donc guère les principes de la conduite des eaux : Toustain, qui mit 23 ans pour amener à Dieppe les sources de Saint-Aubin en leur faisant traverser un souterrain de 2 kilomètres et demi, ignorait absolument l'art de tracer ce souterrain en plan comme en profil ; à chaque erreur reconnue il changeait la direction de sa galerie en zigzag et, dans le sens vertical, le tuyau d'amenée offrait les mêmes oscillations.

Cependant les vrais principes de l'hydraulique commencèrent à pénétrer chez nous à la fin du xvi^e siècle ; sous l'influence de Marie de

Médicis ils furent appliqués à la construction de l'aqueduc d'Arcueil amenant au Palais du Luxembourg les sources de Rungis.

Avec le xvii^e siècle renaissent les grandes machines élévatoires connues de l'antiquité ; Henri IV fait installer à Paris les pompes de la Samaritaine que suivront plus tard les machines de Marly, monument majestueux et bruyant du siècle de Louis XIV.

Le siècle suivant devait engendrer les pompes à feu qui ont pris au xix^e siècle un si prodigieux essor.

Cependant, en dehors de Paris, les tentatives de distributions d'eau demeurent excessivement rares jusque vers 1840 ; c'est de cette époque que datent les fontaines de Dijon, œuvre de Darcy, et les premiers travaux du canal de Marseille, œuvre de Montricher ; en 1847, Belgrand prélude, par la conduite d'eau d'Avallon, à la création des grands aqueducs de la Dhuis et de la Vanne.

Arrivant à l'histoire de la seconde moitié du siècle qui finit, nous constatons d'abord une grande lenteur dans le progrès des distributions d'eau ; la statistique, que nous avons présentée à la fin de cet ouvrage, montre en effet au lecteur que les distributions publiques, même celles des grandes villes, datent presque toutes d'une vingtaine d'années à peine.

Le mouvement est donné, il s'accélère et gagne les petites villes et les bourgs ; les municipalités comprennent qu'une eau pure et abondante est aussi nécessaire à la santé publique que l'air et la lumière, elles ne reculent plus devant les sacrifices nécessaires pour l'obtenir.

Il reste cependant un point noir : c'est l'*alimentation des campagnes*. Elle est précaire et médiocre, même dans des communes riches qui ont parfois consacré de grosses sommes à leurs mairies, à leurs écoles, à l'éclairage public, et qui continuent à se servir d'une eau suspecte.

Parfois, en temps de sécheresse, les habitants des plateaux vont avec des tonneaux chercher de l'eau dans les vallées à de longues distances. Quelle perte de travail et d'argent ! Souvent on voit tirer l'eau des puits les plus profonds à l'aide d'appareils primitifs et, si l'on faisait le compte du temps perdu pour assurer l'alimentation de certains villages, de certaines exploitations agricoles, on arriverait à une grosse dépense.

Au point de vue mécanique et économique il y a donc de grands

progrès à réaliser de ce côté. Il y en a de non moins grands à rechercher sous le rapport hygiénique : les mares ne sont jamais défendues contre l'invasion des détritux animaux ou végétaux et il est probable qu'elles doivent concourir à la propagation des épizooties. En bien des cas, des citernes, alimentées et protégées d'une manière rationnelle, pourraient les remplacer avantageusement et sans grands frais.

Quant aux puits, la limpidité et la fraîcheur de leur eau inspirent trop souvent une sécurité trompeuse, car on ne s'inquiète guère de savoir s'ils reçoivent les infiltrations des fumiers ou des fosses.

Les maladies qu'engendre l'usage d'une eau mauvaise sont au moins aussi fréquentes dans les campagnes que dans les villes, mais elles se concentrent d'ordinaire dans un foyer restreint et attirent moins l'attention publique.

Avec les procédés nouveaux, avec les machines simples et économiques dont on dispose il est facile de remédier au mal.

C'est pourquoi, dans ce livre, non seulement nous avons décrit les distributions d'eau des grandes villes et les beaux ouvrages qui honorent la science de l'ingénieur, mais encore nous nous sommes attaché à mettre en relief les procédés et les installations susceptibles de trouver place dans les moindres communes. Nous avons la conviction que nous serons utile ainsi aux hommes de l'art qui ont besoin d'être guidés dans la pratique de la captation et de la distribution des eaux, pratique simple en apparence, mais sujette à de nombreux mécomptes lorsqu'elle ne s'appuie pas sur la théorie et sur l'expérience.

Au prix même de quelques redites et de quelques longueurs, nous nous sommes donc efforcé de présenter un traité complet des distributions d'eau, grandes et petites, et voici la division de notre livre.

La première partie traite de l'écoulement de l'eau par les orifices de tout genre, ainsi que par les canaux et les tuyaux ; il est indispensable que l'hydraulicien possède sur ces divers points les notions les plus complètes. Cette première partie se termine par l'étude des procédés de jaugeage, qui comprennent les compteurs, branche importante de la petite machinerie moderne.

Après l'étude mécanique de l'eau, vient l'étude physique et chimique ainsi que l'étude bactériologique, née d'hier, mais non la moins importante.

Ayant appris à distinguer la bonne eau de la mauvaise, nous disons comment on peut purifier celle-ci par des procédés divers qui, peu pratiqués et demeurés suspects en France, ont cependant pris à l'étranger un développement considérable.

Les chapitres suivants étudient : 1° les eaux superficielles, les rivières, les citernes, les lacs et étangs naturels ou artificiels ; 2° les sources, c'est-à-dire les eaux qui sortent naturellement des profondeurs du sol ; 3° les eaux souterraines, telles que celles des galeries filtrantes et des puits et forages de tout genre.

La marche logique du sujet nous conduit alors à étudier les pompes et autres appareils élévatoires avec les moteurs qui les actionnent ; nous avons consacré un chapitre spécial aux moteurs à vent, qu'on a fort préconisés dans ces dernières années et dont l'application doit être faite avec une certaine sagacité. Des types d'installations diverses complètent la description individuelle des machines.

Après avoir rappelé les études préliminaires auxquelles doit donner lieu tout projet de distribution d'eau, études relatives notamment à la consommation et à ses variations, nous avons présenté de nombreux exemples d'adductions diverses ; en cette matière, les solutions générales n'existent pas, chaque cas appelle la sienne, la multiplication des exemples offre donc son utilité.

Il nous restait ensuite à faire connaître les appareils de canalisation et de distribution publique et privée.

Pour terminer, nous avons cherché à établir une statistique des Distributions d'eau de France, et nous pensons qu'elle offrira au lecteur un certain intérêt, avec des renseignements utiles. Nos collègues des départements ont bien voulu faire remplir les questionnaires que nous leur avons adressés à cet effet et nous avons pu réunir dans un chapitre spécial les documents relatifs à l'alimentation de 60 départements.

La question de l'évacuation des eaux usées et des déjections, qui se pose aujourd'hui avec un extrême degré d'urgence dans les grandes villes, n'offre pas encore un intérêt aussi grand dans les petites villes et dans les bourgs ; mais elle n'en est pas moins d'une importance capitale ; elle complète notre sujet, puisqu'elle forme la contre-partie des

Distributions d'eau. Aussi consacrons-nous un chapitre spécial à l'établissement et au fonctionnement des égouts.

Un appendice renferme les tables numériques et les modèles utiles pour les applications pratiques, ainsi que quelques considérations sur la législation des eaux. L'hydraulicien trouvera donc tous les éléments de ses travaux dans notre livre, dont voici les chapitres :

- CHAPITRE I. — *Hydraulique ; propriétés générales.*
 — II. — *Écoulement de l'eau par orifices en mince paroi, ajutages, déversoirs.*
 — III. — *Écoulement dans les canaux.*
 — IV. — *Écoulement dans les tuyaux.*
 — V. — *Jaugeage des eaux ; compteurs.*
 — VI. — *Étude physique, chimique et bactériologique des eaux.*
 — VII. — *Procédés de purification et de filtrage.*
 — VIII. — *Eaux superficielles ; citernes, rivières, lacs et étangs naturels ou artificiels ; digues.*
 — IX. — *Sources ; sources artificielles.*
 — X. — *Eaux souterraines : puits et forages, puits artésiens, puits filtrants, galeries filtrantes.*
 — XI. — *Pompes et appareils élévatoires.*
 — XII. — *Moteurs à vent.*
 — XIII. — *Moteurs divers. Types d'installation d'appareils élévatoires.*
 — XIV. — *Études préliminaires d'une distribution d'eau. Consommation.*
 — XV. — *Exemples de dérivation et d'adduction.*
 — XVI. — *Tuyaux et conduites.*
 — XVII. — *Appareils de canalisation et de distribution publique et privée. Exploitation, entretien.*
 — XVIII. — *Réservoirs.*
 — XIX. — *Statistique des Distributions d'eau de France.*
 — XX. — *Égouts.*
 — XXI. — *Tables numériques, documents divers, législation.*
-

DISTRIBUTIONS D'EAU

CHAPITRE I

HYDRAULIQUE. — PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES

SOMMAIRE. — Historique. — Hydrostatique, de la fluidité, principe de Pascal, pressions hydrostatiques dans un liquide pesant, égalité de pression dans un plan horizontal, hauteur représentative d'une pression, paradoxe hydrostatique, liquides superposés, vases communiquants; pression totale sur une surface plane, sur un trapèze, un rectangle, un triangle, une vanne elliptique ou circulaire; pression sur une surface courbe, à l'intérieur d'un tuyau cylindrique ou d'une sphère. Principe d'Archimède. — Hydrodynamique. Théorème de Bernoulli, régime permanent, représentation graphique du théorème. — Transformation du théorème quand les frottements interviennent; cas où le théorème simplifié est applicable. — Des formules empiriques en hydraulique.

HISTORIQUE

Quelques principes tirés de la philosophie naturelle et de l'observation des mouvements les plus simples ont suffi pour établir la mécanique rationnelle et pour permettre d'aborder, avec le puissant secours des mathématiques, les questions les plus ardues de cette partie de la science. Les machines élémentaires étaient connues et expliquées par les savants de l'antiquité.

Il n'en est point de même de l'hydraulique, qui s'occupe d'une masse fluide dont les parties élémentaires échappent à l'analyse. Elle n'a pu se développer que du jour où l'on a découvert par l'expérience une importante propriété des liquides.

C'est Archimède qui a posé les fondements de cette science, en établissant qu'un point d'une masse liquide était également pressé dans tous les sens.

L'École d'Alexandrie inventa des machines ingénieuses, des pompes, qui fonctionnaient par la gravité de l'eau combinée avec la pression de l'air; malheureusement l'explication des phénomènes ne fit aucun pas et l'on s'en tint pendant longtemps au fameux axiome: « La nature a horreur du vide. »

Dans l'antiquité, les machines élévatoires seules se développèrent, on connut la vis d'Archimède, le tympan, les chaînes à godets. On connut aussi les clepsydres, qui servaient à mesurer le temps par l'écoulement de l'eau. Ce n'est guère qu'à l'époque d'Auguste qu'on trouve mention des moulins à eau.

Frontin, qui fut inspecteur des eaux de Rome sous Nerva et Trajan, dans ses *Commentaires sur les conduites d'eau de la ville*, pose quelques règles pratiques; il signale particulièrement ce fait que le débit d'un ajutage dépend de la hauteur d'eau qui se trouve au-dessus de cet ajutage, mais il ne recherche point la relation qui existe entre le débit et la hauteur.

Pendant tout le moyen âge, la science demeura dans une nuit profonde jusqu'à la Renaissance et encore ne se réveilla-t-elle qu'après les lettres et les arts.

Galilée soupçonna la pesanteur de l'air que démontra son disciple Toricelli; le vieil adage fut détrôné et la pesanteur de l'air expliqua nettement le mouvement de l'eau dans les pompes.

Ayant remarqué qu'un jet d'eau s'élevait presque à la hauteur du niveau de l'eau dans le réservoir qui l'alimentait, Toricelli pensa que les lois de l'écoulement en mince paroi étaient identiques à celles de la chute des graves et que la vitesse avec laquelle le liquide s'échappait était la même que si ce liquide fût tombé librement du haut du réservoir. Cette idée fut confirmée par les expériences des physiciens de l'époque.

En 1663 parut le *Traité de l'équilibre des liqueurs*, où Pascal démontrait par l'expérience et le raisonnement les lois de l'hydrostatique. En 1686, le traité de l'abbé Mariotte apporta une nouvelle pierre à l'édifice.

En 1687, Newton, dans ses principes mathématiques, signala l'influence qu'exerce sur le débit la contraction de la veine liquide.

Daniel Bernoulli prit l'hydraulique en cet état, et fit paraître en 1738 son *Hydrodynamique*, où l'on trouve le théorème qui porte son nom, que nous exposerons plus loin et qui sert encore de base à presque tous nos calculs pratiques; c'est une alliance de la physique et des mathématiques, alliance féconde en résultats.

En 1744, d'Alembert, appliquant son théorème des mouvements virtuels qui transforme toutes les questions de mouvement en questions d'équilibre, jeta une vive lumière sur toutes les branches de la mécanique et en particulier sur l'hydraulique; il résolut par sa méthode tous les problèmes anciens et donna la solution de quelques autres.

Il posa les équations fondamentales du mouvement des fluides; Euler et de La Grange étendirent encore le champ de ses investigations.

Malheureusement, ils épuisèrent toutes les ressources de l'analyse mathématique sans que leur belle théorie pût entrer dans le domaine de la pratique.

Elle est restée l'apanage de la science pure.

Pour obtenir des résultats utiles et non plus simplement spéculatifs, il a fallu marcher le flambeau de l'expérience à la main. C'est ce qu'ont fait tous nos savants modernes, parmi lesquels nous citerons Bossut, Dubuat, d'Aubuisson, Prony, Eytelwein, Poncelet et Lesbros, Darcy, Dupuit, Bazin, Saint-Venant, Boussinesq, etc.

Les méthodes que nous allons exposer sont donc plus empiriques que rationnelles. Mais, si elles subordonnent le calcul à l'expérience, elles n'en satisfont pas moins aux besoins de la pratique.

HYDROSTATIQUE

De la fluidité. — Dans les corps solides, les molécules ont entre elles un mode d'agrégation tel, qu'on ne peut les faire mouvoir les unes par rapport aux autres sans exercer un effort plus ou moins considérable, destiné à vaincre la cohésion et le frottement. Lors même que les molécules sont séparées et que l'on cherche à faire glisser l'un sur l'autre deux corps solides, il faut développer un effort continu pour commencer le mouvement et pour l'entretenir.

Dans les corps fluides, au contraire, les molécules n'ont entre elles aucune cohésion ; elles sont susceptibles de se mouvoir les unes par rapport aux autres sans aucun frottement.

C'est cette absence absolue de frottement qui caractérise la fluidité. En fait, la fluidité n'est pas absolue, et les frottements interviennent dès qu'il s'agit de mouvements dont la vitesse est un peu considérable. Mais lorsque la masse liquide est en équilibre absolu ou relatif, ou lorsque les molécules ne sont animées que de mouvements très lents, la fluidité parfaite est presque réalisée ; en effet, les résultats qu'on déduit alors de l'hypothèse de la fluidité sont vérifiés par l'expérience.

On distingue deux classes de fluides :

1° Les liquides, ou fluides incompressibles. L'incompressibilité n'est pas non plus chose absolue ; en réalité, elle n'existe pas. Seulement la compressibilité de l'eau est tellement faible qu'on ne commet point d'erreur sensible en la faisant nulle dans la pratique ;

2° Les gaz, ou fluides élastiques, qui remplissent toujours tout le vase où on les renferme et qui prennent un volume déterminé pour une pression et une température déterminées.

Théorème : *Une molécule d'une masse liquide en équilibre est également pressée dans tous les sens.* — En effet, à cause de la fluidité, cette molécule est libre de se mouvoir en tous sens sans aucun frottement ; si, suivant une direction quelconque, elle était soumise à deux pressions inégales, elle obéirait à la plus forte et se déplacerait ; puisqu'elle reste en équilibre, c'est qu'elle est également pressée dans tous les sens.

On voit là toute la différence qui existe entre les solides et les liquides ; lorsqu'une force presse un solide, elle tend à le mouvoir tout entier suivant sa direction ; pour maintenir l'équilibre, il suffit d'opposer directement à la première force une force égale. Si l'on appliquait ces deux forces à une goutte liquide de même volume, cette goutte liquide s'aplatirait normalement aux forces et toutes les molécules se déroberaient latéralement.

Principe de Pascal : *Égalité de pression dans tous les sens.* — Considérons un liquide remplissant complètement un vase clos de forme quelconque ; ce liquide exerce sur chaque élément plan de la paroi du vase une pression normale à cet élément ; nous disons une pression normale, car, si elle était inclinée, elle aurait une composante parallèle à la paroi et, vu l'absence de frottement, la molécule liquide glisserait le long de la paroi et par suite ne serait plus en équilibre.

Pression en un point. — Si autour d'un point donné A on prend une petite surface et qu'on divise la pression qui s'exerce sur cette surface par son aire, on aura la pression par unité de surface, c'est-à-dire par mètre carré. Supposez que l'on diminue la surface choisie jusqu'à ce qu'on la réduise à l'élément infiniment petit que représente le point A, et que l'on prenne toujours le rapport entre la surface et la pression, la limite de ce rapport représentera la pression au point A.

Revenons maintenant au principe de Pascal :

Nous avons un vase clos de forme quelconque, plein de liquide, et nous faisons abstraction pour le moment de l'action de la pesanteur ; découpons sur la paroi un orifice que nous fermerons par un petit piston, l'équilibre se maintiendra pourvu que nous appliquions normalement à ce piston une pression égale à celle que subissait la portion de paroi. Faisons la même opération sur une surface égale de la paroi en un endroit quelconque, la force à appliquer sur le nouveau piston pour maintenir l'équilibre sera égale à la précédente.

Cela résulte immédiatement du théorème des travaux virtuels ; il n'y a ni compressibilité, ni frottement d'aucune sorte ; en désignant par F et F' les pressions normales aux deux pistons, si l'on enfonce l'un

d'une quantité ε , l'autre sortira de la même quantité puisque le liquide est incompressible ; à cause de l'absence de tout frottement, les forces en présence se réduisent à F et F' ; leurs travaux virtuels $F\varepsilon$ et $F'\varepsilon$ sont de signe contraire et doivent donner une somme algébrique nulle, d'où résulte $F = F'$.

Ainsi, abstraction faite de la pesanteur, deux éléments égaux sont soumis à des pressions égales, ce qui veut dire que la pression varie proportionnellement à l'étendue de la surface.

La vérification expérimentale de ce principe est bien facile, elle nous est fournie par la presse hydraulique.

La presse hydraulique se compose de deux corps de pompes verticaux reliés par un tube ; dans chaque corps de pompe est un piston. Supposons l'un cent fois plus étendu que l'autre, si l'on exerce sur le petit piston un effort d'un kilogramme, il faudra exercer sur le grand pour le maintenir en équilibre et l'empêcher de se soulever, un effort de 100 kilogrammes.

Pressions hydrostatiques dans un liquide pesant. — Les résultats précédents ne s'appliquent pas tous à un liquide pesant, c'est-à-dire placé dans les conditions ordinaires.

Une molécule liquide est toujours également pressée dans tous les sens ; ce principe est une conséquence immédiate de la fluidité.

La surface du liquide est horizontale, car, supposez qu'elle soit inclinée en un endroit quelconque et considérez une molécule, son poids peut se décomposer en deux forces, l'une normale à la surface, détruite par l'incompressibilité, l'autre parallèle à la surface et qu'aucun frottement ne peut annuler. La molécule va donc glisser sur le plan incliné et descendre au point le plus bas. Cet effet se produira tant que tous les éléments de la surface ne seront pas dans un même plan horizontal.

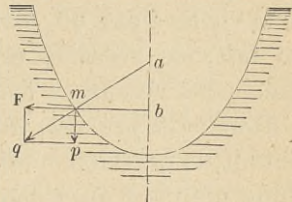


Fig. 1.

La surface du liquide ne serait plus horizontale s'il était soumis à des forces extérieures autres que la pesanteur. Exemple : considérez (fig. 1) un vase renfermant de l'eau, animé d'un mouvement uniforme de rotation autour de son axe, mouvement dont la vitesse angulaire est ω , la surface supérieure se creuse et prend la forme d'un paraboloïde de révolution. En effet, une molécule m ne peut être en équilibre qu'autant que la résultante des forces qui la pressent est normale à la surface du liquide ; or les forces qui agissent sur cette molécule sont : son poids p , représenté par la droite mp , la force cen-

trifuge mF égale à $\frac{mv^2}{r}$, expression dans laquelle m est la masse $\frac{\rho}{g}$ de la molécule, r le rayon mb de rotation, et v la vitesse de circulation qui n'est autre que le produit de la vitesse angulaire ω par le rayon r ; la force centrifuge peut donc s'écrire :

$$\frac{\rho}{g} \frac{\omega^2 r^2}{r} = \frac{\rho \omega^2}{g} r.$$

Les deux triangles mb , mpq sont semblables et donnent :

$$\frac{ab}{mb} = \frac{mp}{pq} \quad \text{ou} \quad \frac{ab}{r} = \frac{p}{\left(\frac{\rho \omega^2 r}{g}\right)} \quad ab = \frac{g}{\omega^2}.$$

Le mouvement étant uniforme, ω est constant, donc ab l'est aussi; cette ligne est la sous-normale de la courbe considérée. La courbe dont la sous-normale est constante est une parabole. Par suite, la surface du liquide est coupée par un plan vertical quelconque suivant une parabole constante; cette surface est un paraboloïde de révolution.

Lorsqu'une rivière rapide circule dans une courbe de faible rayon, certains observateurs ont cru remarquer que la surface de l'eau ne restait pas horizontale, mais qu'elle était plus élevée sur la rive de grand rayon que sur la rive de petit rayon; cet effet est admissible, ainsi que nous venons de le voir par l'exemple précédent. La section de la surface par un plan vertical est alors une courbe logarithmique. En fait, ce résultat est bien difficile à observer, car on ne trouve jamais des rivières à cours rapide avec des courbes de petit rayon.

Égalité de pression dans un plan horizontal. — La pesanteur intervenant, la pression n'est plus la même sur deux surfaces égales placées d'une manière quelconque.

En appliquant le théorème des travaux virtuels, comme nous l'avons indiqué plus haut, il faudrait introduire dans l'équation le travail dû à la pesanteur, et l'équation ne se réduirait plus à $F = F'$.

Cette égalité ne se produirait que dans le cas où le travail de la pesanteur serait nul, c'est-à-dire pour les éléments situés sur un même plan horizontal.

Ainsi la pression est constante en tous les points d'une même tranche horizontale.

Déterminons la valeur de cette pression :

Soient, à cet effet, deux tranches horizontales voisines, ab , $a'b'$; par un

élément mn de la première menons un cylindre vertical, il découpera sur la seconde tranche un élément égal au premier.

Le petit cylindre $mn, m'n'$ est soumis à l'action de trois forces verticales, savoir : la pression p sur mn ; la pression $p + dp$ sur $m'n'$ (la quantité dp est l'accroissement infiniment petit de la pression lorsqu'on passe d'une tranche à la tranche voisine) et son poids qui est égal au produit $\delta.s.dh$, dans lequel δ est la densité du liquide, s l'aire de la surface mn , et dh l'accroissement infiniment petit de la hauteur.

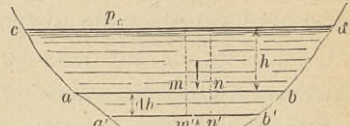


Fig. 2.

L'équation de l'équilibre nous donne :

$$p + dp = p + \delta.s.dh \quad \text{ou} \quad dp = \delta.s.dh.$$

En intégrant cette équation et désignant par p_0 la valeur de la pression atmosphérique à la surface du liquide, on arrive à :

$$p = p_0 + \delta.s.h.$$

Ainsi, l'accroissement de pression sur l'élément mn , lorsque cet élément horizontal s'enfonce de la surface libre cd au plan ab , est égal au poids de la colonne liquide qui surmonte l'élément mn .

Ce résultat est facile à démontrer expérimentalement :

On a un tube en verre dont le fond est remplacé par un disque poli que l'on maintient au moyen d'une ficelle ; on enfonce ce tube dans un vase plein d'eau, la pression de l'eau applique le disque contre le tube ; on remplit peu à peu ce dernier avec de l'eau, et le disque ne se détache que lorsque le niveau à l'intérieur est le même que dans le vase. La pression sur le fond est donc bien représentée par la colonne d'eau comprise entre ce fond et la surface.

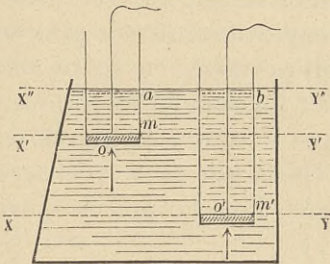


Fig. 3.

Hauteur représentative d'une pression. — La pression p en un point est, avons-nous dit, rapportée à l'unité de surface ; la colonne d'eau verticale, dont le poids est égal à cette pression, ayant pour base l'unité de surface, pour hauteur h et pour densité δ , a pour poids δh .

D'où la relation :

$$p = \delta h, \quad \text{ou} \quad \frac{p}{\delta} = h.$$

La densité ou plutôt le poids spécifique δ est constant, vu l'homogénéité et l'incompressibilité du liquide ; avec l'eau, si on prend le mètre pour unité, δ est égal à 1 000 kilogrammes ; la pression p peut donc être représentée proportionnellement par la hauteur h .

C'est ce qu'on fait dans la pratique. On désigne les pressions par les hauteurs de liquide qui les représentent.

Paradoxe hydrostatique. — De ce qui précède résulte que la pression sur le fond d'un vase est absolument indépendante de la forme de ce vase et ne dépend que de la hauteur d'eau qu'il contient. Ainsi, imaginez un vase à large panse se prolongeant par un col effilé de grande hauteur, la pression sur le fond pourra atteindre une valeur très considérable, bien que le poids transmis au support soit relativement très faible. Ce phénomène, curieux au premier abord, porte le nom de paradoxe hydrostatique.

Liquides superposés. — La surface de séparation de plusieurs liquides superposés de densité différente est toujours horizontale.

En effet, la pression est uniforme dans une section horizontale pour les raisons précédemment développées et elle est mesurée en chaque point par la hauteur de liquide superposé ; il faut donc que toutes les colonnes liquides élémentaires aient exactement la même composition afin de posséder le même poids ; par suite, les hauteurs des différents liquides sont les mêmes dans chaque colonne et leurs surfaces de séparation sont horizontales.

Les liquides se superposent par ordre de densité, le plus lourd au fond. En effet, une masse liquide ne peut être en équilibre instable ; lorsqu'elle est en équilibre, c'est un équilibre stable. Or l'équilibre stable d'un corps pesant ne se réalise que lorsque le centre de gravité occupe la position la plus basse qui lui soit permise, eu égard aux liaisons dont il est affecté. Donc, les molécules liquides se disposeront dans le vase qui les contient de telle sorte que le centre de gravité de l'ensemble se trouve le plus bas possible, chose qui ne se réalisera qu'autant que les liquides seront superposés dans l'ordre de leurs densités.

Vases communicants. — Lorsque plusieurs vases de forme quelconque sont implantés sur un même tuyau, le liquide s'élève dans tous ces vases à la même hauteur. En effet, la pression doit être constante en tous les points d'une tranche horizontale du tuyau commun, ce qui n'arrivera que si la hauteur de l'eau dans les différents vases est partout la même.

Ce phénomène est, du reste, bien facile à vérifier par l'expérience.

Si l'on a deux vases communicants renfermant deux liquides de densité différente, la hauteur respective de ces deux liquides au-dessus

de la tranche horizontale qui les sépare est en raison inverse de la densité.

Cela découle encore du principe de l'égalité des pressions dans un plan horizontal.

Pression totale d'un liquide homogène sur une surface plane, sur une vanne quelconque. — Soit un vase $abkl$ dans lequel il y a de l'eau jusqu'au niveau ab . On demande de calculer la pression totale que le liquide exerce sur la portion de paroi projetée sur la ligne cd .

En chaque élément m , de superficie ω , de cette portion de paroi, s'exerce une pression normale représentée par la hauteur mn ou h ; la valeur de cette pression en kilogrammes, si l'on appelle δ la densité du liquide, est donc $\delta\omega h$.

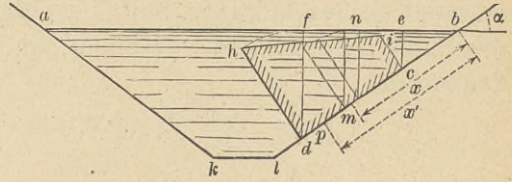


Fig. 4.

Il faudrait ajouter à cette pression la pression atmosphérique qui règne au-dessus de ab ; généralement, la pression atmosphérique s'exerce aussi sur la face non mouillée de la paroi, il n'y a donc pas lieu d'en tenir compte. Au cas où la pression qu'on rencontre à la surface du liquide ne serait pas la même que celle qui s'exerce au dehors de la paroi, il serait facile de tenir compte de la différence constante.

Ainsi, en chaque élément de la surface dc on trouve une pression normale à cette surface égale à $\delta\omega h$.

La pression totale, résultante de toutes ces forces parallèles, est égale à leur somme :

$$\Sigma(\delta\omega.h) \quad \text{ou} \quad \delta.\Sigma.(\omega.h).$$

Si l'on désigne par Ω la surface totale et H la profondeur du centre de gravité de la surface cd au-dessous du niveau de l'eau, si l'on se rappelle en outre que, par définition même, la somme des moments de tous les éléments de la surface par rapport au plan ab est égale au moment, par rapport à ce même plan, de la surface entière supposée condensée en son centre de gravité, on écrira :

$$(1) \quad \Sigma(\omega.h) = \Omega.H$$

et la pression totale sur la surface cd est $\delta.\Omega.H$.

La voilà mise sous une forme simple : elle est le produit de la surface pressée par la densité du liquide et par la profondeur du centre de gravité de cette surface au-dessous du niveau de l'eau.

Son point d'application est le centre des forces parallèles appliquées aux divers éléments de la surface cd .

Imaginons un axe horizontal mené par le point b , où la surface libre du liquide coupe la paroi prolongée, et prenons par rapport à cet axe horizontal les moments de toutes les pressions élémentaires s'exerçant sur la surface considérée cd ; la pression en m est $\delta\omega h$, et son moment est $\delta\omega.h.x$; la somme de tous ces moments élémentaires est égale au moment de la résultante. Soit p le point d'application inconnu de cette résultante et x' son bras de levier par rapport à l'axe b . Nous aurons l'équation :

$$\delta\Sigma(\omega.h.x) = \delta.x'\Sigma(\omega h).$$

En chaque point m , si l'on désigne par α l'angle de la paroi avec l'horizon, le triangle rectangle mnb donne :

$$h = x \sin \alpha,$$

et l'équation précédente devient :

$$(2) \quad \Sigma(\omega x^2) = x'\Sigma(\omega x)$$

qui fournit la valeur de x' .

Le calcul de l'ordonnée x' du centre de pression est analogue au calcul des centres de percussion dont on s'occupe en mécanique.

Ce calcul ne peut être mis en formule exacte lorsqu'il s'agit d'une surface non définie géométriquement ; même avec des surfaces définies, l'intégration de la quantité ωx^2 peut être fort difficile.

Il n'y a que dans les cas simples qu'on peut la calculer.

Ce qu'on peut dire du centre de pression de la surface cd , c'est qu'il est au-dessous de son centre de gravité : en effet, faisons tourner cette surface autour d'un axe horizontal passant par son centre de gravité de manière à la rendre elle-même horizontale, la pression sera uniforme, et le centre de pression se confondra avec le centre de gravité ; mais dès qu'on inclinera, tant soit peu, la surface, l'uniformité des pressions disparaîtra, elles augmenteront au-dessous de l'axe de rotation et diminueront au-dessus, leur résultante totale se trouvera donc au-dessous de l'axe de rotation, c'est-à-dire du centre de gravité, et l'écart des deux centres atteindra son maximum lorsque la surface cd sera devenue verticale.

Faisons le calcul des pressions dans le cas où la surface cd est un

trapèze à bases horizontales, ce qui comprend tous les cas de la pratique et toutes les formes de vannes qui peuvent se présenter.

La surface cd rabattue autour de la droite de même nom sera le trapèze $rstu$, ayant pour bases l et l' et pour hauteur cd ou a ; dési-

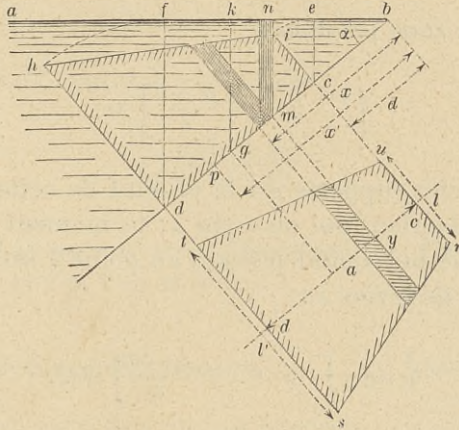


Fig. 3.

gnons par d la distance de l'horizontale supérieure c de la paroi au point b .

La surface Ω du trapèze est égale à $a \cdot \frac{l+l'}{2}$; cherchons-en le centre de gravité, il se trouve sur l'horizontale g qui divise la hauteur dc du trapèze en deux parties telles que :

$$\frac{gc}{dg} = \frac{2l'+l}{l'+2l} \quad \text{ou bien} \quad \frac{gc}{a} = \frac{2l'+l}{3(l'+l)}.$$

La longueur bg est donc égale à :

$$bc + cg = d + a \cdot \frac{2l'+l}{3(l'+l)}$$

et la hauteur H est égale à cette quantité multipliée par $\sin \alpha$.

Il en résulte pour la pression totale la valeur :

$$(1) \quad \delta \cdot a \cdot \frac{l+l'}{2} \left(d + a \frac{2l'+l}{3(l'+l)} \right) \sin \alpha.$$

Cherchons maintenant le centre des pressions :

Considérons la zone horizontale infiniment petite qui comprend le point m ; sa surface ω est mesurée par le produit de la hauteur infini-

ment petite dx et de la base y ; cette base, facile à calculer par les triangles semblables, a pour valeur :

$$l + (l - l) \frac{x - d}{a}.$$

La surface de la zone est donc :

$$\left[l + (l - l) \frac{x - d}{a} \right] dx,$$

et la pression qu'elle supporte est le produit de cette surface par δ , la densité, et par la hauteur mn ou $x \sin \alpha$; le moment de cette pression par rapport à l'axe horizontal passant au point b sera donc, en multipliant par le bras de levier x :

$$\delta \cdot \sin \alpha \left[l + (l - l) \frac{x - d}{a} \right] x^2 dx.$$

On aura la somme des moments élémentaires en intégrant cette quantité de $x = d$ à $x = d + a$.

Quant au moment total, il est le produit de l'ordonnée x' du centre des pressions par la somme des pressions élémentaires; d'où l'équation :

$$x' \cdot \int \delta \sin \alpha \left[l + (l - l) \frac{x - d}{a} \right] x \cdot dx = \int \delta \sin \alpha \left[l + (l - l) \frac{x - d}{a} \right] x^2 \cdot dx.$$

$$x' = \frac{\int \left[l + (l - l) \frac{x - d}{a} \right] x^2 \cdot dx}{\int \left[l + (l - l) \frac{x - d}{a} \right] x dx}$$

Les intégrales sont prises de d à $a + d$.

Effectuant ce calcul, nous trouvons que la position du centre des pressions est déterminée par l'équation :

$$(2) \quad x' = \frac{1}{2} \frac{a^2 (l + 3l) + 2ad (4l + 2l) + 6d^2 (l + l)}{a (l + 2l) + 3d (l + l)}$$

Cette formule sera bien rarement utile; cependant il peut arriver qu'on ait à en faire usage; c'est pourquoi nous l'avons établie.

Elle permettra, du reste, de trouver les formules applicables dans les divers cas de la pratique. Voici les principales :

1° *Trapeze à fleur d'eau.* — Lorsque la paroi pressée est un trapèze

dont la base supérieure est à fleur d'eau, il suffit de faire $d = 0$ dans les formules 1 et 2 et l'on trouve :
pour la pression totale la valeur :

$$\frac{1}{6} \delta a^2 (2l + l) \sin \alpha.$$

Et pour la position du centre des pressions :

$$x' = \frac{1}{2} \frac{a^2(l + 3l)}{a(l + 2l)}$$

2° *Triangle dont le sommet est à fleur d'eau.* — Dans ce cas, il faut annuler à la fois d et l et l'on trouve :

Pour la pression totale, la valeur $\frac{1}{3} \delta a^2 l \sin \alpha$

Et pour la position du centre des pressions. . . $x' = \frac{3}{4} a$

3° *Rectangle dont la base supérieure est à fleur d'eau.* — *Vanne ordinaire.* — C'est le cas qu'on rencontre le plus fréquemment ; généralement c'est celui que toutes les vannes présentent. Il faut faire $d = 0$ et $l = l$ et l'on trouve :

Pour la pression totale la valeur $\frac{1}{2} \delta a^2 l \sin \alpha$

Et pour la position du centre des pressions, . . $x' = \frac{2}{3} a$.

Presque toujours, la vanne est verticale et il faut faire alors $\sin \alpha = 1$. Exemple (*fig. 6*) :

Soit une vanne verticale de 2 mètres de haut et de 0^m,40 de large ; la pression qu'elle supporte est représentée par le triangle *bdf* dont la base est égale à la hauteur ; en adoptant pour le poids spécifique δ le nombre 1 000, puisque le mètre cube d'eau pèse 1 000 kilogrammes, la pression totale sera de :

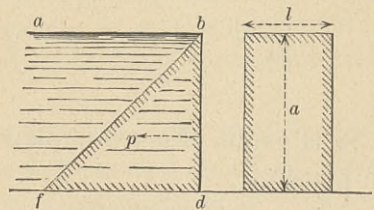


Fig. 6.

$$\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 0,40 = 800 \text{ kilogrammes.}$$

et le centre des pressions sera en p , aux deux tiers de la hauteur, c'est-à-dire à $1^m,33$ au-dessous du niveau de l'eau.

Si donc on voulait maintenir la vanne par une poussée exercée derrière elle, cette poussée devrait être de 800 kilogrammes, et il faudrait, en outre, appliquer cette poussée aux deux tiers de la hauteur à partir de la surface de l'eau et non pas à la moitié, comme on serait tenté de le faire au premier abord.

Pression sur une vanne elliptique ou circulaire. — Dans

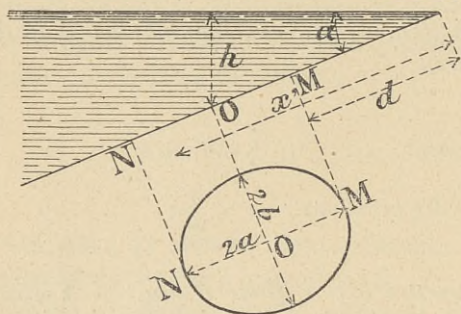


Fig. 7.

une paroi plane on a découpé une vanne elliptique dont O est le centre et MN le grand axe; appelons h la hauteur d'eau sur le centre, $2a$ et $2b$ les deux axes de l'ellipse.

La pression totale P qu'elle supporte est égale, d'après les principes qui précèdent, à la surface de l'ellipse $3,14 a.b$ multipliée par le poids spécifique δ du liquide et par la hauteur d'eau h qui existe sur

le centre de gravité de la surface.

$$(1) \quad P = \pi.a.b.\delta.h = \pi.a.b.\delta.(d + a) \sin \alpha.$$

Quant au point d'application de la pression résultante, on le calcule en appliquant la formule 2 de la page 18 et on trouve pour son abscisse la valeur :

$$(2) \quad x' = d + a + \frac{a^2}{4(d + a)}.$$

Si la vanne affleure le plan d'eau, d s'annule, le point d'application se place en :

$$x' = \frac{3}{4} a.$$

Il est toujours au-dessous du centre. Et les résultats, étant indépendants du petit axe, s'appliquent aussi à une vanne circulaire.

Pression sur une surface courbe. — La pression sur un élément de surface est toujours normale à cet élément ; lorsqu'il s'agit de rechercher la pression totale sur une surface plane, le problème est simple puisqu'il ne s'agit que de composer des forces parallèles. Mais, s'il s'agit d'une surface courbe, le problème se complique, les forces élémentaires se trouvent dans des plans différents et il est bien rare qu'elles possèdent une résultante unique.

Cependant on peut trouver une résultante unique dans le cas où la surface pressée est une surface de révolution.

Pression à l'intérieur d'un tuyau cylindrique. — Soit, par exemple, un tuyau cylindrique rempli d'eau dont la pression est p par mètre carré.

Considérons la demi-section transversale abc de cette conduite, dont l'épaisseur est représentée par aa' . La résultante de toutes les pressions élémentaires est évidemment dirigée suivant le rayon qui passe au sommet c du demi-cylindre ; cherchons la valeur de cette résultante sur un mètre de longueur du cylindre.

Sur l'élément mn , la pression par mètre courant est $p.mn$ et donne sur l'axe oc une composante égale à $p.mn. \cos \alpha$. Mais la quantité $mn. \cos \alpha$ est la projection rs de l'élément sur le plan diamétral.

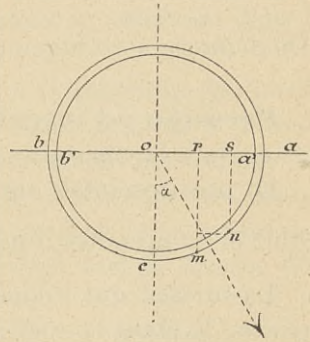


Fig. 8.

Donc, la résultante totale des pressions sur un mètre courant du demi-cylindre est égale au produit de la pression p par la surface du plan diamétral ab , soit $p.d$, d étant le diamètre du tuyau. Pour avoir la pression effective, il faudrait retrancher la pression extérieure due à l'atmosphère ; mais, comme généralement le liquide intérieur lui-même est en communication avec l'atmosphère, puisqu'il vient d'un réservoir, il suffit de prendre pour la valeur de p celle que représente la différence de niveau entre le réservoir et la partie considérée du tuyau.

Sous l'influence de la pression précédente, le tuyau tend à se séparer en deux parties égales en se déchirant suivant aa' et bb' ; si l'on appelle e l'épaisseur du tuyau, la surface résistante pour 1 mètre de longueur est représentée par $2e$. Supposons qu'on ne veuille pas imposer à la matière dont est formé le tuyau un effort supérieur à R kilogrammes par unité de surface, la pression totale ne devra pas dépasser $2Re$ et, à la limite, on aura l'équation :

$$pd = 2Re$$

qui permettra, tout le reste étant connu, de *déterminer l'épaisseur* à donner au tuyau.

Exemple : un tuyau est soumis à une pression effective de 10 atmosphères, ce qui fait 103 300 kilogrammes par mètre carré de surface plane ; ce tuyau a 0^m,20 de diamètre ; il est en fonte, et l'on ne veut pas que cette fonte travaille à l'extension à plus de 1 kilogramme par millimètre carré, ou de 1 000 000 de kilogrammes par mètre carré ; on aura pour en déterminer l'épaisseur l'équation :

$$103\ 300 \times 0,20 = 2 \times 1\ 000\ 000. e,$$

d'où :

$$e = 0^m,010\ 33.$$

On donnera à ce tuyau en fonte 11 millimètres d'épaisseur.

Pression à l'intérieur d'une sphère. — Le même calcul s'appliquera à la résistance d'une sphère.

La pression totale sur une moitié de cette sphère est égale au produit de la pression p par la surface d'un grand cercle $\frac{\pi d^2}{4}$.

La surface qui s'oppose à la séparation des deux hémisphères est $\pi.d.e$; R étant le coefficient de résistance adopté, cette surface peut être soumise à une pression $\pi.R.d.e$. D'où résulte l'équation limite :

$$p.\pi.\frac{d^2}{4} = \pi.R.d.e \quad \text{ou} \quad pd = 4Re.$$

L'épaisseur à adopter sera la moitié de ce qu'elle serait pour un cylindre de même diamètre placé dans les mêmes conditions.

Principe d'Archimède. — Tout corps plongé dans un liquide est soumis, de la part des molécules qui l'entourent, à des pressions dont la résultante totale est égale et directement opposée au poids du liquide déplacé par le corps.

Ainsi, tout corps flottant ou immergé reçoit une poussée égale au poids du liquide qu'il déplace.

La démonstration de ce principe se trouve dans la notion même de la fluidité.

Considérons un liquide en équilibre et isolons par la pensée une masse de ce liquide ; rien ne nous empêche de considérer cette masse comme solidifiée. Elle est soumise à deux sortes d'actions : 1° son

propre poids, dû à une force extérieure, la pesanteur ; 2° les réactions des molécules qui l'entourent. La résultante totale de ces réactions doit, puisque l'équilibre existe, être égale et directement opposée à l'action de la pesanteur, c'est-à-dire au poids ; donc, la masse considérée reçoit des molécules qui la touchent une poussée égale au poids du liquide qu'elle déplace.

HYDRODYNAMIQUE

Les équations générales du mouvement des fluides, posées par d'Alembert et mises sous la forme différentielle par Euler, n'ont pas été intégrées jusqu'à présent.

Les problèmes relatifs au mouvement des eaux se résolvent dans la pratique en prenant pour bases :

Le théorème des quantités de mouvement et le théorème des forces vives, dont on se sert d'ordinaire sous la formule que lui a donnée Daniel Bernoulli, formule qui s'appelle le théorème de Bernoulli.

Théorème des quantités de mouvement. — La *quantité de mouvement* d'un point matériel à un instant donné est le produit de sa masse par sa vitesse ; la quantité de mouvement d'un corps sera la somme des produits analogues ou $\Sigma.m.v.$

L'impulsion d'une force est le produit du nombre, qui mesure cette force, par le temps de son action ; l'impulsion élémentaire est $F.dt$ et l'impulsion pendant l'intervalle t est $F.t$.

Lorsqu'une force, variable ou constante, agit sur un point matériel, l'impulsion totale de cette force, pendant un certain temps, est égale à l'accroissement algébrique de la quantité de mouvement pendant le même temps, ce qui se résume par l'équation :

$$\int_{t_0}^t F.dt = mv - mv_0.$$

Pour un assemblage de points matériels, cette équation conduit au résultat suivant :

1° L'accroissement algébrique de la somme des quantités de mouvement de tous les points matériels d'un système, projetées sur un axe, est égal à la somme algébrique des impulsions totales de toutes les forces agissant sur le système, projetées sur le même axe ;

2° Dans un système matériel, l'accroissement algébrique de la somme des moments des quantités de mouvement, par rapport à un axe quelconque, est égal à la somme des moments, par rapport au

même axe, des impulsions de toutes les forces qui agissent sur le système.

Théorème des forces vives. — On appelle force vive d'un point matériel le produit de sa masse par le carré de sa vitesse.

La force vive d'un système est la somme des forces vives de tous les points matériels qui composent ce système.

Le travail des forces est lié à la force vive par la relation suivante :

La somme des travaux des forces, tant intérieures qu'extérieures, d'un système est égale à la demi-variation de la force vive du système.

Ce qui s'exprime algébriquement par la formule :

$$\Sigma \text{ travail } (F + f) = \frac{1}{2} \Sigma (mv^2 - mv_0^2).$$

Les forces intérieures apparaissent dans ce théorème, et cela se conçoit, car elles correspondent à des déplacements et à des déformations intérieures qui absorbent une certaine quantité de travail.

Ces forces intérieures ne disparaissent que dans trois cas :

1° Lorsqu'il s'agit d'un solide invariable ;

2° Lorsqu'il s'agit d'un corps parfaitement élastique ;

3° Lorsqu'il s'agit d'un corps parfaitement fluide ; alors les molécules du corps se déplacent les unes par rapport aux autres sans frottement ni compression, comme si elles étaient libres ; il n'y a point de forces intérieures ; f est constamment nulle et ne saurait par conséquent produire aucun travail.

Le théorème des forces vives a donné naissance au théorème de Bernoulli.

THÉORÈME DE BERNOULLI

Régime permanent d'une masse liquide. — Lorsqu'une masse liquide est en mouvement et qu'en chaque point de cette masse les circonstances physiques restent constantes, il s'établit un régime permanent.

Le régime est la manière d'être de la masse liquide, et la permanence signifie que, toutes les circonstances restant les mêmes, la vitesse des molécules qui passent successivement en un point donné reste elle-même constante en grandeur et en direction. Donc, toutes les molécules qui passent successivement en ce point suivent exactement la même trajectoire avant comme après le passage.

L'homogénéité de la masse liquide est une preuve suffisante de la permanence du régime, permanence qu'il est du reste facile de vérifier par l'expérience, au moyen de flotteurs multipliés.

Ainsi, considérons une rivière; à un jour donné, elle possède un régime permanent, parce que les conditions météorologiques n'éprouvent pas de variation: que ces conditions changent, le régime changera avec elles et ne tardera pas à retrouver un nouvel état de permanence en rapport avec les conditions nouvelles, et qui persistera autant qu'elles.

Conséquence du régime permanent. — La permanence du régime est facile à traduire en une équation algébrique:

Considérons une molécule m , elle suit une trajectoire mn ; menons à cette trajectoire deux plans A et B qui lui soient normaux; prenons dans le premier plan A autour du point m une surface infiniment petite mp ; l'ensemble des molécules qui traversent cette surface constitue un filet liquide, c'est-à-dire une réunion de molécules dont toutes les vitesses sont égales et parallèles dans une même section transversale mp .

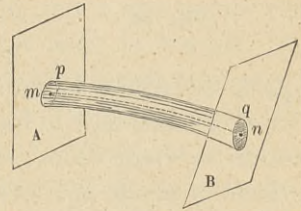


Fig. 9.

En vertu de la permanence, ce filet liquide conserve une figure constante, et sa section par un plan B, normal à la trajectoire mn , est toujours la même.

Cette section nq n'a pas nécessairement la même étendue que la section primitive mp , car les molécules peuvent changer de vitesse dans l'intervalle; le filet se gonfle ou s'amincit suivant que sa vitesse croît ou diminue; toutefois, si l'on veut que les frottements des molécules liquides entre elles n'absorbent pas une notable quantité de force vive, il faut que les variations de la section du filet liquide ne soient ni brusques ni considérables.

Si l'on appelle s la surface du filet liquide en m et v sa vitesse, son débit Q à la seconde, c'est-à-dire le volume qui passera en m pendant l'unité de temps, sera :

$$Q = v.s;$$

mais, à cause de l'incompressibilité du liquide, le volume qui passe en m est égal à celui qui passe en n dans le même temps; ce dernier est égal à $v'.s'$ et l'on a :

$$(1) \quad Q = v.s = v'.s' = \dots$$

Démonstration du théorème de Bernoulli. — Cela posé, nous pouvons aborder la démonstration du théorème de Bernoulli.

Soit un filet liquide mn ; nous admettons que les frottements latéraux, ainsi que les frottements intérieurs, sont négligeables, ce qui n'est vrai dans la pratique que si le filet liquide est de faible longueur, et si ses changements de section sont insensibles.

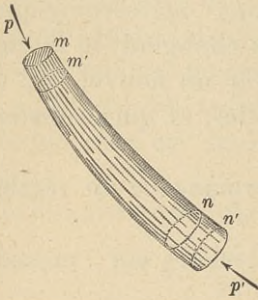


Fig. 40.

Les forces auxquelles est soumis le filet liquide se réduisent donc à la pesanteur, à la pression p qui s'exerce normalement à la section m , et à la pression p' qui s'exerce normalement à la section n .

Appliquons le théorème des forces vives : le travail des forces qui sollicitent le filet liquide est égal à la demi-variation de la force vive.

Si l'on considère le mouvement pendant un temps très court dt , la section m vient en m' , et la section n en n' . La force vive initiale est celle de la masse mn , et la force vive finale celle de la masse $m'n'$; ces deux masses ont une partie commune $m'n$, et, en vertu de la permanence du mouvement, chaque molécule de cette partie commune a la même vitesse au commencement et à la fin de l'intervalle considéré, et par suite sa force vive ne varie pas. Il suffira donc de prendre la demi-différence de la force vive de la masse nn' et de la force vive de la masse mm' .

Nous avons admis qu'il n'y avait aucune variation brusque de vitesse dans le filet liquide; donc, la vitesse en n' est la même que la vitesse dans la section n infiniment voisine, et de même la vitesse en m' est la même qu'en m .

Désignons par δ la densité du liquide, $\frac{\delta}{g}$ sera la masse de l'unité de volume,

$$\frac{\delta}{g} \cdot v \cdot s \cdot dt. \quad \text{ou} \quad \frac{\delta}{g} \cdot Q \cdot dt$$

la masse du volume mm' ; de même

$$\frac{\delta}{g} \cdot v' \cdot s' \cdot dt \quad \text{ou} \quad \frac{\delta}{g} \cdot Q \cdot dt$$

sera la masse du volume nn' . Il en résulte pour la demi-variation de force vive la valeur

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\delta}{g} \cdot Q dt \cdot (v'^2 - v^2).$$

La pression p exerce sur la surface s une poussée ps ; le déplacement de son point d'application pendant le temps dt est vdt ; son travail est donc

$$p.s.v.dt \quad \text{ou} \quad p.Q.dt$$

et ce travail est positif.

La pression p' produit de même un travail

$$p's'v'.dt \quad \text{ou} \quad p'Q'dt$$

et ce travail est négatif.

Reste à évaluer le travail de la pesanteur ; il est égal au produit du poids de mn par l'abaissement de son centre de gravité, lorsque ce poids passe en $m'n'$. Or, dans les deux volumes, il y a une partie commune $m'n$ dont le centre de gravité ne bouge pas ; le travail de la pesanteur se réduit donc au transport du poids infiniment petit mm' en nn' . Si l'on représente par z et z' les hauteurs des points m et n au-dessus d'un plan de comparaison, l'abaissement vertical du poids mm' passant en nn' sera de $z - z'$, et le travail produit de ce fait par la pesanteur sera

$$\delta.Q.dt.(z - z')$$

Égalant la demi-variation de la force vive et la somme des travaux des forces, nous trouvons :

$$(2) \quad \frac{1}{2} \frac{\delta}{g} . Q . dt (v'^2 - v^2) = p . Q . dt - p' . Q . dt + \delta . Q . dt (z - z').$$

ou :

$$(3) \quad \frac{v'^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} = \frac{p}{\delta} - \frac{p'}{\delta} + (z - z'),$$

ou encore

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\delta} + z = \frac{v'^2}{2g} + \frac{p'}{\delta} + z' = \text{constante.}$$

On sait que toute molécule pesante, tombant librement d'une hauteur h , acquiert une vitesse v telle que $v^2 = 2gh$; la quantité $\frac{v^2}{2g}$ représente donc une hauteur de chute, et il en est de même, ainsi que nous l'avons déjà dit, pour la quantité $\frac{p}{\delta}$ ou hauteur représentative de la pression.

D'où résulte l'énoncé suivant du théorème de Bernoulli :

Énoncé du théorème. — Étant donné un filet liquide rapporté à un plan horizontal de comparaison, si en chaque point de ce filet liquide on fait la somme de :

- 1° La hauteur au-dessus du plan de comparaison ;
- 2° La hauteur due à la vitesse ;
- 3° La hauteur due à la pression,

on trouve une somme constante.

Représentation graphique du théorème. Colonnes piézométriques. — La figure 11 est une représentation graphique du théorème.

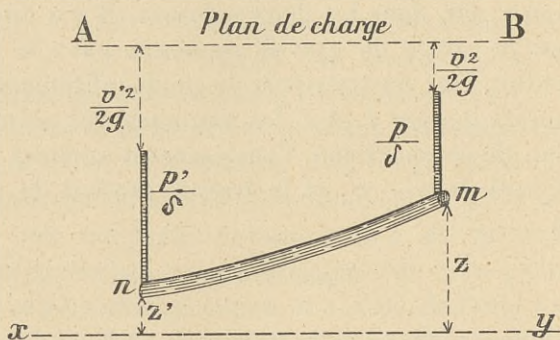


Fig. 11.

Supposez qu'en une section n du filet liquide on applique un tube ouvert en haut dans l'atmosphère, le liquide s'élèvera dans ce tube jusqu'à une hauteur telle qu'il produise à la base la pression p' ; cette hauteur sera donc égale à $\frac{p'}{\delta}$. C'est la hauteur représentative de la pression. On donne au tube n le nom de tube piézométrique (qui mesure la pression), et la colonne d'eau n est une colonne piézométrique.

Il faut remarquer que le tube piézométrique n'est pas une simple abstraction ; on l'a réalisé fréquemment dans la pratique, et il a servi par exemple à mesurer les pressions en divers points d'une conduite d'eau. Nous le retrouverons plus tard.

Revenons à la figure 11 ; xy est le plan de comparaison, les quantités z et z' sont les hauteurs des points m et n au-dessus de ce plan, $\frac{p}{\delta}$ et $\frac{p'}{\delta}$ sont les colonnes piézométriques. Au-dessus de ces colonnes, si

on porte les quantités $\frac{v^2}{2g}$, $\frac{v'^2}{2g}$ qui correspondent aux vitesses, on arrivera à une hauteur constante au-dessus du plan de comparaison xy .

Plan de charge. — Les sommets de toutes les verticales obtenues en ajoutant en chaque point les trois quantités z , $\frac{p}{\delta}$ et $\frac{v^2}{2g}$ sont dans un même plan horizontal AB, car la somme de ces trois quantités est constante d'après le théorème de Bernoulli.

Le plan horizontal AB s'appelle le plan de charge.

Il est déterminé par le point de la masse liquide pour lequel la vitesse d'écoulement et la pression sont nulles; si l'écoulement est alimenté par un réservoir à niveau constant, vitesse et pression sont considérées comme nulles à la surface de ce réservoir, et c'est elle qui représente le plan de charge.

L'interprétation graphique du théorème de Bernoulli montre bien l'analogie que ce théorème présente avec le principe de la transformation réciproque du travail en force vive; à toute production de force vive correspond une perte de travail.

Dans l'écoulement des liquides, en dehors de l'accroissement de vitesse dû à la hauteur de chute, à tout accroissement de vitesse correspond une perte de pression, et réciproquement à toute diminution de vitesse correspond une augmentation de pression, de telle sorte que la somme des hauteurs représentatives de la vitesse et de la pression reste constante.

Le plan de charge est la limite au-dessus de laquelle le filet liquide ne peut s'élever. En effet, la somme $z + \frac{p}{\delta} + \frac{v^2}{2g}$ est une hauteur constante H, altitude du plan de charge par rapport au plan de comparaison; le dernier terme de cette somme est toujours positif, puisque c'est un carré; le second terme est toujours positif aussi, car il ne peut exister dans un liquide en équilibre des pressions négatives, c'est-à-dire des tensions, puisque les molécules, indépendantes les unes des autres, se sépareraient. Ainsi, le maximum de z se produira lorsque la pression et la vitesse seront nulles, et, à ce moment, l'altitude z du filet liquide sera précisément égale à l'altitude du plan de charge.

Transformation du théorème de Bernoulli lorsque les frottements interviennent. — En établissant plus haut l'équation du travail et des forces vives, nous avons supposé la fluidité parfaite, c'est-à-dire l'absence de tout frottement des molécules liquides soit entre elles, soit contre les parois qui les maintiennent.

Bien que cette supposition se trouve justifiée en diverses circonstances, elle n'est pas vraie en général. Il existe toujours entre deux filets liquides voisins des frottements variables avec la vitesse; l'influence des parois devient aussi très sensible avec la vitesse, et, s'il s'agit par exemple d'un tuyau de grande longueur, des frottements élémentaires peu considérables absorbent en se multipliant une fraction notable de la force vive.

Ajoutez à cela les remous et tourbillons qui se produisent au passage des coudes et étranglements que présentent les vases où l'eau circule, et vous reconnaîtrez que les pertes de force vive atteignent souvent des valeurs considérables.

Alors le théorème de Bernoulli ne subsiste plus sous la forme simple que nous lui avons donnée plus haut, forme qui résulte de l'hypothèse d'une fluidité parfaite.

En effet, reportons-nous à l'équation 2, page 27, il faudra introduire dans le second membre de cette équation la somme des travaux des forces dues aux frottements de toute nature; ces forces varient d'un point à l'autre du filet liquide, il est impossible théoriquement de les apprécier en bloc, et l'on aurait à faire la somme d'une infinité de travaux élémentaires.

Avec cette généralité, le théorème de Bernoulli n'est plus susceptible de rendre aucun service dans les calculs pratiques.

Cas où le théorème simplifié est applicable. — En résumé, que nous donne le théorème de Bernoulli? La constante étant déterminée, il nous reste une relation entre la vitesse et la pression en un point déterminé.

Quelle est la relation de dépendance entre la vitesse et la pression en un point? Voilà ce qu'il faudrait savoir; car, connaissant alors par exemple la pression, le théorème de Bernoulli fournirait la valeur de la vitesse; multipliant cette vitesse par la section du filet liquide correspondant, on obtiendrait le débit, c'est-à-dire le volume du liquide qui traverse une section de la veine ou du filet pendant l'unité de temps.

Malheureusement, la relation entre la vitesse et la pression en chaque point d'une veine liquide n'est pas connue d'une manière générale, et on ne saisit pas bien comment elle pourrait être déterminée, même en négligeant les frottements.

Ainsi, le théorème de Bernoulli ne nous fournit qu'une équation entre deux inconnues et, en général, ne permet point de résoudre les problèmes du mouvement des eaux.

Cependant, il est certains cas où l'on admet que les forces produites

par les frottements n'ont qu'une minime importance et peuvent être négligées en présence des forces extérieures, et il est possible alors de savoir comment les pressions varient avec les altitudes. Ces cas sont résumés dans les trois règles suivantes :

Première règle. — *Lorsque chaque molécule d'un fluide parfait est animée d'une vitesse rectiligne et uniforme, les pressions varient suivant la loi hydrostatique, c'est-à-dire qu'elles ne dépendent que de la profondeur de la molécule considérée au-dessous du niveau du liquide.*

En effet, puisque le mouvement est rectiligne et uniforme, c'est qu'il n'est entravé par aucune force d'inertie ; toutes les actions auxquelles le fluide est soumis se font équilibre. Le fluide est dans les mêmes conditions que s'il se trouvait en repos, et les pressions en chaque point varient suivant la loi hydrostatique.

Cette conclusion admet que la viscosité est réellement négligeable, ce qui ne serait vrai que si tous les filets avaient même vitesse uniforme ; dans le cas contraire, les filets exercent les uns sur les autres un frottement réel ; elle suppose en outre que l'on ne considère qu'une assez faible longueur du courant liquide, parce que, sur une grande longueur, comme les frottements sont proportionnels aux surfaces, on ne peut plus les négliger.

Deuxième règle. — *Lorsqu'un fluide est animé d'un mouvement quelconque, mais très lent, la pression varie sensiblement suivant la loi hydrostatique.*

En effet, les mouvements étant très lents, les frottements et forces d'inertie sont assez faibles et peuvent être négligés sans erreur notable.

Troisième règle. — *Lorsqu'une veine fluide s'écoule dans l'air et qu'il existe dans cette veine une section où toutes les molécules ont des vitesses parallèles, la pression en tout point de la section est égale à la pression atmosphérique.*

En effet, la pression atmosphérique s'exerce sur tout le pourtour de la veine ; puisque toutes les molécules voisines se meuvent parallèlement les unes aux autres, c'est qu'aucune d'elles n'exerce sur ses voisines un effort de déviation ; elles se pressent également entre elles de toutes parts, et, comme celles du pourtour reçoivent la pression atmosphérique, il en est de même de toutes les autres.

Lorsque l'on se trouve dans les conditions énoncées à l'une ou à l'autre des règles précédentes, on néglige les frottements, on connaît en outre la variation des pressions ; il en résulte que l'équation de Bernoulli ne renferme plus comme inconnue que la vitesse, et elle est alors réellement utile.

Des formules empiriques en hydraulique. — Si l'on examine les propositions précédentes, on s'apercevra qu'elles sont peu nombreuses, et jusqu'à un certain point suspectes au point de vue mathématique. Ce sont cependant les seules que nous puissions exposer dans un traité pratique ; elles trouvent surtout leur justification dans ce fait qu'elles conduisent à des résultats sensiblement vérifiés par l'expérience.

En résumé, les phénomènes de l'hydraulique se traitent par des formules empiriques qui ont été revisées et étudiées avec le plus grand soin, et qui fournissent aujourd'hui des résultats pratiques éminemment utiles.

Il n'est pas inutile de rappeler ici ce qu'il faut entendre par la loi empirique :

Lorsque deux quantités y et x sont liées par une relation naturelle

$$y = f(x),$$

on peut arriver à développer en série la fonction f , et alors on a :

$$y = m + nx + px^2 + qx^3 + \dots + \dots$$

Les coefficients m , p , q de cette série vont presque toujours en diminuant très rapidement ; et, si l'on ne possède que des valeurs de x assez rapprochées, ce qui arrive souvent dans les expériences de physique, on pourra se contenter d'exprimer y par les deux ou trois premiers termes de la fonction, avec une approximation au moins égale aux erreurs possibles d'expérience.

On obtiendra ainsi une relation simple entre les deux variables ; mais il ne faut pas oublier que cette relation simple n'est pas l'expression d'une loi naturelle et générale, et qu'elle ne s'applique qu'entre les limites qui comprennent les expériences adoptées comme point de départ.

Beaucoup de lois physiques, ainsi démontrées entre des intervalles assez petits, ont été généralisées ; on les admettait pour vraies en partant de ce principe que la nature doit faire simple, ce qui est loin d'être exact.

Les lois et les formules empiriques sont d'un grand secours en hydraulique, pourvu qu'on s'en serve avec les réserves que nous venons d'exposer.

Il faut remarquer que les lois empiriques appliquées à un liquide offrent beaucoup plus de garantie que lorsqu'elles ont trait à un corps solide.

Un liquide est un corps absolument et constamment homogène; bien des solides, les métaux par exemple, possèdent des propriétés quelquefois très variables d'un échantillon à l'autre. On risque fort de se tromper, si l'on adopte pour un échantillon de fer les nombres fournis par des expériences sur un autre échantillon. Cela n'est pas à craindre avec un liquide, et c'est un grand avantage au point de vue de l'emploi des formules empiriques.

CHAPITRE II

ORIFICES EN MINCE PAROI, AJUTAGES, DÉVERSOIRS

SOMMAIRE. — Définition des trois espèces d'orifices. 1° Orifices en mince paroi, théorème de Torricelli, contraction de la veine, calcul du débit, expériences sur la contraction; formules du débit des vannes; calcul du temps qu'un vase plein d'eau met à se vider. 2° Ajutages: ajutage parfaitement évasé, ajutage rentrant de Borda, orifices imparfaitement évasés, orifices suivis d'un coursier; vannes de fond, coefficient de dépense dans les divers cas, expériences de Bazin, tables pratiques; ajutage cylindrique, perte de charge due à une augmentation brusque de section, application à l'ajutage cylindrique; réservoirs communicants. 3° Déversoirs: déversoir en mince paroi, formules et tables pratiques, expériences de Bazin anciennes et nouvelles avec les formules qui en résultent. Déversoirs suivis d'un coursier; déversoir triangulaire.

DÉFINITION DE CES TROIS ESPÈCES D'ORIFICES

1° Les *orifices en mince paroi* sont ceux qui se réduisent presque à une section plane, qui n'ont qu'une longueur très faible eu égard aux dimensions de la surface d'écoulement.

2° On appelle *ajutages* les orifices d'écoulement dont la longueur est comparable aux dimensions de la section: s'il s'agit, par exemple, d'une section circulaire et que l'écoulement se fasse par un bout de tube dont la longueur soit égale à deux ou trois fois le diamètre, on est en présence d'un ajutage.

Les orifices en mince paroi et les ajutages sont des orifices à périmètre fermé; ce sont donc des tuyaux de longueur sensiblement nulle ou de longueur très faible.

3° Les *déversoirs* sont des orifices de superficie à périmètre incomplet, dont les lignes latérales s'appellent les *joues* et la ligne inférieure *seuil*. Une vanne qu'on lève donne un orifice de fond; une vanne que l'eau surmonte forme un déversoir.

Un déversoir est un canal de longueur sensiblement nulle ou très faible, suivant qu'il est ou qu'il n'est pas établi en mince paroi.

1° ORIFICES EN MINCE PAROI

Théorème de Torricelli. — Dès que l'on commença à s'occuper d'expériences sur l'écoulement des eaux, on reconnut que le débit d'un orifice donné variait avec la hauteur d'eau au-dessus de l'orifice : l'observation vulgaire nous apprend en effet que le débit est d'autant plus grand que la charge est plus considérable et qu'il décroît sans cesse à mesure que le niveau s'abaisse. Pour obtenir un débit constant, il faut maintenir un niveau constant ; c'est à quoi l'on arrive en disposant à la partie supérieure du vase servant à l'expérience un robinet fournissant plus d'eau qu'il ne s'en écoule par l'orifice considéré, le vase porte sur une de ses faces une échancrure ou déversoir, par lequel s'écoule constamment l'excès de liquide qui s'échappe du robinet ; de la sorte, le niveau est constant, toutes les circonstances du phénomène le sont aussi et les expériences relatives au débit et à la vitesse d'écoulement s'effectuent facilement.

Énoncé du théorème de Torricelli. — La charge constante au-dessus de l'orifice étant ainsi réalisée, on peut vérifier le théorème de Torricelli, dont voici l'énoncé :

La vitesse d'écoulement de la veine liquide, à la sortie d'un orifice en mince paroi, est indépendante de la densité du liquide et varie proportionnellement à la racine carrée de la charge.

Lorsque la surface supérieure du liquide et la veine qui s'écoule se trouvent toutes les deux soumises à la pression atmosphérique, ce qui est le cas ordinaire, la charge est représentée simplement par une colonne d'eau ayant pour hauteur la différence de niveau entre l'orifice d'écoulement et la surface libre du liquide.

Dans le cas où la pression de l'atmosphère ambiante n'est pas la même à la surface supérieure du liquide que dans l'espace au milieu duquel l'écoulement se produit, il faut ajouter à la hauteur réelle de la colonne d'eau la différence algébrique entre les hauteurs représentatives des deux pressions qui s'exercent l'une au-dessus du liquide dans le vase, l'autre autour de la veine. Exemple : si la pression atmosphérique s'exerce au-dessus du liquide et que la veine s'écoule dans le vide, il faudra ajouter à la hauteur réelle h du liquide, au-dessus de l'orifice, la hauteur représentant la pression atmosphérique, soit $10^m,33$ lorsqu'il s'agit de l'eau ; le total donnera la charge. Si, au contraire, l'écoulement se faisait dans l'atmosphère et que le vide existât au-dessus du liquide, il faudrait retrancher de la hauteur réelle h la hauteur représentative de la pression atmosphérique ; avec l'eau, cette

hauteur est de $10^m,33$; dans ce cas, l'écoulement ne se produirait que si la hauteur h était supérieure à $10^m,33$.

Démonstration du théorème de Torricelli. — 1° Lorsqu'une molécule de poids p tombe d'une hauteur h , le travail produit par la pesanteur est le produit ph du poids par la hauteur de chute, et ce travail est indépendant de la trajectoire qu'a suivie la molécule. Si la molécule n'est soumise à aucun frottement de la part des surfaces sur lesquelles elle descend, les forces qui la sollicitent se réduisent à la pesanteur, et comme leur travail est égal à la demi-variation de la force vive, si on désigne par v_0 et v les vitesses initiale et finale, on aura l'équation

$$ph = \frac{1}{2} m (v^2 - v_0^2).$$

La masse m est le rapport du poids p à l'accélération g de la pesanteur, de sorte que, si la vitesse initiale est nulle, l'équation précédente devient :

$$v^2 = 2gh \quad \text{ou} \quad v = \sqrt{2gh}.$$

Elle s'applique exactement aux fluides ; en effet, une molécule des-

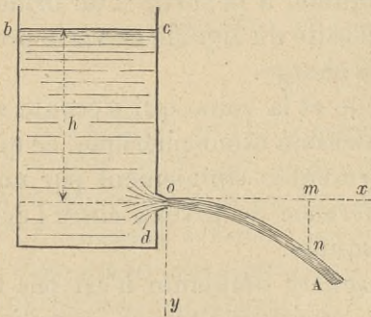


Fig. 12.

pend de la surface libre jusqu'à l'orifice d'écoulement sans éprouver (théoriquement du moins) aucun frottement de la part des molécules qu'elle touche, la seule force qui la sollicite est donc la pesanteur, et l'on peut admettre que la vitesse à la surface du vase est sensiblement nulle ou tout au moins négligeable en comparaison de la vitesse de la veine à sa sortie de l'orifice en mince paroi. La vitesse à la sortie, quelle que soit la

direction de la veine, est donc facile à obtenir par la formule précédente.

2° La figure 12 permet de procéder à une vérification expérimentale de la formule $v = \sqrt{2gh}$. Soit un orifice percé dans une mince paroi verticale cd , la veine liquide en sort avec la vitesse horizontale $v = \sqrt{2gh}$ facile à calculer ; mais, si l'on suit une molécule liquide, elle est toujours soumise à l'action de la pesanteur ; en même temps qu'elle est projetée horizontalement, elle tombe verticalement et décrit une parabole située dans un plan vertical.

Au bout du temps t , la molécule a parcouru un espace horizontal om ou $x = vt$ et un espace vertical mn , $y = \frac{gt^2}{2}$.

Éliminant t entre ces deux équations, nous aurons la trajectoire d'une molécule, c'est-à-dire la forme même de la veine liquide.

Cette trajectoire est représentée par l'équation :

$$x^2 = \frac{2v^2}{g} \cdot y.$$

Accolons à la veine un plan vertical sur lequel nous traçons l'horizontale ox , prenons sur cette horizontale une longueur arbitraire x , et calculons par l'équation précédente la valeur correspondante de y , nous verrons si cette valeur calculée est égale à celle que l'on mesure directement.

C'est en effet ce que vérifie l'expérience; on a même construit un appareil muni d'anneaux mobiles dans des rainures verticales, on s'arrange de manière à faire passer la veine au milieu de chaque anneau; le profil de la veine se trouve ainsi reproduit d'une manière fixe, on peut tracer la parabole et voir si c'est bien celle que donne l'équation précédente. La valeur que l'on trouve ainsi pour la vitesse est, à 1 ou 2 pour 100 près, celle qui résulte de la formule de Torricelli.

Tout le monde a vu la veine liquide qui, semblable à une baguette de cristal, s'échappe d'un tonneau d'arrosage; elle ne conserve sa netteté que sur une faible longueur à partir de l'orifice, bientôt les molécules liquides se disjoignent et se mélangent de bulles d'air, la veine perd sa transparence et se résout bientôt en une collection de gouttes distinctes. Cela tient à ce que la vitesse horizontale est peu à peu détruite par les frottements, la chute verticale s'accélère rapidement, l'air pénètre dans la masse liquide et la résout en pluie.

Contraction de la veine. Calcul du débit. — Il y aurait une manière bien simple de vérifier le théorème de Torricelli, ce serait de mesurer la section d'écoulement Ω et de recueillir le liquide qui sort du vase pendant un temps t . Ce volume devrait être égal au produit $\Omega \cdot v \cdot t$ dans lequel on prendrait $v = \sqrt{2gh}$.

Quand on opère ainsi, on trouve constamment un débit inférieur à celui qui résulte du produit précédent; le débit réel est au débit théorique dans un rapport constant et, s'il s'agit d'orifices de petite dimension, carrés ou circulaires, ce rapport est d'environ 0,62.

L'erreur d'évaluation doit porter soit sur la vitesse, soit sur la section; on ne tarde pas à reconnaître que l'on adopte pour la section

d'écoulement une valeur trop forte en prenant l'aire de l'orifice percé dans la mince paroi.

En effet, si l'on mêle à l'eau une poussière fine, on reconnaît que les filets liquides arrivent à l'orifice en convergeant; la convergence continue même au-delà de l'orifice, et la veine va se rétrécissant jusqu'à une distance assez faible de la paroi; il se trouve alors une section où tous les filets liquides deviennent parallèles, c'est précisément cette section-là qu'il faudrait prendre pour calculer le débit.

La figure 13 représente le phénomène de la contraction de la veine; AB étant le diamètre de l'orifice en mince paroi, la veine liquide se présente sous la forme d'un tronc de cône jusqu'à la section ab où elle devient cylindrique. L'aire de la section ab est environ les $\frac{3}{5}$ ou les 0,62 de la section AB de l'orifice; cela explique la différence que nous trou-

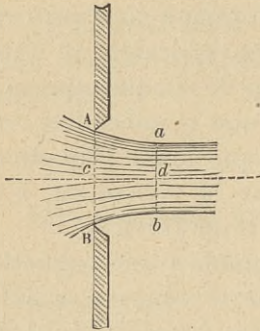


Fig. 13.

vions tout à l'heure dans la mesure des volumes débités; cela fait voir en outre que le théorème de Torricelli est bien vrai, pourvu qu'on tienne compte de la contraction de la veine, et qu'on adopte pour la section d'écoulement, non pas celle même de l'orifice, mais celle de la veine au point où les filets liquides passent de la convergence au parallélisme; la veine devient alors, de tronconique, cylindrique. La distance cd entre l'orifice et la section minima est environ la moitié du diamètre AB de l'orifice.

Autre démonstration du théorème de Torricelli. — L'observation que nous venons de faire de la contraction de la veine va nous permettre d'appliquer le théorème de Bernoulli à l'écoulement par orifice en mince paroi.

Nous ne connaissons pas la loi de variation des pressions dans le plan de l'orifice même; mais, dans la section contractée, lorsque tous les filets liquides se meuvent parallèlement, la troisième règle relative au théorème de Bernoulli est applicable.

Cette troisième règle peut être considérée aussi comme applicable à la surface libre du liquide dans le vase, pourvu que la hauteur d'eau ait une valeur notable; en effet, l'effet de succion qu'exerce l'orifice ne se fait pas sentir au-delà d'une faible distance, et on peut admettre qu'à la surface libre du liquide toutes les molécules descendent verticalement avec une vitesse commune v_0 .

Désignons par p_0 et p les pressions ambiantes au-dessus du liquide dans le vase et autour de la veine, par z_0 et z les altitudes de la surface

libre du liquide et du centre de l'orifice d'écoulement, le théorème de Bernoulli nous donnera l'équation :

$$\frac{v_0^2}{2g} + \frac{p_0}{\delta} + z_0 = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\delta} + z.$$

Généralement, v_0 est sensiblement nulle, parce que la section du vase est très grande par rapport à celle de l'orifice, les pressions p_0 et p sont égales entre elles et à la pression atmosphérique, et l'équation précédente se réduit à :

$$v^2 = 2g(z_0 - z) \quad \text{ou} \quad v^2 = 2gh.$$

La vitesse d'écoulement est donc égale à celle d'un corps qui tomberait librement dans le vide d'une hauteur h : or nous savons qu'un corps lancé de bas en haut avec une vitesse mesurée par $\sqrt{2gh}$ remonte précisément à la hauteur h , abstraction faite du frottement; donc, si l'on a recours à un petit ajutage recourbé verticalement, le jet liquide devra s'élever jusqu'au niveau de l'eau dans le vase. C'est en effet ce qui se vérifie d'une manière approximative dans les jets d'eau; cependant, le niveau du réservoir n'est jamais atteint parce que les frottements et les chocs de l'eau qui retombe contrarient le mouvement ascensionnel.

Calcul du débit. — Le calcul du débit dépend de la valeur du coefficient de contraction, que nous désignerons par m ; ce coefficient est le rapport de la section contractée ab à la section AB de l'orifice en mince paroi.

Le débit Q à la seconde est donné par la formule

$$Q = m.\Omega \sqrt{2gh}.$$

Dans les orifices à mince paroi de petite surface et de dimensions à peu près égales en tous sens, le coefficient m est sensiblement égal à 0,62, et la formule précédente devient

$$Q = 0,62.\Omega \sqrt{2gh} = 4,43.\Omega \sqrt{h}.$$

Il est facile de vérifier expérimentalement que, toutes choses égales d'ailleurs, le débit varie d'une manière à peu près proportionnelle à la section de l'orifice.

Cependant, cette loi n'est qu'empirique et, en réalité, le débit varie avec la section parce qu'il en est de même des frottements, et

les petits orifices donnent, à égalité de charge, moins d'eau que les grands, parce que l'influence du frottement à la périphérie y est relativement plus considérable.

De même, la contraction de la veine n'est pas chose constante ; elle diminue avec la charge, et la contraction ne serait plus la même avec une très grosse charge qu'avec une charge faible.

C'est ce que nous allons reconnaître en donnant les résultats des expériences de Poncelet et Lesbros.

Expériences sur la contraction de la veine. — Les premières expériences faites en grand datent de 1827 et 1828, on les doit à Poncelet et Lesbros. Elles ont été exécutées au moyen d'un vaste bassin dans lequel on maintenait un niveau constant grâce à une dérivation de la Moselle. L'orifice d'écoulement était un rectangle dont la base horizontale avait $0^m,20$; on pouvait faire varier à volonté la hauteur au moyen d'une petite vanne mobile. L'eau qui s'échappait de cet orifice était recueillie dans un grand réservoir de jauge, et le coefficient de contraction m s'obtenait en prenant le rapport de la dépense réelle à la dépense qui se produirait si la contraction n'existait pas.

L'orifice d'écoulement était ouvert dans une lame de cuivre et la vanne mobile était elle-même en cuivre, afin de bien réaliser l'orifice en mince paroi.

Des expériences de Poncelet et Lesbros il résulte que :

1° Les coefficients de contraction varient d'autant moins entre eux pour des orifices différents que les charges d'eau sont plus considérables ;

2° Le coefficient de contraction augmente toujours à mesure que la charge devient moindre ;

3° Ce coefficient a sa plus grande valeur, pour des orifices de section égale, lorsque ces orifices sont ouverts par le haut et forment déversoirs.

Les expérimentateurs n'ont pas remarqué que la température influât sur les résultats obtenus.

Ils ont relevé la forme de la veine au moyen de châssis horizontaux et verticaux ; dans ces châssis se meuvent des aiguilles mobiles dont on fait affleurer la pointe avec la surface de la veine ; on obtient de la sorte autant de sections horizontales et verticales que l'on veut et l'on peut reproduire la forme de la veine en bois ou en pierre.

A $0^m,50$ au-delà de l'orifice, la veine perdait de sa netteté et se résolvait en gerbe confuse.

Avec un orifice carré de $0^m,20$ de côté, la plus grande contraction de

la veine s'est trouvée à 0^m,30 du plan de l'orifice ; la surface de la veine était alors de 225 centimètres carrés, celle de l'orifice étant de 400 centimètres carrés.

Dans un mémoire publié en 1836, le capitaine Lesbros s'exprime ainsi :

« Pour le cas des orifices percés en minces parois planes et complètement isolés des faces du réservoir, on admet généralement que le coefficient de correction varie avec la charge pour le même orifice et, pour une même charge, avec les dimensions de l'orifice.

« Ainsi, d'après Mariotte et Bossut, le coefficient de contraction est de 0,65 ou 0,66 pour une charge d'une ligne sur l'orifice, tandis que, pour des charges qui dépassent cent fois le diamètre de cet orifice, Bossut n'a obtenu que 0,62.

« D'autres observateurs, en opérant sur des orifices de grandeurs inégales et avec des charges qui ont varié depuis dix fois jusqu'à trois cents fois les diamètres de ces orifices, n'ont trouvé pour le coefficient de correction que des valeurs sensiblement constantes et qui s'écartent très peu de la moyenne 0,62. Mais il est évident que le coefficient ne peut passer brusquement de la valeur 0,66, qui concerne les charges d'une ligne, à celle de 0,62 qui concerne les fortes charges, et que des variations doivent se faire sentir pour les charges intermédiaires, qui sont précisément celles qu'on rencontre le plus souvent dans la pratique et qui intéressent particulièrement le jaugeage des cours d'eau. Ainsi de nouvelles expériences devenaient indispensables.

Quant aux variations dues au changement de grandeur de l'orifice, le coefficient doit être, d'après Hachette, de 0,78 pour les orifices au-dessous de 0^m,001 de diamètre ; de 0,69 à 0,74 pour les orifices de 0^m,01 et 0^m,02 d'après Mariotte et Newton ; de 0,60 à 0,62 pour les orifices supérieurs à 0^m,02 suivant d'autres observateurs. Or, il est évident que le coefficient ne peut sauter brusquement d'une valeur à l'autre et qu'il doit passer par des valeurs intermédiaires qu'il est important de rechercher. »

Cette recherche a été faite par Poncelet et Lesbros, dans les expériences dont nous avons indiqué ci-dessus la marche générale.

Lesbros a fait une étude approfondie du phénomène connu sous le nom d'inversion de la veine :

La veine, en se contractant, ne conserve pas une section semblable à celle de l'orifice qui lui a donné naissance, elle se déforme peu à peu et sa section se modifie complètement. Ainsi, lorsque l'on considère une série de sections successives de la veine qui s'échappe d'un orifice carré de 0^m,20 de côté, on voit que les angles du carré se trouvent

d'abord remplacés par de petites faces concaves, qui vont en augmentant, si bien qu'à $0^m,15$ de l'orifice la section est un octogone régulier à faces concaves ; puis les faces, nées sur les angles du carré primitif, augmentent encore aux dépens des côtés de ce carré, qui finissent par disparaître ; si bien qu'à $0^m,50$ de l'orifice la section de la veine est un carré dont une diagonale est verticale et dont les côtés sont concaves.

Le phénomène est encore plus complexe lorsque l'écoulement se produit à travers une fente verticale ; la veine liquide affecte alors,

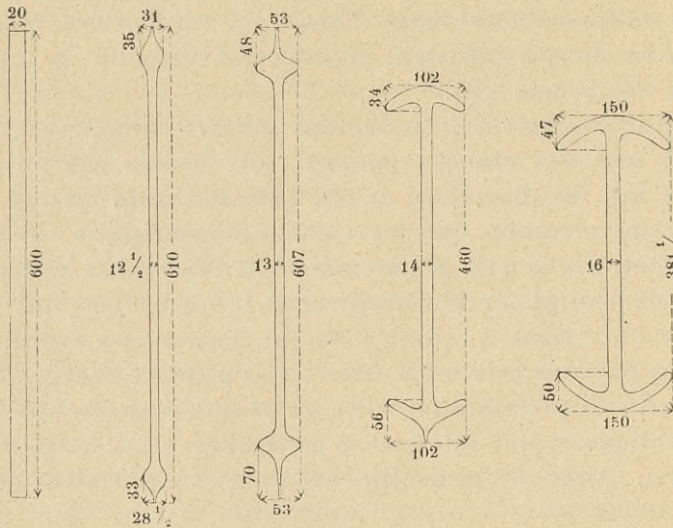


Fig. 14.

d'après Lesbros, les formes représentées par la figure 14 ; l'âme de la veine tend à s'amincir, tandis que les molécules liquides s'accablent au sommet et à la base pour y former des bourrelets qui s'étalent horizontalement.

On doit attribuer ce phénomène à l'action réciproque des filets liquides ; ces filets, soumis à des charges et à des frottements distincts, tendent à décrire chacun une parabole différente, et, comme ils restent réunis, ils réagissent les uns sur les autres, ils modifient sans cesse la section de la veine.

Formules donnant le débit des vannes. — C'est d'après les expériences de Poncelet et Lesbros qu'on a établi les formules qui servent à calculer les débits des vannes.

Dans une paroi verticale mn est ménagé un orifice rectangulaire de largeur l derrière lequel se meut une vanne verticale uv qui laisse sous son bord inférieur une hauteur a pour l'écoulement de l'eau.

La surface d'écoulement A est donnée par le produit al .

La charge d'eau au sommet de l'orifice est h et la charge au centre de l'orifice est

$$h + \frac{a}{2} \text{ ou } z;$$

la vitesse d'écoulement est égale à $\sqrt{2gz}$ d'après le théorème de Torricelli, et, si l'on appelle m le coefficient de contraction, le débit Q se calcule par la formule :

$$(1) \quad Q = m.A. \sqrt{2gz}.$$

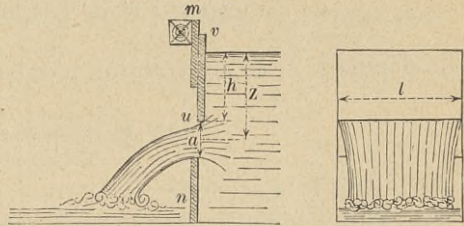


Fig. 15.

La table suivante donne la valeur de m en regard de la valeur de la charge h sur le sommet de l'orifice.

HAUTEUR a DE L'ORIFICE	CHARGE h AU SOMMET DE L'ORIFICE	COEFFIC. m DE CORRECTION	HAUTEUR a DE L'ORIFICE	CHARGE h AU SOMMET DE L'ORIFICE	COEFFIC. m DE CORRECTION	HAUTEUR a DE L'ORIFICE	CHARGE h AU SOMMET DE L'ORIFICE	COEFFIC. m DE CORRECTION
mètre	mètres	mètre	mètre	mètres	mètre	mètre	mètres	mètre
0,20	0,017	0,569	0,05	0,009	0,606	0,02	0,006	0,661
»	0,022	0,575	»	0,011	0,609	»	0,010	0,660
»	0,060	0,587	»	0,022	0,617	»	0,101	0,654
»	0,141	0,595	»	0,081	0,628	»	0,382	0,642
»	0,300	0,600	»	0,187	0,630	»	0,975	0,632
»	0,469	0,602	»	0,452	0,628	»	1,342	0,624
»	0,852	0,604	»	1,056	0,624	»	1,364	0,623
»	1,125	0,602	»	1,661	0,617	»	1,390	0,621
»	1,215	0,604	»	1,665	0,617	»	3,000	0,608
»	1,332	0,603						
»	1,372	0,603						
»	3,000	0,601						
			0,03	0,005	0,626	0,01	0,005	0,706
			»	0,007	0,631	»	0,012	0,699
			»	0,042	0,640	»	0,054	0,679
			»	0,192	0,634	»	0,190	0,656
			»	0,450	0,631	»	0,493	0,643
			»	0,461	0,631	»	0,988	0,629
			»	1,079	0,626	»	1,321	0,619
			»	1,366	0,622	»	1,397	0,619
			»	3,000	0,607	»	3,000	0,609
0,10	0,013	0,592						
»	0,064	0,607						
»	0,432	0,617						
»	0,957	0,615						
»	1,505	0,611						
»	3,000	0,603						

Exemple : Quel est le débit d'une vanne verticale de 0^m,80 de large, donnant passage à une masse liquide de 0^m,15 de haut, la charge d'eau sur le sommet de l'orifice étant de 1^m,40?

La section d'écoulement A est égale à

$$0^m,80 \times 0,15 = 0^m2,12;$$

la charge z sur le centre de l'orifice est

$$1^m,40 + 0,075 = 1^m,475;$$

il en résulte pour la vitesse d'écoulement la valeur

$$\sqrt{2gz} = 4,43 \sqrt{z} = 4,43 \times 1,21 = 5,36.$$

La dépense, si la contraction n'existait pas, serait donc :

$$0^{\text{m}2},12 \times 5^{\text{m}},36 = 0^{\text{m}3},643,$$

ou 643 litres à la seconde.

Mais cette dépense est affectée d'un coefficient de correction m , qui, d'après le tableau précédent, est 0,61, de sorte que le débit réel est de :

$$0,643 \times 0,61 = 0^{\text{m}3},392.$$

ou de 392 litres à la seconde.

Le tableau des coefficients de correction nous apprend que, pour une hauteur donnée de l'orifice, le coefficient commence par augmenter à mesure que la charge s'accroît, il atteint un maximum, puis va en décroissant à mesure que les charges augmentent.

En moyenne, on pourra sans grande erreur adopter pour le coefficient de correction une valeur constante et égale à 0,62.

On ne risquera de commettre une erreur que dans le cas des charges très réduites ou des orifices de faible hauteur, et alors on se guide sur les nombres contenus au tableau précédent.

Calcul du temps qu'un vase plein d'eau met à se vider. —

Comme application des lois de l'écoulement en mince paroi, cherchons le temps que mettra à se vider un réservoir cylindrique de hauteur h et de diamètre d , à la base duquel est percé un orifice de section A .

Lorsque le niveau de l'eau dans le réservoir est à la hauteur x , la vitesse d'écoulement est $\sqrt{2gx}$ et le débit pendant le temps dt est :

$$m.A.dt.\sqrt{2gx};$$

pendant le même temps, le niveau de l'eau dans le réservoir s'est abaissé de dx , et il a disparu un volume d'eau égal à

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot dx.$$

Égalant les deux volumes, il vient :

$$dt = \frac{\pi d^2}{4m.A\sqrt{2g}} \cdot \frac{dx}{\sqrt{x}}$$

L'intégrale de $\left(\frac{dx}{\sqrt{x}}\right)$ ou de $\frac{1}{x^{\frac{1}{2}}}dx$ est égale à $2x^{\frac{1}{2}}$ ou $2\sqrt{x}$; prenant cette intégrale depuis $x = h$ jusqu'à $x = 0$, nous trouvons pour la valeur du temps correspondant :

$$t = \frac{\pi d^2}{2.m.A.\sqrt{2g}} \sqrt{h}.$$

Exemple: Quel temps mettra à se vider un réservoir de 3 mètres de haut, de 2 mètres de diamètre, percé à sa base d'un orifice carré de 0^m,01 de côté?

La surface A est égale à 0,0001, et la formule précédente devient:

$$t = \frac{3,14 \times 4}{2 \times 0,62 \times 0,0001 \times 4,43} \sqrt{3} = 39\ 633 \text{ secondes, ou } 660' \ 35'', \text{ ou encore } 11^h \ 35''.$$

On a souvent à calculer en hydraulique la formule $\sqrt{2gh}$, et il est commode à cet effet de dresser une table qui en donne la valeur numérique en fonction de h .

Dans la pratique, il suffit d'avoir les vitesses correspondant à des hauteurs variant de centimètre en centimètre, elles sont données par une table insérée à la fin de cet ouvrage.

2° AJUTAGES

On distingue : 1° l'ajutage parfaitement évasé ; 2° l'ajutage rentrant de Borda ; 3° l'ajutage cylindrique ; 4° les ajutages coniques.

AJUTAGE PARFAITEMENT ÉVASÉ

Soit une paroi mn dans laquelle est ménagé un orifice $abcd$ dont le profil est identique à celui que prendrait une veine sortant de l'orifice ab percé en mince paroi et ayant sa section minima en cd . Les filets liquides qui traversent cd sont donc parallèles entre eux, la veine est cylindrique au-delà de cd , et, si on désigne par A l'aire de cette ouverture, le débit sera :

$$Av = A\sqrt{2gh}.$$

C'est en effet ce que vérifie l'expérience : la dépense réelle est environ les 98 centièmes de la quantité calculée. La différence porte, non

sur la section, mais sur la vitesse qui, par suite des frottements, reste un peu au-dessous de sa valeur théorique.

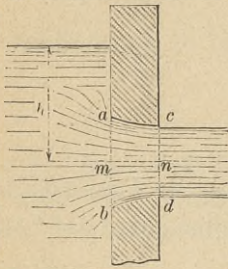


Fig. 16.

D'après ce que nous avons vu, l'ajutage parfaitement évasé sera réalisé si la section *cd* est égale à 0,62 de la section *ab* et si la distance horizontale de ces deux sections est à peu près égale à la moitié du diamètre *ab*.

Autrement dit, dans le cas de sections circulaires, les lignes *ab*, *cd*, *mn* sont entre elles comme les nombre 10, 8, 5.

L'utilité de l'ajutage parfaitement évasé n'est pas considérable ; il donne le même débit que l'orifice en mince paroi de section *ab* ; la veine qui s'en écoule est peut-être un peu plus régulière.

AJUTAGE RENTRANT DE BORDA

L'ajutage rentrant de Borda (*fig. 17*) est un bout de tube cylindrique *mnpq* faisant saillie à l'intérieur d'un réservoir *abgh*.

Considérons l'écoulement arrivé à l'état permanent : pendant un temps infiniment petit θ , le niveau du réservoir s'abaisse de *ab* en *a'b'* et les molécules liquides de la section contractée minima *cd* sont chassées jusqu'en *c'd'*, de telle sorte que le volume *aba'b'* est égal au volume *cdc'd'*.

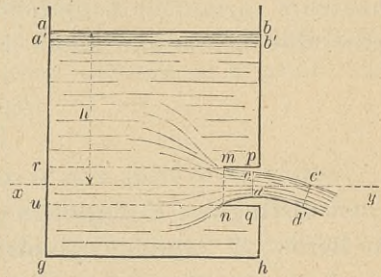


Fig. 17.

Soit *s* l'aire de la section contractée *cd*, *v* la vitesse d'écoulement dans cette section, δ la densité du liquide, la masse du liquide qui s'écoule dans l'unité de temps est

$$\frac{\delta}{g} \cdot s \cdot v \cdot \theta.$$

Appliquons à la masse entière du liquide le théorème des quantités de mouvement.

« L'accroissement algébrique de la somme des quantités de mouvement de tous les points d'un système, projetées sur un axe, est égal à la somme des impulsions totales de toutes les forces agissant sur le système, projetées sur le même axe.

Prenons pour axe de projection l'horizontale xy passant par le centre de l'orifice.

Pour obtenir l'accroissement des quantités de mouvement, il faut calculer la quantité de mouvement du système $abcd$, puis la quantité de mouvement du système $a'b'c'd'$ et en faire la différence; or, les deux systèmes ont une partie commune $a'b'cd$ qui, en vertu de la permanence, possède une quantité de mouvement invariable.

L'accroissement de la quantité de mouvement se réduit donc à la différence entre la quantité de mouvement de la masse $cdc'd'$ et celle de la masse $aba'b'$; pour toutes les molécules de cette dernière les vitesses sont verticales, c'est-à-dire normales à l'axe de projection, elles ont donc une projection nulle et l'accroissement algébrique de la projection des quantités de mouvement se réduit à :

$$\left(\frac{\delta}{g} \cdot s \cdot v \cdot \theta\right) v \quad \text{ou} \quad \frac{\delta}{g} s \cdot v^2 \cdot \theta.$$

Cherchons maintenant les impulsions des forces qui agissent sur le système $abcd$; la pesanteur et la pression atmosphérique p qui s'exerce sur ab sont des forces verticales et la projection de leurs impulsions sur l'axe xy est nulle. Les réactions des parois sur les liquides sont partout équilibrées par des réactions égales et directement opposées, si ce n'est pour la portion de paroi ru découpée par le prolongement de l'ajutage sur la paroi qui lui est opposée; cette portion de paroi a une section A égale à celle de l'ajutage, elle est soumise à la pression $A(p + \delta h)$ et donne lieu par conséquent à une impulsion

$$A(p + \delta h) \theta.$$

Sur le contour $mcdn$ de la veine et sur sa section contractée cd s'exerce la pression atmosphérique; en projection verticale le contour $mcdn$ couvre la section tout entière mn de l'ajutage, et la résultante des actions de la pression atmosphérique sur ce contour est égale à la résultante des actions de la même pression atmosphérique p sur la section mn ou A . Il en résulte une impulsion $-p \cdot A \cdot \theta$.

Écrivant l'égalité entre les quantités de mouvement et les impulsions, il vient :

$$\frac{\delta}{g} s \cdot v^2 \theta = A \theta \left\{ p + \delta h - p \right\}, \quad \text{qui donne : } \frac{sv^2}{g} = \Delta h.$$

D'autre part, il résulte du théorème de Bernoulli que $v^2 = 2gh$; divisant ces deux équations l'une par l'autre, il vient :

$$s = \frac{A}{2}.$$

Ainsi, la section contractée minima est juste la moitié de la section de l'ajutage, et le débit réel est la moitié du débit qu'on obtiendrait en multipliant la section de l'ajutage par la vitesse d'écoulement.

Les expériences de Borda ont vérifié l'exactitude de ce résultat simple.

Au premier abord, on peut ne pas saisir nettement la différence entre l'ajutage rentrant de Borda et l'orifice en mince paroi et se demander pourquoi nous n'avons pas appliqué à l'orifice en mince paroi le calcul précédent.

Cela s'explique si l'on considère que dans l'écoulement en mince paroi les molécules qui s'échappent glissent le long des parois bp , hq ; le liquide qui touche ces parois, étant animé d'une certaine vitesse, perd une partie correspondante de sa pression et par conséquent ne reste plus à la pression hydrostatique; cependant celle-ci se maintient toujours sur la paroi opposée où les mouvements sont très lents; il n'y a plus compensation entre les réactions des parois opposées, et ces réactions inconnues interviendraient dans l'équation des quantités de mouvement. Au contraire, avec l'ajutage rentrant, les molécules qui s'écoulent proviennent du centre de la masse liquide et non du voisinage des parois; le liquide compris dans les angles mbp , nqh est sensiblement immobile et reste soumis à la loi des pressions hydrostatiques.

L'ajutage rentrant de Borda n'a guère d'applications pratiques; il réduit la dépense de l'orifice en mince paroi, mais il a l'avantage sur ce dernier de donner une veine qui se conserve plus longtemps régulière; aussi y a-t-on recours dans quelques appareils tels que les tonneaux de porteurs d'eau.

Orifices imparfaitement évasés. — Nous avons vu que, lorsqu'un orifice était parfaitement évasé, c'est-à-dire profilé comme la veine qui sort d'une mince paroi, le coefficient de réduction était égal à l'unité, c'est-à-dire que la dépense était le produit de la section de sortie par la vitesse.

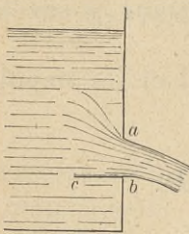


Fig. 18.

Si on ne réalise pas l'évasement parfait, on aura un coefficient de correction intermédiaire entre l'unité et le nombre 0,62 qui correspond à la mince paroi.

Soit un orifice en mince paroi ab de forme rectangulaire; le bord inférieur est prolongé à l'intérieur du liquide par une languette horizontale bc ; cette languette a pour effet d'empêcher l'afflux des filets liquides qui touchent les

parois et de diminuer la contraction de la veine, il en résulte donc une augmentation du débit.

Orifices parfaitement évasés suivis d'un coursier. — Soit un orifice rectangulaire ab parfaitement évasé, c'est-à-dire tel que la contraction est supprimée et que tous les filets liquides qui sortent par ab sont parallèles; cet orifice est suivi d'un canal ouvert de même largeur que lui, ce canal porte le nom de *coursier*.

D'après la troisième règle relative au théorème de Bernoulli, lorsque toutes les molécules liquides d'une même section ont des vitesses parallèles, les pressions varient dans cette section suivant la loi hydrostatique.

Actuellement, faisant abstraction de la pression atmosphérique qui s'exerce au-dessus du réservoir comme au-dessus du coursier, un point m de la section ab est soumis d'un côté à une charge ma , de l'autre à une charge mx , d'où résulte une charge effective égale à ax ou H . Ainsi, la charge, et par suite la vitesse, est constante dans toute l'étendue de la section ab ou A et elle s'obtient en prenant la charge sur le sommet de l'orifice; dans le cas de l'écoulement à l'air libre, en l'absence du coursier, la charge est au contraire représentée par la hauteur d'eau qui règne au-dessus du centre de gravité de l'orifice; la vitesse est donc plus considérable.

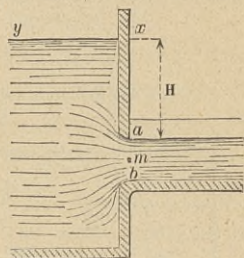


Fig. 19.

Vannes de fond. — Les vannes de fond sont celles qu'on rencontre le plus fréquemment dans la pratique; ce sont des plans verticaux ou inclinés engagés dans un coursier à parois verticales; lorsqu'elles sont levées, elles laissent passer sous elles une tranche d'eau qui s'en va par le coursier.

Il y a avantage à obtenir le plus grand débit avec la moindre section. On y arrive en adoptant des vannes inclinées, mais il serait plus facile encore d'y arriver en implantant normalement à la base d'une vanne une feuille de tôle recourbée vers l'intérieur en forme de col de cygne. Cette précaution simple est néanmoins bien rarement observée.

Les vannes inclinées sont fort utiles pour les roues hydrauliques qui prennent l'eau par en bas; elles permettent de faire déboucher le courant très près de la roue et il y a moins de force vive perdue.

On adopte toujours, pour calculer le débit, la formule

$$Q = mA\sqrt{2gh}$$

dans laquelle A est la section de l'orifice ouvert par la vanne, h la charge sur le centre de cet orifice, et m un coefficient de correction obtenu par l'expérience.

VALEURS DU COEFFICIENT DE DÉPENSE POUR UN ORIFICE DE 0^m,20 DE LARGEUR DÉBOUCHANT A L'AIR LIBRE

A. Orifices pour lesquels la contraction est supprimée sur le côté inférieur

CHARGE SUR LE SOMMET DE L'ORIFICE	COEFFICIENT DE CORRECTION POUR UNE HAUTEUR D'ORIFICE DE					
	0 ^m ,20	0 ^m ,10	0 ^m ,05	0 ^m ,03	0 ^m ,02	0 ^m ,01
0,02	0,599	0,624	0,664	0,691	0,703	0,756
0,03	0,603	0,629	0,665	0,687	0,702	0,747
0,04	0,605	0,633	0,666	0,686	0,701	0,741
0,06	0,610	0,637	0,667	0,686	0,699	0,732
0,10	0,615	0,643	0,669	0,684	0,698	0,722
0,20	0,621	0,648	0,670	0,681	0,696	0,712
0,30	0,622	0,648	0,670	0,681	0,695	0,709
0,40	0,623	0,648	0,669	0,681	0,695	0,706
0,60	0,624	0,648	0,668	0,679	0,693	0,703
1,00	0,624	0,647	0,666	0,676	0,692	0,701
1,50	0,624	0,644	0,665	0,675	0,687	0,697
2,00	0,619	0,641	0,664	0,675	0,683	0,693
3,00	0,614	0,639	0,662	0,675	0,680	0,689

B. Orifices pour lesquels la contraction est supprimée sur les deux côtés verticaux

CHARGE SUR LE SOMMET	COEFFICIENT DE DÉPENSE POUR UNE HAUTEUR D'ORIFICE DE			CHARGE SUR LE SOMMET	COEFFICIENT DE DÉPENSE POUR UNE HAUTEUR D'ORIFICE DE		
	0 ^m ,20	0 ^m ,05	0 ^m ,01		0 ^m ,20	0 ^m ,05	0 ^m ,01
0,02	»	0,655	0,715	0,40	0,639	0,641	0,668
0,03	»	0,653	0,706	0,60	0,638	0,639	0,665
0,04	0,649	0,651	0,699	1,00	0,638	0,634	0,658
0,06	0,647	0,648	0,691	1,50	0,637	0,627	0,651
0,10	0,645	0,645	0,683	2,00	0,636	0,621	0,647
0,20	0,641	0,642	0,675	3,00	0,634	0,614	0,644
0,30	0,639	0,642	0,671				

C. Orifices pour lesquels la contraction est supprimée sur le côté inférieur et sur les deux côtés verticaux

CHARGE SUR LE SOMMET	COEFFICIENT DE DÉPENSE pour une hauteur d'orifice de		CHARGE SUR LE SOMMET	COEFFICIENT DE DÉPENSE pour une hauteur d'orifice de		CHARGE SUR LE SOMMET	COEFFICIENT DE DÉPENSE pour une hauteur d'orifice de	
	0 ^m ,20	0 ^m ,05		0 ^m ,20	0 ^m ,05		0 ^m ,20	0 ^m ,05
0,06	»	0,699	0,40	0,682	0,690	1,50	0,672	0,681
0,10	»	0,696	0,60	0,679	0,688	2,00	0,668	0,680
0,20	0,708	0,693	1,00	0,676	0,685	3,00	0,665	0,678
0,30	0,687	0,691						

On voit que, dans ce cas, on peut, sans erreur notable, adopter pour coefficient de la dépense le nombre 0,70.

Il s'applique à une vanne verticale.

Dans le cas où on a recours à une vanne inclinée à 1 de base pour 2 de hauteur, le coefficient de dépense s'élève à 0,74 et à 0,80 lorsqu'il s'agit d'une vanne inclinée à 1 de base pour 1 de hauteur.

Expériences de M. Bazin. — M. Bazin a procédé à quelques expériences sur l'écoulement par un orifice rectangulaire ménagé sous un barrage de 2 mètres de large. Cet orifice, dont la face inférieure et les deux faces latérales étaient formées par les parois mêmes du canal, avait 0^m,105 de hauteur pour les expériences 1 et 2, et 0^m,212 pour les expériences 3 à 5. La contraction ne s'opérait que sur la face supérieure.

La section d'écoulement étant représentée par ω , on a mesuré directement le débit Q et on en a conclu la valeur du coefficient m :

NUMÉRO DE L'EXPÉRIENCE	HAUTEUR DE L'ORIFICE	Hauteur d'eau contre le barrage	Charge H sur le centre de l'orifice	Épaisseur de la lame d'eau à 0 ^m ,05 de la face d'aval du barrage	DÉBIT PAR SECONDE	Coefficient m de la formule : $Q = m \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH}$
1	mètre 0,105	mètre 0,330	mètre 0,278	mètre 0,070	litres 307	0,626
2	»	0,785	0,753	0,074	515	0,647
3	0,212	0,506	0,400	0,150	721	0,607
4	»	0,798	0,692	0,143	927	0,593
5	»	0,946	0,840	0,144	1 030	0,598

Exemple : Soit une vanne verticale de 0^m,80 de large, laissant sous elle un orifice de 0^m,20 de hauteur, avec une hauteur d'eau de 1^m,50 au-dessus de sa base inférieure, quel est le débit?

Il résulte de la formule

$$Q = m \cdot A \sqrt{2gh}.$$

D'après le tableau précédent C, le coefficient de dépense est de 0,67; la section A est égale à

$$0,80 \times 0,20 = 0^{\text{m}2},16;$$

la charge h sur le centre de l'orifice est 1^m,60 et la vitesse correspondante, d'après la table spéciale, est de 5^m,60. Le débit est donc de

$$0,67 \times 0,16 \times 5,60 = 0^{\text{m}3},600$$

ou de 600 litres à la seconde.

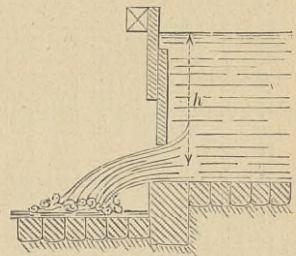


Fig. 20.

S'il s'agit, au contraire, d'une vanne ayant les mêmes dimensions et la même charge d'eau que la précédente, mais inclinée à 1 de base pour 1 de hauteur, le coefficient de correction serait de 0,80 environ

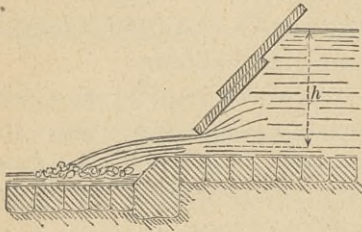


Fig. 21.

et la dépense atteindrait 716 litres ; cependant, le coefficient 0,80 nous paraît un peu élevé et nous pensons qu'il vaudrait mieux se limiter à 0,75.

Table pratique donnant le débit des vannes de fond. — Dans la pratique, il est rare que les vannes de fond soient établies exactement

comme le montre la figure 20 ; la lame qui s'échappe n'est pas libre par dessous, le lit se prolonge horizontalement. On obtient le débit d'une manière suffisamment approchée en ayant recours à la table ci-après, dans laquelle h est la hauteur de l'eau au-dessus du centre de l'orifice ; la vanne est supposée avoir 1 mètre de large ; si la largeur était autre, il faudrait multiplier par sa valeur le débit qu'accuse la table.

Table des débits d'une vanne de fond

HAUTEUR des PRESSIONS en mètres	DÉPENSES D'EAU EN LITRES PAR SECONDE POUR DES HAUTEURS D'ORIFICE DE																			
	0 05	0 06	0 07	0 08	0 09	0 10	0 11	0 12	0 13	0 14	0 15	0 16	0 18	0 20	0 25	0 30	0 35	0 40	0 45	0 50
0 m 10	44	53	61	69	78	86	94	102	110	119	126	134	150	167	»	»	»	»	»	»
0 15	54	65	73	83	94	105	115	125	135	145	155	165	188	203	254	307	415	484	»	»
0 20	62	75	86	98	109	122	133	145	157	168	179	190	213	235	294	353	460	527	592	661
0 25	70	82	96	110	124	136	149	162	175	188	201	214	239	264	329	395	460	527	592	661
0 30	76	91	106	120	135	149	164	178	192	206	220	234	262	291	363	434	507	577	649	719
0 35	82	98	114	130	146	162	177	192	208	223	238	253	284	314	393	471	548	626	703	773
0 40	88	107	122	139	156	173	189	206	222	238	255	271	304	337	420	504	588	671	754	836
0 45	93	111	130	148	165	183	201	219	236	253	271	288	324	362	446	536	624	712	802	898
0 50	98	117	136	155	174	193	212	230	249	267	285	304	340	377	471	564	659	753	847	940
0 60	107	128	148	170	191	212	230	251	272	292	312	330	370	414	516	624	717	819	920	1023
0 70	116	139	161	184	208	228	249	272	294	316	338	360	403	447	559	670	759	894	1005	1115
0 80	124	148	172	196	220	246	267	291	314	338	361	385	432	485	598	718	813	957	1076	1194
0 90	131	157	183	207	236	259	284	309	334	359	384	409	459	509	636	762	864	1017	1144	1271
1 00	138	165	192	219	246	272	299	326	352	379	405	432	484	536	670	804	911	1079	1204	1339
1 10	145	175	201	229	257	285	314	341	368	396	424	452	506	562	702	843	955	1124	1265	1405
1 20	151	181	210	240	267	298	327	356	385	414	443	472	529	586	733	880	998	1174	1321	1468
1 30	157	187	218	249	279	310	340	371	401	431	461	491	551	610	762	915	1037	1220	1372	1525
1 40	162	194	226	258	289	321	353	384	416	446	477	509	571	627	790	948	1074	1266	1424	1583
1 50	168	201	234	266	300	332	365	397	429	462	493	526	589	654	818	981	1112	1308	1472	1635
1 60	173	207	241	275	309	342	376	409	443	476	509	542	608	675	843	1010	1147	1351	1520	1690
1 70	177	213	248	283	318	352	387	422	456	491	524	559	627	695	871	1043	1182	1391	1564	1741
1 80	182	218	255	290	326	362	398	434	469	504	538	574	644	715	895	1073	1216	1431	1609	1789
1 90	187	224	261	298	335	371	408	444	480	516	552	588	661	734	917	1100	1247	1468	1650	1834
2 00	191	229	267	305	343	380	418	455	492	530	566	603	677	753	941	1129	1279	1506	1694	1882
2 25	198	235	274	313	352	392	430	470	509	550	587	626	705	783	979	1175	1371	1567	1762	1958
2 50	214	257	299	343	382	424	466	507	549	590	631	673	757	841	1052	1262	1431	1683	1894	2104
3 00	235	281	327	374	420	466	511	557	602	648	693	739	830	922	1152	1383	1568	1844	2075	2305
3 50	242	301	350	400	450	500	550	599	637	697	747	797	896	996	1245	1494	1693	1992	2241	2490
4 00	268	321	374	427	481	533	589	640	693	745	799	852	958	1065	1331	1597	1810	2129	2394	2669

AJUTAGE CYLINDRIQUE

L'étude de l'ajutage cylindrique nous amène à considérer pour la première fois la perte de force vive qui résulte d'un élargissement brusque dans la section d'écoulement d'une masse liquide.

Perte de force vive due à un élargissement brusque de section. — Nous avons vu en mécanique rationnelle que le choc de deux corps solides était accompagné d'une perte de force vive. Il en est de même avec les fluides ; toutes les fois qu'un courant fluide éprouve une variation brusque de vitesse, on constate la perte d'une certaine quantité de force vive, dont nous allons apprécier la valeur.

Soit une veine liquide $a'b'ab$ s'échappant d'un orifice parfaitement évasé de telle sorte que tous les filets liquides passant en ab soient parallèles. A droite de la section ab , le liquide rencontre un tube de plus grande section, la veine s'étale en éventail pour occuper toute la surface et à une certaine distance de l'orifice ab , dans la section mn par exemple, le mouvement par filets parallèles s'est rétabli. L'air se confine d'abord dans les angles acm , bdn , mais il ne tarde pas à être entraîné et remplacé par un liquide qui tourbillonne lentement, qui engendre des *remous*; suivant l'expression usuelle; ce liquide forme comme une gaine de la veine qui s'écoule et, vu son mouvement lent, il obéit sensiblement à la loi des pressions hydrostatiques. De même, les filets parallèles passant en ab et mn obéissent à la loi des pressions hydrostatiques comme nous l'avons expliqué en traitant du théorème de Bernoulli.

Ainsi, dans la section cd tout entière et dans la section mn , les pressions varient comme s'il s'agissait d'un liquide en repos ; désignons par p la pression moyenne en cd et par P la pression moyenne en mn , par A la section mn et par a la section ab , par V la vitesse en ab et par v la vitesse en mn , par Q le débit à la seconde.

Lorsque le régime permanent s'est établi, le débit est le même en ab et en mn , d'où l'équation :

$$Q = aV = Av.$$

Appliquons le théorème des projections des quantités de mouve-

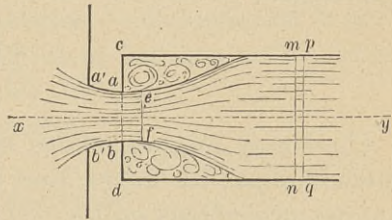


Fig. 22.

ment ; à cet effet, nous admettrons que l'axe xy est horizontal, ce qui facilitera le calcul, mais le résultat serait le même dans le cas où l'appareil serait incliné.

Pendant un temps infiniment petit θ , le système $abmn$ se déplace et vient en $efpq$; en vertu de la permanence, la partie commune $efmn$ a même quantité de mouvement au commencement qu'à la fin du temps θ , et l'accroissement des projections des quantités de mouvement sur l'axe xy est égal à la différence des projections des quantités de mouvement des masses $mnpq$ et $abef$.

En l'unité de temps, il passe dans chaque section un volume Q et par suite une masse $\frac{\delta Q}{g}$ de liquide ; multipliant cette masse par la vitesse et le temps, on a pour la différence cherchée des quantités de mouvement :

$$\frac{\delta Q}{g} \theta (V - v).$$

Cherchons les projections des impulsions des forces pendant le même temps ; les forces dues à la pesanteur sont normales à l'axe et ont des projections nulles ; il ne reste que les deux pressions horizontales pA sur la section cd et PA sur la section mn .

Égalant les projections des quantités de mouvement et les projections des impulsions des forces, il vient :

$$\frac{\delta Q}{g} \theta (V - v) = A\theta (P - p).$$

Remplaçant Q par Av , on trouve :

$$\frac{v(V - v)}{g} = \frac{P}{\delta} - \frac{p}{\delta}$$

qui peut s'écrire :

$$(1) \quad \frac{V^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} = \frac{P}{\delta} - \frac{p}{\delta} + \frac{(V - v)^2}{2g}.$$

Le premier terme de cette équation est la différence des hauteurs dues aux vitesses ; il n'est pas égal à la différence des hauteurs dues aux pressions, et l'excès $\frac{(V - v)^2}{2g}$ représente la perte de charge produite par l'élargissement du courant.

Nous venons donc de calculer le terme complémentaire qu'il faut

ajouter à l'équation de Bernoulli lorsque interviennent les chocs et frottements ; si ces résistances passives n'intervenaient pas, le dernier terme du second membre de l'équation (1) disparaîtrait, et la demi-variation des forces vives serait égale à la somme algébrique des travaux des forces P et p ; à cause de l'élargissement brusque du courant, il y a une perte de force vive et par suite une perte de travail représentée par la quantité

$$\frac{\delta \cdot Q}{g} \cdot \frac{(V - v)^2}{2g}.$$

Cette perte croît comme le carré de la différence des vitesses d'écoulement avant et après le choc ou comme le carré de la différence des inverses des sections d'écoulement.

Application à l'ajutage cylindrique. — Connaissant la perte de force vive qui résulte d'un étranglement brusque de la section d'écoulement, nous allons pouvoir calculer la perte de charge qui se produit au passage d'un ajutage cylindrique.

Examinons ce qui se passe dans cet ajutage, le liquide afflue par l'orifice cd et la convergence se produit comme dans le cas de la mince paroi ; la section contractée minima se trouve en ab ; au delà, la veine s'élargit en perdant de sa vitesse et arrive à occuper toute la section de l'ajutage, de sorte qu'à sa sortie en ef elle est composée d'un assemblage de filets parallèles. A l'origine du mouvement, il reste de l'air confiné en mn autour de la partie contractée, mais cet air ne tarde pas à être entraîné et remplacé par un liquide tourbillonnant avec lenteur.

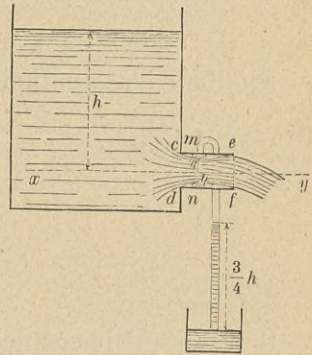


Fig. 23.

Désignons par h la charge sur le centre de l'ajutage, par A la section de l'ajutage et par ω la section contractée ab que nous savons être égale à $0,62 A$ ou, d'une manière générale, à mA . Soit v' la vitesse d'écoulement en ab et v la vitesse à la sortie de l'ajutage, p la pression atmosphérique qui s'exerce au sommet du réservoir comme au pourtour ef de la veine et même à l'intérieur de cette section ef dont tous les filets se meuvent parallèlement, p' la pression qui règne dans le liquide confiné dans l'espace mn autour de la veine contractée.

Entre la surface du réservoir et la section ab , le théorème de Bernoulli est applicable, comme nous savons, sans aucune perte de charge,

et en négligeant la vitesse à la surface du réservoir ; en prenant comme axe horizontal l'axe xy de l'ajutage, il donne l'équation :

$$(1) \quad h + \frac{p}{\delta} = \frac{p'}{\delta} + \frac{v'^2}{2g}.$$

Le théorème de Bernoulli est encore applicable entre la section contractée ab et la section ef , pourvu que l'on tienne compte de la perte de force vive due à l'élargissement brusque de section ; nous avons calculé tout à l'heure cette perte de force vive et il en résulte l'équation

$$(2) \quad \frac{p'}{\delta} + \frac{v'^2}{2g} = \frac{p}{\delta} + \frac{v^2}{2g} + \frac{(v' - v)^2}{2g}.$$

Mais le débit Q est le même en ab qu'en ef , donc :

$$Q = v' \cdot m \cdot A = vA \text{ et } v' = \frac{v}{m}.$$

Ajoutant les équations (1) et (2) et substituant à v' sa valeur $\frac{v}{m}$, nous trouvons :

$$(3) \quad v = \sqrt{2gh} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{m} - 1\right)^2}}.$$

Remplaçant le coefficient m par sa valeur connue 0,62, l'expression précédente devient :

$$v = 0,85\sqrt{2gh}$$

et le débit Q est égal à

$$0,85 \cdot A \cdot \sqrt{2gh}.$$

Si l'on cherche expérimentalement la valeur du débit, on trouve :

$$0,82 \cdot A \cdot \sqrt{2gh}.$$

On voit que la différence entre la théorie et le résultat expérimental est bien faible, ce qui prouve que la théorie ne doit pas être éloignée de la vérité.

Il convient de remarquer la différence qui existe entre l'écoulement par orifice en mince paroi et l'écoulement par ajutage cylindrique ; dans le premier cas, le coefficient de correction porte sur la section, dans le second il porte sur la vitesse.

Cherchons à déterminer la pression p' du liquide confiné autour de la veine ; l'équation (1) nous donne

$$\frac{p - p'}{\delta} = \frac{v'^2}{2g} - h = \frac{v^2}{2m^2g} - h = \frac{0,82^2 \cdot 2g \cdot h}{2 \cdot m^2g} - h = 0,75 \cdot h.$$

Ainsi la pression en mn diffère de la pression atmosphérique d'une quantité représentée par les trois quarts de la hauteur h .

C'est ce que Venturi vérifia par l'expérience suivante, indiquée à la figure 23 : il mit la partie supérieure de l'espace mn en communication par un tube recourbé avec un vase plein d'eau ; au bout d'un certain temps, lorsque l'air fut entraîné hors de l'espace mn , l'eau s'éleva dans le tube et se fixa bientôt à une hauteur sensiblement égale aux trois quarts de h .

Il se produit donc autour de la partie contractée une sorte de succion analogue à celle que l'on constate dans l'injecteur Giffard ou dans l'injecteur Morton.

Représentation graphique de la perte de charge. — Au passage de l'ajutage cylindrique il se perd en frottements et tourbillons une certaine quantité de force vive, représentée par un abaissement du plan de charge.

En interprétant le théorème de Bernoulli, dans le cas d'un liquide parfait, nous avons vu qu'en superposant en chaque point du courant la hauteur représentative de la pression et la hauteur représentative de la vitesse, le sommet de la verticale ainsi obtenue se trouvait dans un plan horizontal fixe qu'on appelait le plan de charge.

Lorsque les deux hauteurs représentatives de la vitesse et de la pression, ajoutées l'une à l'autre, n'atteignent pas le plan de charge, la différence représente une perte de charge qui a été absorbée par les frottements et les remous.

La vitesse d'écoulement à l'extrémité de l'ajutage cylindrique est donnée par l'équation :

$$v = 0,82\sqrt{2gh};$$

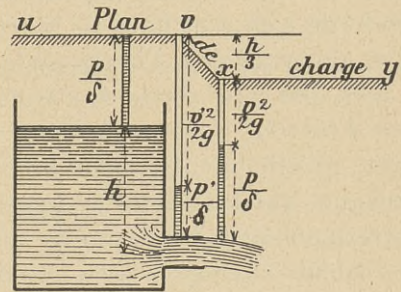


Fig. 24.

cette équation élevée au carré devient :

$$\frac{v^2}{2g} = 0,67.h.$$

La hauteur représentative de la vitesse n'est que les soixante-sept centièmes de la charge sur l'orifice ; la perte de charge est donc d'environ un tiers de h , et le plan de charge s'abaisse par le passage dans l'ajutage cylindrique, comme le montre la figure 24 :

Si on place au-dessus de la surface libre du réservoir un tube piézométrique, l'eau s'y élèvera à une hauteur $\frac{p}{\delta}$ représentant la pression atmosphérique et l'horizontale uv indiquera le plan de charge ; dans la section contractée de l'ajutage, le niveau piézométrique s'élèvera à une hauteur $\frac{p'}{\delta}$ représentant la pression et le reste de la verticale sera la hauteur représentative de la vitesse v' ; à la sortie de l'ajutage, la pression est celle de l'atmosphère et le niveau piézométrique se trouvera à la hauteur $\frac{p}{\delta}$; ajoutons-y la hauteur $\frac{v^2}{2g}$ représentant la vitesse, nous n'atteindrons pas l'horizontale uv et nous resterons au-dessous d'une quantité égale à $\frac{h}{3}$; le nouveau plan de charge sera xy ; dans l'intervalle de la section contractée à la sortie de l'orifice, la charge tombe de v en x et nous ne saurions dire par quelle ligne l'horizontale uv se raccorde avec l'horizontale xy .

Bien que cette étude de l'ajutage cylindrique offre pour la pratique peu d'intérêt, il est important de s'en rendre un compte bien exact parce qu'elle montre bien l'influence qu'exercent les étranglements brusques sur les pertes de force vive et sur les pertes de charge qui correspondent à ces pertes de force vive. On retrouve plus d'une fois des calculs analogues dans l'étude des distributions d'eau.

Réservoirs communicants. — Considérons deux réservoirs à niveau constant mn , pq ; les deux niveaux sont à une distance verticale h l'un de l'autre, et les réservoirs communiquent par l'orifice ab dont la section est très petite en comparaison de la surface des réservoirs. Désignons par p et par p' les pressions que l'atmosphère exerce au-dessus des surfaces mn , pq .

La section du réservoir pq étant, comme nous l'avons dit, incomparablement plus grande que la section d'écoulement ab , la surface pq reste partout horizontale et on peut admettre que, dans la section cd

située à une certaine distance de l'orifice, le liquide est sensiblement en repos. Appliquant le théorème de Bernoulli de ab en cd , nous voyons que le niveau piézométrique est le même dans ces deux sections et que la hauteur représentative de la vitesse d'écoulement disparaît lorsqu'on passe à la section cd ; il y a donc une perte de charge égale à $\frac{v^2}{2g}$.

Évaluons d'autre part cette perte de charge; soit une molécule qui passe du point k du premier réservoir au point l du second et qui, dans ces deux positions, se trouve assez éloignée de l'orifice ab pour que sa vitesse soit sensiblement nulle; appliquons-lui le théorème de Bernoulli; la perte de charge qu'elle subit sera égale à la différence des niveaux piézométriques en k et l , c'est-à-dire à :

$$h + \frac{p}{\delta} - \frac{p'}{\delta}.$$

Égalant les deux valeurs trouvées pour la perte de charge, nous obtenons :

$$v = \sqrt{2g \left(h + \frac{p}{\delta} - \frac{p'}{\delta} \right)},$$

et tout simplement $v = \sqrt{2gh}$, lorsque les deux réservoirs débouchent librement à l'air.

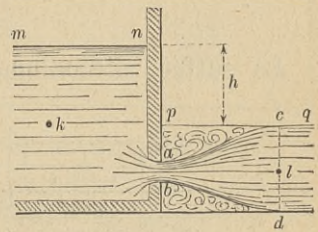


Fig. 23.

3° DÉVERSOIRS

DÉVERSOIRS EN MINCE PAROI

Considérons un cours d'eau qui s'épanche au-dessus d'un barrage; à une certaine distance du barrage, le niveau de l'eau mn est horizontal, mais en s'approchant du déversoir on reconnaît que la surface se déprime, la chute de l'eau commence, et, bien que le seuil b du déversoir soit à la profondeur h au-dessous du niveau mn , la hauteur de la lame d'eau qui passe sur ce seuil est inférieure à h et égale à x .

La charge sur le seuil a donc pour valeur h et la charge en a a pour valeur $h - x$; si nous prenons le centre de l'orifice et que nous en

considérons la vitesse comme vitesse moyenne du courant, elle sera donnée par l'équation :

$$v = \sqrt{2g \left(h - \frac{x}{2} \right)}.$$

La surface d'écoulement est égale à $L.x$, L étant la largeur du déversoir ; tenant compte du coefficient de contraction m , le débit Q s'obtiendra par la formule :

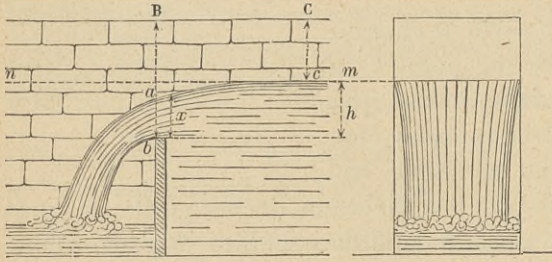


Fig. 26.

$$Q = mL.x \sqrt{2g \left(h - \frac{x}{2} \right)}.$$

Le rapport de x à h est variable entre l'unité et 0,72 ; il est donc en moyenne égal à 0,86 ; si, en outre, nous adoptons pour m la valeur trouvée dans le cas des orifices en mince paroi, nous arrivons à :

$$Q = 0,403.L.h\sqrt{2gh}.$$

Mais, au lieu d'établir la formule de cette manière approchée, il vaut mieux prendre tout d'abord la formule empirique :

$$Q = \alpha.L.h.\sqrt{2gh},$$

et établir le coefficient α par l'expérience.

C'est ce qu'ont fait Poncelet et Lesbros.

Voici un tableau des expériences auxquelles ils ont procédé avec un déversoir de 0^m,20 de large, ménagé en mince paroi :

CHARGE h SUR LA BASE DE L'ORIFICE	DÉBIT EN LITRES PAR SECONDE	COEFFICIENT α DE CORRECTION	CHARGE h SUR LA BASE DE L'ORIFICE	DÉBIT EN LITRES PAR SECONDE	COEFFICIENT α DE CORRECTION
mètre	litres		mètre	litres	
0,0235	1,325	0,415	0,1029	11,528	0,394
0,0446	3,382	0,405	0,1631	22,929	0,393
0,0605	5,277	0,400	0,2079	32,643	0,389

Cette première série d'expériences a été complétée ultérieurement et l'on a trouvé les nombres suivants :

CHARGE h SUR LE SEUIL DU DÉVERSOIR	COEFFICIENT α DE CORRECTION		
	MINCE PAROI	CONTRACTION SUPPRIMÉE SUR LE SEUIL	CONTRACTION SUPPRIMÉE SUR LE SEUIL ET LES JOUES
mètre			
0,20	0,390	0,405	0,432
0,22	0,386	0,405	0,430
0,25	0,379	0,404	0,428
0,30	0,371	0,403	0,424

On voit que le coefficient de correction va en diminuant quand la charge augmente; lorsque la contraction est supprimée sur le fond, ce qui est à peu près le cas ordinaire, le coefficient de correction est sensiblement égal à 0,40 et l'on peut adopter ce nombre, tant que l'on reste entre les limites des expériences.

La formule du débit devient alors :

$$Q = 0,40.L.h\sqrt{2gh} = 1,77.L.h.\sqrt{h}.$$

D'après les expériences de Castel et d'Aubuisson, le coefficient précédent est trop faible et on doit prendre :

$$Q = 1,96.L.h.\sqrt{h}.$$

La seule chose à reprocher aux expériences de Poncelet, c'est qu'elles s'appliquent à des déversoirs n'ayant que 0^m,20 de large; en réalité, on peut sans grand danger étendre les formules à une largeur quelconque, car on ne laisse jamais passer sur un déversoir une grande hauteur d'eau; c'est surtout la contraction sur le seuil qui a de l'influence, et on peut admettre qu'elle est indépendante de la largeur. Cependant, l'influence de la contraction latérale est plus grande avec une faible largeur qu'avec une grande.

Exemple : Lorsqu'on procède à un jaugeage par déversoir, il ne faut pas oublier que la hauteur qui entre dans la formule n'est pas celle de la tranche d'eau qui passe sur le déversoir, mais la différence de niveau entre le seuil et la surface du courant, prise à une certaine distance du déversoir, là où elle conserve à peu près son horizontalité.

Voici comment on trouve cette différence de niveau (*fig. 26*) : la droite BC représentant l'arête de la berge, on prend avec une règle la profondeur Bb; de même, on prend à une certaine distance la hauteur Cc; on fait le nivellement des points B et C; supposons que B soit à 0^m,10 au-dessous de C, la chute h sera égale à :

$$Bb + 0,10 - Cc.$$

Généralement, aux abords du déversoir, la berge est sensiblement horizontale, et on peut se passer de nivellement. On arrive de la sorte

à des résultats suffisamment exacts pour les besoins de la pratique courante.

Soit un déversoir de 3 mètres de large, avec une charge de 0^m,15 ; son débit sera de :

$$0,40.3.0,15\sqrt{2g.0,15} = 0,40.3.0,15.1,715 = 0,308,$$

ou de 308 litres à la seconde.

Table en usage dans la pratique. — Dans la pratique on se sert généralement de la table ci-après reproduite qui donne des résultats suffisamment approchés, à condition toutefois que la *vitesse propre du courant* à l'amont du déversoir soit négligeable.

Débits donnés par des déversoirs de 1 mètre de large, pour lesquels il n'y a point de contraction sur le seuil

ÉPAISSEUR <i>h</i> DE LA LAME D'EAU DÉVERSANTE (EN CENTIMÈTRES)	DÉBIT EN LITRES	ÉPAISSEUR <i>h</i> DE LA LAME D'EAU DÉVERSANTE (EN CENTIMÈTRES)	DÉBIT EN LITRES	ÉPAISSEUR <i>h</i> DE LA LAME D'EAU DÉVERSANTE (EN CENTIMÈTRES)	DÉBIT EN LITRES
5	20	27	239	49	584
6	26	28	253	50	603
7	32	29	266	51	621
8	40	30	280	52	639
9	47	31	293	53	658
10	56	32	309	54	676
11	64	33	323	55	694
12	72	34	338	56	713
13	82	35	353	57	733
14	92	36	368	58	753
15	101	37	382	59	771
16	111	38	399	60	791
17	121	39	415	61	811
18	132	40	431	62	831
19	143	41	447	63	851
20	154	42	463	64	871
21	166	43	481	65	892
22	176	44	497	66	912
23	188	45	514	67	932
24	202	46	531	68	954
25	212	47	549	69	976
26	226	48	567	70	998

Il ne faut pas oublier que la hauteur h doit se mesurer non sur le déversoir, mais comme le montre la figure 26.

Si la largeur n'est pas d'un mètre, il faut multiplier par cette largeur réelle le débit donné par la table.

Formule du général Morin. — D'après le général Morin, le coefficient du débit serait 0,44, au lieu de 0,40.

« Lorsque la largeur du déversoir est égale à celle du canal, dit-il, ce qui s'applique à beaucoup de cas, tels que les vannes des roues hydrauliques, les barrages des rivières, et que le déversoir est vertical, mince et à vive arête, les résultats de l'expérience sont assez exactement représentés par la formule :

$$Q = 0,443.L.h.\sqrt{2gh}.$$

Toutefois, d'après d'Aubuisson, cette formule ne doit être employée que quand la charge n'excède pas le tiers de la hauteur du barrage au-dessus du fond du réservoir, parce que, quand cette proportion est dépassée, la vitesse moyenne de l'eau dans le canal devient assez grande pour exercer une influence sensible et augmenter la dépense. Au surplus, cette proportion n'est jamais et ne doit pas être dépassée dans les usines, pour les vannes des roues hydrauliques. »

Expériences de M. Bazin. — M. Bazin, au cours de ses expériences sur les canaux, a eu l'occasion de procéder à quelques jaugeages par déversoir.

Première série d'expériences avec un déversoir de 1^m,50 de large. — « La crête de ce déversoir, formé par des poutrelles de 0^m,08 d'équarrissage, est à 1^m,10 au-dessus du fond du canal en maçonnerie qui le précède, et qui a lui-même 3 mètres de largeur. Le déversoir, occupant ainsi la moitié de la largeur du canal, la contraction latérale, sans être complètement nulle, est cependant loin d'être aussi grande que dans les expériences de Poncelet et Lesbros. »

Voici le résultat des expériences :

CHARGE h DU DÉVERSOIR	DÉBIT PAR SECONDE	COEFFICIENT α
mètre	litres	
0,229	304	0,417
0,353	658	0,472
0,448	940	0,472
0,548	1 296	0,481

« Les trois dernières valeurs du coefficient sont peu différentes, mais la première est notablement inférieure. Cette anomalie apparente

tient à un phénomène remarquable signalé par plusieurs expérimentateurs : l'air enfermé sous la nappe, en raison du prolongement des parois latérales du déversoir, se trouvant à une pression inférieure à celle de l'atmosphère, avec laquelle il ne communique plus, l'eau d'aval s'élève, par suite de ce défaut de pression, sous la nappe, d'autant plus que la charge est plus grande ; à partir d'une certaine charge, elle atteint la crête du déversoir, et la nappe se trouve alors noyée en dessous, c'est-à-dire complètement adhérente à la face d'aval du barrage. Ce phénomène exerce une grande influence sur le débit : M. Boileau donne en effet, pour un déversoir à peu près semblable à celui que nous avons considéré, les coefficients suivants :

CHARGE DU DÉVERSOIR	COEFFICIENT
mètre-	
0,12	0,394 nappe libre ou détachée du barrage.
0,14	0,413 — — —
0,16	0,446 nappe noyée en dessous.
0,18	0,458 — — —
0,20	0,467 — — —

« On voit par ces chiffres que le coefficient augmente subitement au moment où la nappe est noyée en dessous. »

D'autres opérations, exécutées par M. Bazin, sur un déversoir analogue au précédent, ont donné les résultats ci-après :

CHARGE SUR LE DÉVERSOIR	DÉBIT PAR SECONDE	COEFFICIENT
mètre	litres	
0,216	297	0,445
0,344	610	0,455
0,444	890	0,458
0,508	1 132	0,471

Les coefficients de la dernière colonne diffèrent peu les uns des autres, parce que le déversoir ne présentait pas le phénomène des nappes noyées au dessous.

Il est utile de reproduire encore quelques résultats des expériences de M. Bazin sur les déversoirs :

Dans un canal en maçonnerie de 2 mètres de large, on a établi un barrage transversal ayant 0^m,606 de hauteur pour les expériences n° 1 à n° 6, et 0^m,404 pour les expériences 7 à 9. Le débit s'obtient par la formule :

$$Q = m.L.h\sqrt{2gh}.$$

La charge h est l'élément le plus difficile à déterminer, on l'a obtenue par un nivellement entre la crête du déversoir et la surface de l'eau prise à 20 mètres du déversoir. En mesurant directement le débit Q , on en conclut la valeur du coefficient m .

NUMÉRO DE L'EXPÉRIENCE	DÉBIT Q PAR SECONDE	ÉPAISSEUR DE LA LAME D'EAU	CHARGE DU DÉVERSOIR	VALEUR DU COEFFICIENT m
	litres	mètre	mètre	
1	103	0,066	0,091	0,424
2	209	0,110	0,143	0,436
3	317	0,142	0,189	0,436
4	424	0,168	0,218	0,470
5	531	0,190	0,239	0,513
6	637	0,213	0,270	0,513
7	721	0,240	0,308	0,476
8	824	0,271	0,325	0,502
9	1 030	0,316	0,386	0,485

Dans les quatre premières expériences, l'eau s'élevait bien à l'aval du barrage au-dessous de la veine, mais n'arrivait pas jusqu'à celle-ci; dans les expériences 5 et 6, l'eau d'aval s'élevait fréquemment jusqu'à la crête du barrage, la nappe était instable, et son épaisseur très difficile à mesurer. Dans les trois dernières expériences, la nappe était complètement noyée au-dessous.

« Le phénomène signalé plus haut s'est reproduit dans ces expériences. L'air renfermé sous la nappe se trouvait à une pression inférieure à celle de l'atmosphère, et l'eau d'aval s'élevait contre le déversoir à une hauteur croissante avec la charge du déversoir. »

Les nombres trouvés par M. Bazin nous apprennent que l'on peut adopter pour valeur du coefficient de correction m :

1° 0,42 à 0,47 pour les veines qui ne sont pas noyées par dessous, lorsque la charge varie de 0^m,10 à 0^m,50;

2° 0,47 à 0,50 pour les veines noyées par dessous.

Débit des déversoirs obliques. — M. Bazin a étudié l'influence de l'obliquité des déversoirs; à cet effet, il a établi dans le canal de 2 mètres de large des barrages occupant 4 mètres, 3 mètres et 2^m,50 de large.

Avec la largeur de 4 mètres, le coefficient de correction a varié de 0,386 à 0,443 lorsque la charge variait de 0^m,06 à 0^m,28; les nappes sont toujours restées libres et non reliées à l'eau d'aval.

Avec le barrage oblique de 3 mètres, le coefficient a varié de 0,425 à 0,463, lorsque la charge a varié de 0^m,068 à 0^m,216, la nappe demeurant libre; la nappe variant de 0^m,25 à 0^m,30 s'est trouvée noyée en dessous, et le coefficient de correction a varié de 0,49 à 0,47.

Avec le barrage oblique de 2^m,50, le coefficient a varié de 0,415 à

0,490 lorsque la charge a varié de 0^m,078 à 0^m,235, la nappe demeurant libre ; lorsque la charge a atteint 0^m,29, la nappe a été noyée par dessous, et le coefficient s'est élevé à 0,49.

« La crête des barrages, dit M. Bazin, avait été dressée avec un très grand soin. Ordinairement, l'épaisseur de la lame d'eau sur le barrage va en diminuant, depuis l'angle obtus jusqu'à l'angle aigu, sauf pour le barrage de 4 mètres, où la plus grande épaisseur paraît être vers le milieu de la longueur totale. »

« Le calcul du coefficient m a été fait en donnant à L la valeur de 4 mètres pour le premier barrage, 3 mètres pour le second et 2^m,50 pour le troisième. Ce coefficient diminue un peu à mesure que l'obliquité du barrage augmente, ainsi que l'on pouvait s'y attendre. Il faut remarquer en outre que, les parois du canal étant continuées en aval du déversoir, l'écoulement se trouvait un peu gêné vers l'une des extrémités, ce qui tend à diminuer m . Toutefois, cette circonstance n'a pu avoir une influence sensible. »

Nouvelles expériences de M. Bazin. — La théorie des déversoirs est, en somme, fort peu avancée et les diverses formules qui précèdent ne donnent qu'une approximation, suffisante à la rigueur dans les cas ordinaires, mais absolument insuffisante dans les circonstances qui exigent une certaine précision.

M. Bazin a procédé dans ces dernières années à des expériences et à des calculs qui complètent de la manière la plus heureuse ses travaux anciens ; il les a exposés dans deux savants Mémoires insérés aux *Annales des Ponts et Chaussées* de 1888 et de 1890.

La valeur du coefficient m est influencée par divers éléments :

1° La vitesse d'arrivée de l'eau sur le déversoir, vitesse qui n'est point négligeable dans le cas d'un déversoir peu élevé ;

2° La contraction dans le plan vertical perpendiculaire au déversoir, contraction qui dépend de la hauteur du déversoir et de la forme de son seuil ;

3° La contraction latérale dont l'influence est d'autant plus grande que le déversoir est plus étroit ;

4° Les phénomènes spéciaux dont nous avons déjà parlé, qui se passent sous la nappe lorsque le déversoir a la largeur du canal. L'air n'a plus alors d'accès direct sous la nappe, il est parfois entraîné, le liquide inférieur monte et le remplace, se soude à la nappe, et celle-ci n'est plus isolée.

Les expériences de M. Bazin l'ont conduit aux résultats suivants, qui sont applicables seulement à un *déversoir type*, c'est-à-dire à un déversoir ayant pour seuil une arête vive (celle d'une lame métallique),

sans contraction latérale et avec admission libre de l'air sous la nappe.

Dans la formule usuelle

$$(1) \quad Q = m.l.h.\sqrt{2gh}$$

le coefficient m varie avec la charge h (différence d'altitude entre l'arête du déversoir et le plan d'eau du canal à quelque distance à l'amont), et avec la profondeur p de l'eau dans le canal au-dessous de l'arête du déversoir ; M. Bazin appelle cette profondeur la hauteur du déversoir, elle influe sur la vitesse moyenne de l'eau qui s'écoule et par conséquent sur le débit du déversoir.

Lorsqu'on veut tenir compte de la vitesse propre du courant u , on remplace h par

$$\left(h + \alpha \frac{u^2}{2g} \right)$$

et le plus souvent on adopte pour α la valeur 1,5 ou $\frac{3}{2}$.

La formule (1) devient alors :

$$Q = \mu l \left(h + \alpha \frac{u^2}{2g} \right) \sqrt{2g \left(h + \alpha \frac{u^2}{2g} \right)} = \mu l h \sqrt{2gh} \left(1 + \alpha \frac{u^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Pour un même débit, le coefficient μ est inférieur à m , et ils sont liés par la relation :

$$m = \mu \left(1 + \alpha \frac{u^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}};$$

$\frac{u^2}{2gh}$ étant une petite fraction, on peut remplacer approximativement cette relation par :

$$(2) \quad m = \mu \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{u^2}{2gh} \right).$$

La connaissance de la vitesse u suppose celle du débit Q , et l'on a :

$$u = \frac{Q}{l(p+h)}.$$

Si l'on élève cette valeur de u au carré et qu'on remplace Q par sa valeur tirée de l'équation (1) on trouve :

$$\frac{u^2}{2gh} = m^2 \left(\frac{h}{p+h} \right)^2,$$

de sorte que la relation (2) peut s'écrire :

$$(3) \quad m = \mu \left[1 + K \left(\frac{h}{p+h} \right)^2 \right]$$

et la formule finale du débit est :

$$(4) \quad Q = \mu \left[1 + K \frac{h}{(p+h)^2} \right] l.h.\sqrt{2gh}.$$

Le coefficient μ est la valeur théorique de m dans le cas d'un déversoir de hauteur infinie ; l'expérience montre que la valeur de μ varie dans des limites étroites, mais les variations de α et de K sont plus accusées.

Dans la pratique on obtient une approximation suffisante en faisant

$$\alpha = \frac{5}{3} \quad \text{et} \quad K = 0,55.$$

C'est la formule (4) qu'il faut adopter, puisqu'elle dispense de la mesure de la vitesse, et qu'il suffit de mesurer au mètre h et p . Quant au coefficient μ , il varie en sens inverse de la charge h et augmente considérablement pour les petites charges ; sa loi de variation est contenue dans la formule :

$$\mu = 0,405 + \frac{0,003}{h}.$$

En résumé, on peut calculer à peu près exactement les débits des déversoirs en combinant les deux formules ci-après :

Formules du débit des déversoirs :

$$(a) \quad Q = \mu \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{p+h} \right)^2 \right] l.h.\sqrt{2gh}$$

$$(b) \quad \mu = 0,405 + \frac{0,003}{h}$$

et même on peut simplifier encore pour les charges moyennes :

Formule simplifiée pour les valeurs de h comprises entre $0^m,10$ et $0^m,30$:

$$Q = \left[0,425 + 0,21 \left(\frac{h}{p+h} \right)^2 \right] l.h.\sqrt{2gh}.$$

Lorsque le lecteur aura à rechercher un débit par déversoir, nous l'engageons à le calculer d'abord par la table que nous avons donnée plus haut et qui est basée sur les expériences anciennes, puis à contrôler le résultat par les formules nouvelles de M. Bazin.

Dans une seconde série d'expériences, M. Bazin a étudié avec succès les surfaces supérieure et inférieure des nappes déversantes ; la nappe inférieure notamment est fort intéressante, parce que sa forme accuse nettement la contraction sur le seuil. Il a étudié aussi l'influence exercée par l'inclinaison, vers l'amont ou vers l'aval, de la paroi antérieure du déversoir. Cette étude nous éloignerait de notre but qui était avant tout la connaissance des débits obtenus sur les déversoirs ordinaires.

Lorsqu'on aura à jauger un cours d'eau, il sera toujours facile d'établir, par exemple sur les ouvrages d'une usine, un déversoir qui remplisse sensiblement les conditions prévues par les formules qui précèdent.

DÉVERSOIRS SUIVIS D'UN COURSIER

Lorsque les déversoirs sont suivis d'un coursier d'une certaine longueur, analogue à celui de la figure 27, horizontal ou peu incliné, la nappe qui s'écoule traverse la section mn sous forme d'un faisceau de filets parallèles, et la pression varie à l'intérieur de cette section suivant la loi hydrostatique.

D'un autre côté, faisons une section pq dans le canal en amont ; généralement, la section pq est assez grande par rapport à mn , pour que nous puissions considérer la vitesse comme nulle en un point de cette section pq .

Nous pouvons donc appliquer le théorème de Bernoulli entre les deux sections considérées, et il nous donne, en prenant le plan horizontal xy , comme plan de comparaison, et en désignant par p_0 la pression atmosphérique

$$rp + \frac{p_0}{\delta} = sm + \frac{p_0}{\delta} + \frac{v^2}{2g}; \text{ ou : } \frac{v^2}{2g} = rp - sm = h, \quad v = \sqrt{2gh}.$$

La section d'écoulement est égale à $L(H - h)$ et le débit à :

$$(1) \quad Q = L(H - h)\sqrt{2gh}.$$

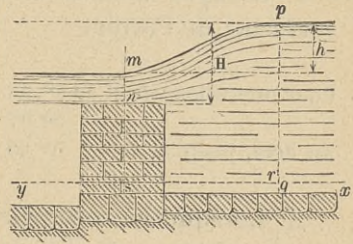


Fig. 27.

Dans cette expression du débit se trouve une inconnue h ; il faut donc trouver une autre équation entre cette inconnue et le débit.

On admet, ce qui paraît naturel, sans toutefois être démontré, que la quantité h prend une valeur telle que le débit soit maximum; à ce moment, la dérivée de Q par rapport à h doit être nulle. D'après l'équation (1) cette dérivée est égale à :

$$(\Pi - h) \cdot \frac{g}{\sqrt{2gh}} - \sqrt{2gh};$$

égalée à zéro, elle donne :

$$h = \frac{\Pi}{3}.$$

Et, en introduisant cette valeur dans l'équation (1), on trouve :

$$(2) \quad Q = 0,385.L.H\sqrt{2gH}.$$

Lesbros a cherché à vérifier par l'expérience cette formule théorique; on lui doit les résultats suivants, obtenus avec un orifice rectangulaire de 0^m,20 de largeur :

1° Lorsque la contraction est complète sur le seuil et sur les côtés verticaux de l'orifice :

Pour une valeur de H de	0 ^m ,02	le coefficient m de correction est de	0,20
—	0 ^m ,07	— atteint	0,30
Au delà, jusqu'à. . . .	0 ^m ,30	— varie de	0,30 à 0,32

2° Lorsque la contraction est supprimée sur le seuil et maintenue sur les côtés verticaux de l'orifice :

Pour une valeur de H de	0 ^m ,02	le coefficient m de correction est de	0,20
—	0 ^m ,10	—	0,30
—	0 ^m ,20	—	0,32
—	0 ^m ,30	—	0,33

Dans d'autres expériences, on a trouvé pour la valeur du coefficient: 0,33 à 0,35.

Lorsque, dans la pratique, on aura à calculer le débit d'un déversoir de ce genre, on pourra adopter la formule :

$$Q = 0,35.L.H.\sqrt{2gH}.$$

Ainsi, le débit d'un déversoir de 2 mètres de large, dont le seuil

est à 0^m,20 au-dessous du niveau de l'eau pris à une certaine distance à l'amont, est égal à :

$$0,35.2.0,20.1,98 = 277 \text{ litres.}$$

Dans le cas où la vitesse de l'eau à l'amont du déversoir serait sensible et comparable à celle qui se produit au passage même du déversoir, il faudrait en tenir compte, parce que les formules n'ont pas été établies pour des cas analogues.

Déversoir triangulaire. — On peut évaluer le débit d'un petit ruisseau à portée variable en se servant d'un déversoir de section triangulaire.

Le débit d'une lame d'eau de largeur x et de profondeur y est le produit de la surface de cette lame $x \cdot dy$ par la vitesse d'écoulement $\sqrt{2gy}$; et le débit total de la section s'obtient par l'intégrale :

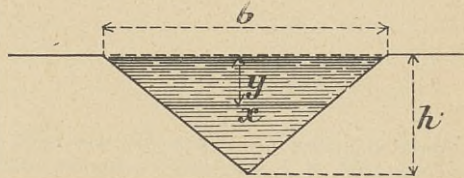


Fig. 28.

$$\int_0^h x \cdot dy \cdot \sqrt{2gy}.$$

Mais on a la relation :

$$\frac{x}{b} = \frac{h-y}{h}$$

et il faut par conséquent prendre l'intégrale :

$$\frac{b}{h} \int_0^h (h-y) \cdot dy \cdot \sqrt{2gy} \cdot$$

qui est égale à :

$$\frac{4}{15} b \sqrt{2gh^3} ;$$

telle est la valeur du débit pourvu qu'on la multiplie par un coefficient de correction m .

Les ingénieurs anglais adoptent pour la forme de l'orifice un triangle

rectangle isocèle de sorte que $b = 2h$; le coefficient m a alors pour valeur 0,59, de sorte que le débit est donné par la formule

$$Q = 0,59 \cdot \frac{8}{15} h \sqrt{2gh^3} = 2,54 \sqrt{h^3}.$$

Quand l'angle au sommet du triangle est obtus, le coefficient m augmente ; il serait de 0,62 pour un triangle dont la base serait égale à quatre fois la hauteur.

En résumé, l'application de la formule doit être assez rare.

CHAPITRE III

ÉCOULEMENT DANS LES CANAUX

SOMMAIRE. — Résistances au mouvement de l'eau dans les canaux. — Formule de Prony, d'Eytelwein, de Saint-Venant, des ingénieurs italiens. — Expériences et formules de Darcy et Bazin, influence de la nature de la paroi, de la pente, de la forme de la section; formules pratiques et tables numériques de Bazin pour les parois de diverses natures; répartition des vitesses dans la section, rapport de la vitesse moyenne à la vitesse maxima. — Formule de Kutter et Ganguillet. — Comparaison des diverses formules entre elles. — Problèmes relatifs au mouvement uniforme dans les canaux, vitesses de fond qui attaquent les divers terrains; application des formules à diverses sections; simplification dans le cas d'un lit très large. — Calcul du débit pour une section en demi-cercle ou en demi-ellipse. — Section pour laquelle la vitesse est constante quelle que soit la hauteur. — De la meilleure section trapèze pour un débit donné. — Canal à section circulaire complète, hauteur d'eau donnant le maximum de débit, le maximum de vitesse. — Canal à section ovoïde; maximum du débit, maximum de la vitesse moyenne. — Application de la méthode graphique à ces calculs.

L'étude de l'écoulement dans les canaux naturels ou artificiels est des plus importantes; il serait précieux d'obtenir des formules exactes correspondant à tous les cas de la pratique. Malheureusement, il n'en est pas ainsi et il faut se contenter de formules empiriques, dans lesquelles on ne peut avoir confiance que pour des circonstances déterminées. Du reste, le problème pratique se présente sous tant d'aspects divers, qu'il ne peut donner lieu à une théorie générale embrassant tous les cas.

Étant donné un canal de section régulière, il peut s'y établir un courant d'un régime uniforme ou d'un régime varié.

Lorsque le régime est uniforme, on arrive assez facilement par l'expérience à établir les lois de l'écoulement.

Notre étude se bornera à ce régime, le seul qui intéresse les distributions d'eau.

Résistances qui retardent le mouvement de l'eau dans les canaux. — Le mouvement des liquides donne lieu à deux espèces de résistances bien distinctes : 1° celle que les molécules éprouvent à changer de position les unes par rapport aux autres, qu'on appelle cohésion ; 2° celle qu'elles éprouvent à se détacher des surfaces solides avec lesquelles elles sont en contact, qu'on appelle adhérence. Si ces deux résistances étaient bien connues, les principes de mécanique et les procédés d'analyse ordinaire suffiraient pour résoudre d'une manière complète toutes les questions d'hydrodynamique.

L'existence de ces deux résistances et quelques-unes de leurs propriétés nous sont révélées par un phénomène que nous avons tous les jours sous les yeux ; la vitesse des cours d'eau naturels, quelle que soit leur pente, est sensiblement uniforme et n'est jamais en rapport par conséquent avec la hauteur de la chute, depuis la source jusqu'au point considéré. Il faut donc nécessairement que dans ce mouvement se développent des forces retardatrices qui croissent avec la vitesse de manière à faire équilibre à la force accélératrice de la pesanteur.

Lorsque des solides sont placés sur un plan incliné de longueur indéfinie et de pente uniforme, le mouvement qui se produit, quand cette pente dépasse un certain angle, est toujours accéléré, parce que le frottement est indépendant de la vitesse. L'adhérence et la cohésion des liquides présentent donc, quant à la vitesse, une propriété essentiellement différente de celle du frottement des solides sur les solides. Nous disons l'adhérence et la cohésion, parce qu'il suffirait que l'intensité d'une de ces deux résistances fût indépendante de la vitesse pour que le mouvement devînt accéléré dans tout ou partie de la masse liquide.

Une autre propriété des forces retardatrices que nous considérons, c'est qu'elles sont, au moins en pratique, indépendantes de la pression. Il est facile, surtout dans les tuyaux, de faire varier la pression, sous laquelle s'opère l'écoulement, dans des limites trop étendues pour qu'il puisse rester le moindre doute à l'égard de cette propriété. Si, comme pour les solides, la résistance était proportionnelle à la pression, il y aurait de telles variations dans le débit d'un tuyau, suivant que la pression serait plus ou moins grande, qu'elles ne pourraient échapper aux expériences les plus grossières.

Ainsi, les résistances dues à l'adhérence et à la cohésion des molécules croissent avec leur vitesse relative, et sont indépendantes de la pression à laquelle elles sont soumises.

FORMULE DE DE PRONY

L'adhérence et la cohésion réunies étant essentiellement dépendantes de la vitesse, désignons par U la vitesse moyenne des filets liquides qui traversent une section quelconque du canal, telle que ab .

Le régime est, avons-nous dit, permanent et uniforme, ce qui veut dire qu'en toute section la surface d'écoulement est la même et que les vitesses sont aussi les mêmes aux points correspondants de deux sections quelconques ; la pente est aussi constante sur toute l'étendue du canal. C'est ce que représente la figure 29 ; la ligne de superficie aa' est parallèle à la ligne de fond bb' .

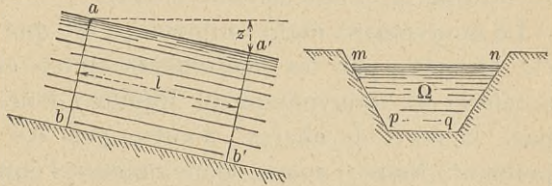


Fig. 29.

La lettre Ω désigne la superficie de la section mouillée $mnpq$;

χ désigne le périmètre $mnpq$ de cette section ; dans ce périmètre n'entre pas l'horizontale supérieure mn qui est en contact avec l'atmosphère ;

La lettre z désigne l'abaissement du plafond du canal sur la longueur l ; le rapport $\frac{z}{l}$, qu'on désigne par la lettre I , représente donc la pente par mètre de la ligne de fond bb' et de la ligne de superficie aa' , c'est ce qu'on appelle la pente du canal.

Pour terminer avec les notations, nous dirons que le rapport $\frac{\Omega}{\chi}$ de la section d'écoulement au périmètre mouillé est désigné d'ordinaire par la lettre R et s'appelle le rayon moyen.

Ceci posé, la force retardatrice due à l'ensemble de la cohésion et de l'adhérence est représentée, pour l'unité de surface des parois mouillées du canal, par l'expression :

$$f(U).$$

Cette force est, comme toujours, exprimée en kilogrammes ; si nous la divisons par la densité δ du liquide, la force sera représentée par le volume d'une certaine colonne d'eau ; la densité étant constante, la force retardatrice n'en restera pas moins sous la forme :

$$F(U)$$

Entre les sections ab et $a'b'$, la surface mouillée du canal est (γl) et, comme la force retardatrice est proportionnelle à cette surface, la force retardatrice totale est égale à :

$$\gamma l F(U)$$

et elle est exprimée en volume d'une certaine colonne d'eau.

Supposons maintenant qu'il y ait absence complète de frottement et de cohésion, la pesanteur déterminerait en chaque point de la section $a'b'$ une charge z due au poids du liquide compris entre $a'b'$ et ab ; et il en résulterait pour la section entière Ω une charge représentée par le volume $z\Omega$ d'une colonne d'eau.

Le mouvement étant uniforme, c'est que cette charge tout entière a été absorbée par les frottements et n'a en aucune manière servi à accélérer le mouvement du liquide; nous avons donc évalué, d'une part, la perte de charge, d'autre part les frottements qui lui correspondent. Nous n'avons, pour obtenir l'équation du mouvement, qu'à égaliser ces deux quantités, ce qui nous donne :

$$z.\Omega = \gamma.l.F(U),$$

ou bien :

$$\frac{\Omega}{\gamma} \cdot \frac{z}{l} = F(U),$$

ou tout simplement :

$$(1) \quad RI = F(U).$$

Détermination de la fonction F. — Cette formule ne nous donne aucun résultat pratique, puisque la fonction F est indéterminée.

Pour la déterminer, on a recours à la méthode empirique dont nous avons exposé plus haut le principe.

On choisit une forme pour cette fonction, forme dans laquelle subsistent n coefficients indéterminés; à l'aide de n expériences, on a calculé n valeurs de R, de U et de I qui, substituées successivement dans l'équation (1), fournissent n équations, d'où on tire la valeur des n coefficients cherchés.

La formule est alors établie; on y substitue les valeurs trouvées dans d'autres expériences pour le rayon moyen, la vitesse moyenne et la pente du canal, et on voit si les deux membres de l'équation restent

toujours numériquement égaux ; lorsqu'il en est ainsi, la formule empirique est bonne et on la garde ; sinon, elle est mauvaise, alors on augmente le nombre des termes, ou on choisit une autre formule, jusqu'à ce qu'on en obtienne une qui soit vérifiée par tous les résultats expérimentaux.

De Prony avait mis l'équation (1) sous la forme empirique :

$$(2) \quad RI = aU + bU^2;$$

en se servant de trente expériences de Dubuat et d'une expérience de Chézy, il a trouvé pour les coefficients a et b les valeurs :

$$\begin{cases} a = 0,000044, \\ b = 0,000309. \end{cases}$$

Quelques années plus tard, vers 1814, Eytelwein, prenant comme point de départ les expériences précédentes et cinquante-cinq expériences nouvelles, proposa pour les coefficients de la formule (2) les valeurs :

$$\begin{cases} a = 0,000024, \\ b = 0,000366. \end{cases}$$

En 1851, M. de Saint-Venant donna la formule suivante, qui a l'avantage d'être calculable par logarithmes :

$$(2) \quad RI = 0,000401 U^{\frac{21}{11}}$$

Chézy et les ingénieurs italiens se sont servis de la formule plus simple :

$$(3) \quad RI = 0,0004.U^2 \quad \text{ou} \quad U = 50\sqrt{RI}.$$

« Toutes ces formules, dit M. Bazin, sont presque équivalentes dans les applications pratiques ; ce ne sont, à proprement parler, que des remaniements différents des mêmes données expérimentales ; car la masse des faits d'observation dont la théorie peut disposer n'avait pas sensiblement augmenté depuis le commencement du siècle. Elles font toutes abstraction de la nature de la paroi, de la figure et de la grandeur du canal. Il est cependant difficile d'admettre *a priori* que ces

divers éléments soient sans influence sur l'écoulement ; M. de Prony lui-même émet des doutes à cet égard dans plusieurs passages de ses recherches physico-mathématiques. Il ne se faisait donc aucunement illusion sur l'insuffisance des données expérimentales dont il pouvait disposer. »

Nous verrons plus loin comment M. Darcy et M. Bazin ont prouvé cette insuffisance.

Il y a d'autres formules que celles de Darcy et Bazin ; en Allemagne et en Amérique, on préfère celle de Kutter et Ganguillet. — Nous pourrions citer encore celle de l'ingénieur anglais Manning et diverses autres qui n'ont guère qu'un intérêt historique.

EXPÉRIENCES ET FORMULES DE DARCY ET BAZIN

Vers 1850, Darcy, après avoir exécuté ses expériences si profondément utiles, relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux, entreprit des expériences analogues sur le mouvement dans les canaux. En 1856 il s'adjoignit M. Bazin qui, depuis 1858, a seul continué le travail.

« Il était réservé à M. Bazin de réunir, de compléter et de discuter les résultats de tant de nombreuses et délicates expériences, et d'en déduire, pour l'art de l'ingénieur, les conséquences importantes auxquelles elles conduisent. »

Procédés d'expérience. — Les expériences ont eu lieu dans une rigole placée le long d'un bief du canal de Bourgogne ; cette rigole rendait à la rivière d'Ouche les eaux qu'elle recevait du canal. La prise d'eau se composait de quatre vannes en tôle, ayant chacune 1 mètre de largeur et pouvant se lever de 0^m,40 ; les orifices étaient garnis de tôle, afin que l'écoulement s'opérât en mince paroi. A la suite des quatre grandes vannes venait une chambre fermée à l'autre extrémité par douze petites vannes en cuivre, glissant entre des coulisseaux en cuivre ; on s'arrangeait de telle sorte que le plan d'eau fût toujours exactement à 0^m,80 au-dessus du centre de ces petites vannes, et on obtenait de la sorte un débit absolument régulier qu'on pouvait du reste faire varier dans des limites assez étendues ; la constance du niveau dans la chambre d'alimentation était maintenue par un homme qui manœuvrait sans cesse les grandes vannes de prise d'eau, les yeux fixés sur un appareil qui indiquait immédiatement, en les amplifiant, les

moindres variations de niveau; cet homme était comme le pilote qui, les yeux fixés sur le compas, agit sans cesse sur le gouvernail pour maintenir son navire dans une direction déterminée.

Après les petites vannes d'alimentation venait la rigole de 596^m,50 de long, construite en planches de peuplier clouées longitudinalement sur des cadres espacés de 1^m,50 environ; cette rigole rectangulaire, d'une largeur uniforme de 2 mètres, était entourée d'une chape imperméable; elle présentait une pente de 0^m,0049 par mètre, sur 200 mètres de longueur à partir de l'origine, une pente de 0^m,002 sur les 250 mètres suivants, et de 0^m,0084 sur les 146^m,50 restants.

Lorsqu'on voulut modifier soit la pente, soit la section d'écoulement, on établit à l'intérieur de la rigole précédente, une autre rigole et entre les deux parois on eut soin de pilonner de la terre, pour éviter les pertes d'eau.

Pour niveler la surface du courant, on avait eu soin de conserver les traverses horizontales supérieures des cadres de la rigole, et avec une règle à coulisse que l'on renversait en appuyant le talon sur la traverse on mesurait exactement la profondeur du niveau de l'eau; comme on connaissait la profondeur du fond de la rigole, on déduisait par différence la hauteur de la nappe d'eau.

Quant au nivellement du fond, il était fait simplement et très exactement de la manière suivante: on fermait la rigole à l'aval au moyen d'un barrage étanche; la surface de la nappe d'eau se maintenait donc horizontale dans la rigole, et on n'avait qu'à mesurer en face de chaque cadre la profondeur de l'eau pour obtenir le profil du fond.

Le débit était connu d'avance par le nombre des petites vannes qui étaient ouvertes; il avait été déterminé par des expériences préalables. On connaissait par suite la vitesse moyenne U.

Influence de la nature de la paroi. — De Prony et ses successeurs faisaient abstraction de la nature des parois et ne tenaient compte que de la section et du périmètre mouillé; ils supposaient qu'une pellicule liquide restait toujours adhérente à la paroi, et qu'en réalité l'écoulement de la masse se faisait sur cette pellicule, ce qui éliminait l'influence de la paroi.

Cette influence n'apparut point du reste, parce qu'on ne possédait que des expériences faites sur des canaux en planches; M. Darcy constata le premier que le débit d'un canal enduit en ciment était notablement supérieur à ce que donnait la formule de de Prony.

Des expériences préliminaires, exécutées par M. l'ingénieur Baumgarten sur le canal de Marseille et sur le canal de Craponne, montrèrent que la nature de la paroi a une grande influence sur l'écoulement.

Cette influence fut constatée et mesurée par M. Bazin :

Il recouvrit la rigole en planches, décrite plus haut, de quatre revêtements différents, savoir :

1° Ciment pur ;

2° Briques posées à plat ;

3° Petit gravier de 0^m,01 à 0^m,02 de diamètre, maintenu par un enduit en ciment sur lequel il était en saillie ;

4° Gros gravier de 0^m,03 à 0^m,04 de diamètre, maintenu de la même manière.

Des expériences comparatives furent faites en ayant soin de conserver pour les quatre enduits mêmes pentes, mêmes sections, même débit ; la nature seule de la paroi était variable, et il était facile d'en apprécier l'influence par la différence des résultats trouvés.

En adoptant la formule :

$$A = \frac{RI}{U^2},$$

on trouva pour la valeur de A des différences très considérables ; la valeur de ce coefficient A varie :

Pour le revêtement en ciment.	de	0,000242	à	0,000172
— planches	de	0,000441	à	0,000229
— briques	de	0,000408	à	0,000277
— petit gravier. . .	de	0,000862	à	0,000472
— gros gravier . . .	de	0,001454	à	0,000661

L'influence de la nature de la paroi est encore mise en évidence par une expérience bien simple :

Soit un canal demi-circulaire de 1^m,25 de diamètre et de 0^m,0015 de pente par mètre, dans lequel le niveau de l'eau est à la hauteur du centre ; ce canal, étant en ciment mélangé d'un tiers de sable siliceux fin, débitait 1^m,03 à la seconde ; construit avec du ciment pur, c'est-à-dire présentant une surface plus lisse, il débitait 1^m,13 à la seconde.

Dans les canaux en bois, les moisissures des parois suffisent à altérer notablement le débit ; dans un canal perreyé, le coefficient A peut être réduit à la moitié de sa valeur primitive, lorsqu'on gratte et qu'on enlève avec soin les mousses dont les pierres sont recouvertes.

Influence de la pente. — Les expériences précédentes montrent en outre que la formule monôme $RI = AU^2$, est insuffisante pour conte-

nir les résultats numériques de toutes les expériences, et qu'il faut essayer une formule binôme.

On reconnaît en effet que la quantité $\frac{RI}{U^2}$ diminue lorsque le rayon moyen R et la vitesse moyenne U augmentent; la diminution se ralentit progressivement et, à mesure que le débit augmente, la quantité $\frac{RI}{U^2}$ tend à devenir constante et à se rapprocher d'un nombre α .

D'après cela, on peut poser la relation :

$$\frac{RI}{U^2} = \alpha + f(R.U);$$

la fonction f tendant vers zéro lorsque le débit augmente, c'est-à-dire lorsque R et U augmentent.

D'après de Prony, la formule serait :

$$(1) \quad \frac{RI}{U^2} = \alpha + \frac{\beta}{U};$$

mais elle pourrait être aussi :

$$(2) \quad \frac{RI}{U^2} = \alpha + \frac{\beta}{R}.$$

C'est à l'expérience de décider laquelle de ces deux formules se rapproche le plus de la vérité.

M. Bazin a représenté graphiquement les équations (1) et (2), en adoptant pour abscisse X , soit la valeur de $\frac{1}{R}$, soit la valeur de $\frac{1}{U}$ et pour ordonnée Y la valeur de $\frac{RI}{U^2}$; pour chaque série d'expériences, il a ainsi trouvé une ligne droite dont l'équation est $Y = \alpha + \beta X$ et cette ligne droite résume tous les résultats numériques de chaque série d'expériences. En construisant en même temps les courbes que représentent les formules de de Prony et de de Saint-Venant, on a reconnu que ces courbes étaient loin de convenir aux nouvelles expériences, exécutées avec le plus grand soin.

Ainsi, les formules 1 et 2 paraissent jusqu'à présent également admissibles.

Mais, en cherchant les résultats qu'elles donnent lorsque la pente

vient à varier d'une manière sensible, on reconnaît : 1° qu'en adoptant $\frac{1}{R}$ pour abscisse les courbes des diverses séries sont très rapprochées les unes des autres et presque confondues, de sorte qu'on peut les comprendre dans une formule unique ; 2° qu'en adoptant au contraire $\frac{1}{U}$ pour abscisse les courbes des diverses séries s'éloignent rapidement les unes des autres, de sorte que, pour chaque série d'expériences, il faut une formule nouvelle.

C'est donc la formule :

$$\frac{RI}{U^2} = \alpha + \frac{\beta}{R}$$

qu'il convient d'adopter, et qui est seule apte à représenter l'ensemble des phénomènes. Ses deux coefficients ne sont pas, il est vrai, absolument indépendants de la pente ; mais ils varient dans des limites bien moins étendues que ceux de la formule (1).

« La supériorité pratique de la formule $\alpha + \frac{\beta}{R}$, dit M. Bazin, résulte de ce que ses deux coefficients varient en sens inverse lorsque l'on modifie la pente I du canal ; quand I augmente, α augmente aussi et β diminue. Il s'établit ainsi une sorte de compensation, par suite de laquelle les formules obtenues pour plusieurs pentes, bien que différentes au premier abord, donnent néanmoins dans les limites ordinaires des applications des valeurs presque identiques de $\frac{RI}{U^2}$ et par suite peuvent sans inconvénient être remplacées par une formule unique à coefficients moyens. Il n'en est plus de même pour l'expression $\alpha + \frac{\beta}{U}$ dont les coefficients augmentent tous deux rapidement avec la pente du canal. »

Influence de la forme de la section. — Les sections qu'on rencontre dans la pratique sont : le rectangle, le trapèze, le triangle lorsque la largeur au fond est petite relativement à la profondeur et l'arc de cercle qui appartient à certaines rigoles maçonnées.

De ses expériences M. Bazin conclut que :

« 1° La figure de la section transversale ne paraît pas exercer une influence assez grande pour qu'il y ait lieu d'en tenir compte dans les

applications lorsque cette figure est un rectangle, un trapèze ou un triangle. Les expériences comparatives, qui ont conduit à ce résultat, n'ont été faites, il est vrai, que sur des parois en planches ; il paraît néanmoins vraisemblable que des parois plus résistantes conduiraient à des conclusions analogues ;

« 2° La résistance à l'écoulement est notablement moindre dans un canal arrondi qui ne présente aucun angle vif à l'intérieur. Ce fait s'explique très facilement lorsqu'on étudie la distribution des vitesses dans l'intérieur d'un courant. On reconnaît en effet que, dans un canal rectangulaire, la vitesse dans les angles est très petite relativement à la vitesse moyenne, de telle sorte que cette partie de la section ne contribue que pour une faible part au débit total. Dans un canal circulaire, au contraire, la vitesse est la même sur toute l'étendue de la paroi et diffère moins de la vitesse moyenne. C'est donc avec beaucoup de raison que l'on adopte pour le profil transversal de la cuvette des égouts une forme à peu près circulaire. Cette figure est celle qui donne le maximum de débit pour une pente et une section déterminées.

« 3° Dans le cas particulier où la largeur d'un canal est très petite (0^m,10 de largeur, par exemple), le rapport $\frac{RI}{U}$ devient constant pour un même canal, c'est-à-dire que la vitesse U est simplement proportionnelle à R . »

Expériences pratiques sur les rigoles du canal de Bourgogne. — M. Bazin a exécuté dix-neuf séries d'expériences sur diverses rigoles du canal de Bourgogne ; ces expériences ont donc été faites dans des conditions essentiellement pratiques.

Une des rigoles d'expérience était la rigole de décharge du réservoir de Grosbois ; elle est construite en moellons piqués, rejointoyés en ciment ; sa largeur est de 1^m,80 au fond et ses parois latérales ont un fruit de $\frac{1}{10}$. On a expérimenté des vitesses qui ont atteint 9^m,16 par seconde, c'est-à-dire une valeur à peu près inconnue jusqu'à ce jour ; cette vitesse se manifestait sur une pente de 0^m,101.

On a expérimenté aussi la rigole de décharge du bief n° 52 ; elle est en terre revêtue d'un perré ; son profil transversal est un trapèze de 2 mètres de largeur au plafond avec perrés inclinés à 3 de base pour 2 de hauteur. Le perré était en médiocre état de conservation, recouvert de mousse et de gazon ; après une première série d'expériences, on l'a gratté et nettoyé et on a recommencé l'opération pour se rendre compte de l'influence de l'état des parois. Bien que la mousse et le gazon ne réduissent que fort peu la section, leur influence était énorme

puisque, après l'opération, la valeur de $\frac{RI}{U^2}$ se trouva réduite de moitié.

Enfin, on a expérimenté les rigoles de Chazilly et de Grosbois, qui sont de grande longueur, établies partie en terre, partie en maçonnerie, et présentant sur plusieurs sections des parois de nature très différente. « Les résultats de ces expériences, dit M. Bazin, sont très variés et sont loin d'offrir la régularité de ceux qui ont été obtenus sur des canaux construits spécialement pour des recherches expérimentales. Un canal en terre, avec quelque soin qu'il ait d'ailleurs été établi, offre de nombreuses irrégularités ; le profil en long de la surface, au lieu de présenter une pente régulière, est toujours sensiblement ondulé et se modifie même un peu d'un jour à l'autre suivant les petits changements qui s'opèrent sans cesse dans l'état du lit.

Formules pratiques. — A ses propres expériences, M. Bazin a réuni :

1° Les expériences de Dubuat exécutées sur de petits canaux en planches, sur le canal du Jard et sur la rivière de Hayne ;

2° Celles de Brünings, exécutées de 1790 à 1792 sur les bras du Rhin ;

3° Les nombreuses expériences de Funk, exécutées sur le Weser de 1803 à 1806.

4° Quatre expériences de Woltmann sur de petits canaux en terre près Cuxhaven ;

5° Les expériences de Bidone sur un petit canal en briques, et celles des ingénieurs italiens sur le Pô et le Tibre.

De toutes ces expériences, M. Bazin a déduit quatre formules applicables à quatre natures de paroi :

1° **Parois très unies.** — *Ciment lissé, bois raboté avec soin, etc.*

$$(1) \quad \frac{RI}{U^2} = 0,00015 \left(1 + \frac{0,03}{R} \right).$$

2° **Parois unies.** — *Pierre de taille, brique, planches.*

$$(2) \quad \frac{RI}{U^2} = 0,00019 \left(1 + \frac{0,07}{R} \right).$$

3° **Parois peu unies en maçonnerie de moellons.**

$$(3) \quad \frac{RI}{U^2} = 0,00024 \left(1 + \frac{0,25}{R} \right).$$

4° **Parois en terre.** — *Petits cours d'eau, rivières et fleuves.*

$$(4) \quad \frac{RI}{U^2} = 0,00028 \left(1 + \frac{1,25}{R} \right).$$

Tables numériques. — Pour faciliter les calculs, M. Bazin a dressé des tables numériques fort utiles donnant: la première les valeurs de $\frac{RI}{U^2}$ et la seconde les valeurs de $\frac{U}{\sqrt{RI}}$; ces tables sont très étendues et embrassent à peu près tous les cas de la pratique. Les voici reproduites :

Tableau des valeurs de $\frac{RI}{U^2}$ fournies par les quatre formules types précédentes pour des valeurs du rayon moyen R comprises entre 0^m,01 et 6 mètres.

VALEURS de R.	VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$.				VALEURS de R.	VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$.			
	Parois très unies.	Parois unies.	Parois peu unies.	Parois en terre.		Parois très unies.	Parois unies.	Parois peu unies.	Parois en terre.
0,01	0,000 600	"	"	"	0,38	0,000 162	0,000 225	0,000 398	0,001 201
0,02	0,000 375	0,000 855	"	"	0,39	0,000 162	0,000 224	0,000 394	0,001 177
0,03	0,000 300	0,000 633	"	"	0,40	0,000 161	0,000 223	0,000 390	0,001 155
0,04	0,000 262	0,000 522	"	"	0,41	0,000 161	0,000 222	0,000 386	0,001 134
0,05	0,000 240	0,000 456	0,001 440	"	0,42	0,000 161	0,600 222	0,000 383	0,001 113
0,06	0,000 225	0,000 412	0,001 240	"	0,43	0,000 160	0,000 221	0,000 380	0,001 094
0,07	0,000 214	0,000 380	0,001 097	"	0,44	0,000 160	0,000 220	0,000 376	0,001 075
0,08	0,000 206	0,000 356	0,000 990	"	0,45	0,000 160	0,000 220	0,000 373	0,001 058
0,09	0,000 200	0,000 338	0,000 907	"	0,46	0,000 160	0,000 219	0,000 370	0,001 041
0,10	0,000 195	0,000 323	0,000 840	0,003 780	0,47	0,000 160	0,000 218	0,000 368	0,001 025
0,11	0,000 191	0,000 311	0,000 785	0,003 462	0,48	0,000 159	0,000 218	0,000 365	0,001 009
0,12	0,000 188	0,000 301	0,000 740	0,003 197	0,49	0,006 159	0,000 217	0,000 362	0,000 994
0,13	0,000 185	0,000 292	0,000 702	0,002 972	0,50	0,000 159	0,000 217	0,000 360	0,000 980
0,14	0,000 182	0,000 285	0,000 669	0,002 780	0,51	0,000 159	0,000 216	0,000 358	0,000 966
0,15	0,000 180	0,000 279	0,000 640	0,002 613	0,52	0,000 159	0,000 216	0,000 355	0,000 953
0,16	0,000 178	0,000 273	0,000 615	0,002 468	0,53	0,000 158	0,000 215	0,000 353	0,000 940
0,17	0,000 176	0,000 268	0,000 593	0,002 339	0,54	0,000 158	0,000 215	0,000 351	0,000 928
0,18	0,000 175	0,000 264	0,000 573	0,002 224	0,55	0,000 158	0,000 214	0,000 349	0,000 916
0,19	0,000 174	0,000 260	0,000 556	0,002 122	0,56	0,000 158	0,000 214	0,000 347	0,000 905
0,20	0,000 172	0,000 256	0,000 540	0,002 030	0,57	0,000 158	0,000 213	0,000 345	0,000 894
0,21	0,000 171	0,000 253	0,000 526	0,001 947	0,58	0,000 158	0,000 213	0,000 343	0,000 883
0,22	0,000 170	0,000 250	0,000 513	0,001 871	0,59	0,000 158	0,000 213	0,000 342	0,000 873
0,23	0,000 170	0,000 248	0,000 501	0,001 802	0,60	0,000 158	0,000 212	0,000 340	0,000 863
0,24	0,000 169	0,000 245	0,000 490	0,001 738	0,61	0,000 157	0,000 212	0,000 338	0,000 854
0,25	0,000 168	0,000 243	0,000 480	0,001 680	0,62	0,000 157	0,000 211	0,000 337	0,000 845
0,26	0,000 167	0,000 241	0,000 471	0,001 626	0,63	0,000 157	0,000 211	0,000 335	0,000 836
0,27	0,000 167	0,000 239	0,000 462	0,001 576	0,64	0,000 157	0,000 211	0,000 334	0,000 827
0,28	0,000 166	0,000 237	0,000 454	0,001 530	0,65	0,000 157	0,000 210	0,000 332	0,000 818
0,29	0,000 166	0,000 236	0,000 447	0,001 487	0,66	0,000 157	0,000 210	0,000 331	0,000 810
0,30	0,000 165	0,000 234	0,000 440	0,001 447	0,67	0,000 157	0,000 210	0,000 330	0,000 802
0,31	0,000 165	0,000 233	0,000 434	0,001 409	0,68	0,000 157	0,000 210	0,000 328	0,000 795
0,32	0,000 164	0,000 232	0,000 428	0,001 374	0,69	0,000 157	0,000 209	0,000 327	0,000 787
0,33	0,000 164	0,000 230	0,000 422	0,001 341	0,70	0,000 156	0,000 209	0,000 326	0,000 780
0,34	0,000 163	0,000 229	0,000 416	0,001 309	0,71	0,000 156	0,000 209	0,000 325	0,000 773
0,35	0,000 163	0,000 228	0,000 411	0,001 280	0,72	0,000 156	0,000 208	0,000 323	0,000 766
0,36	0,000 163	0,000 227	0,000 407	0,001 252	0,73	0,000 156	0,000 208	0,000 322	0,000 759
0,37	0,000 162	0,000 226	0,000 402	0,001 226	0,74	0,000 156	0,000 208	0,000 321	0,000 753

VALEURS de R.	VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$.				VALEURS de R.	VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$.			
	Perois très unies.	Perois unies.	Perois peu unies.	Perois en terre.		Perois très unies.	Perois unies.	Perois peu unies.	Perois en terre.
0,75	0,000 156	0,000 208	0,000 320	0,000 747	1,54	0,000 153	0,000 199	0,000 279	0,000 507
0,76	0,000 156	0,000 208	0,000 319	0,000 741	1,56	0,000 153	0,000 199	0,000 278	0,000 504
0,77	0,000 156	0,000 207	0,000 318	0,000 735	1,58	0,000 153	0,000 198	0,000 278	0,000 502
0,78	0,000 156	0,000 207	0,000 317	0,000 729	1,60	0,000 153	0,000 198	0,000 277	0,000 499
0,79	0,000 156	0,000 207	0,000 316	0,000 723	1,62	0,000 153	0,000 198	0,000 277	0,000 496
0,80	0,000 156	0,000 207	0,000 315	0,000 718	1,64	0,000 153	0,000 198	0,000 277	0,000 493
0,81	0,000 156	0,000 206	0,000 314	0,000 712	1,66	0,000 153	0,000 198	0,000 276	0,000 491
0,82	0,000 155	0,000 206	0,000 313	0,000 707	1,68	0,000 153	0,000 198	0,000 276	0,000 488
0,83	0,000 155	0,000 206	0,000 312	0,000 702	1,70	0,000 153	0,000 198	0,000 275	0,000 486
0,84	0,000 155	0,000 206	0,000 311	0,000 697	1,72	0,000 153	0,000 198	0,000 275	0,000 483
0,85	0,000 155	0,000 206	0,000 311	0,000 692	1,74	0,000 153	0,000 198	0,000 274	0,000 481
0,86	0,000 155	0,000 205	0,000 310	0,000 687	1,76	0,000 153	0,000 198	0,000 274	0,000 477
0,87	0,000 155	0,000 205	0,000 309	0,000 682	1,78	0,000 153	0,000 197	0,000 274	0,000 477
0,88	0,000 155	0,000 205	0,000 308	0,000 678	1,80	0,000 153	0,000 197	0,000 273	0,000 474
0,89	0,000 155	0,000 205	0,000 307	0,000 673	1,82	0,000 152	0,000 197	0,000 273	0,000 472
0,90	0,000 155	0,000 205	0,000 307	0,000 669	1,84	0,000 152	0,000 197	0,000 273	0,000 470
0,91	0,000 155	0,000 205	0,000 306	0,000 665	1,86	0,000 152	0,000 197	0,000 272	0,000 468
0,92	0,000 155	0,000 204	0,000 305	0,000 660	1,88	0,000 152	0,000 197	0,000 272	0,000 466
0,93	0,000 155	0,000 204	0,000 305	0,000 656	1,90	0,000 152	0,000 197	0,000 272	0,000 464
0,94	0,000 155	0,000 204	0,000 304	0,000 652	1,92	0,000 152	0,000 197	0,000 271	0,000 462
0,95	0,000 155	0,000 204	0,000 303	0,000 648	1,94	0,000 152	0,000 197	0,000 271	0,000 460
0,96	0,000 155	0,000 204	0,000 303	0,000 645	1,96	0,000 152	0,000 197	0,000 271	0,000 459
0,97	0,000 155	0,000 204	0,000 302	0,000 641	1,98	0,000 152	0,000 197	0,000 270	0,000 457
0,98	0,000 155	0,000 204	0,000 301	0,000 637	2,00	0,000 152	0,000 197	0,000 270	0,000 455
0,99	0,000 155	0,000 203	0,000 301	0,000 634	2,10	0,000 152	0,000 196	0,000 269	0,000 447
1,00	0,000 155	0,000 203	0,000 300	0,000 630	2,20	0,000 152	0,000 196	0,000 267	0,000 439
					2,30	0,000 152	0,000 196	0,000 266	0,000 432
					2,40	0,000 152	0,000 196	0,000 265	0,000 426
1,02	0,000 154	0,000 203	0,000 299	0,000 623	2,50	0,000 152	0,000 195	0,000 264	0,000 420
1,04	0,000 154	0,000 203	0,000 298	0,000 617	2,60	0,000 152	0,000 195	0,000 263	0,000 415
1,06	0,000 154	0,000 203	0,000 297	0,000 610	2,70	0,000 152	0,000 195	0,000 262	0,000 410
1,08	0,000 154	0,000 202	0,000 296	0,000 604	2,80	0,000 152	0,000 195	0,000 261	0,000 405
1,10	0,000 154	0,000 202	0,000 295	0,000 598	2,90	0,000 152	0,000 195	0,000 261	0,000 401
1,12	0,000 154	0,000 202	0,000 294	0,000 592	3,00	0,000 152	0,000 194	0,000 260	0,000 397
1,14	0,000 154	0,000 202	0,000 293	0,000 587	3,10	0,000 151	0,000 194	0,000 259	0,000 393
1,16	0,000 154	0,000 201	0,000 292	0,000 582	3,20	0,000 151	0,000 194	0,000 259	0,000 389
1,18	0,000 154	0,000 201	0,000 291	0,000 577	3,30	0,000 151	0,000 194	0,000 258	0,000 386
1,20	0,000 154	0,000 201	0,000 290	0,000 572	3,40	0,000 151	0,000 194	0,000 258	0,000 383
1,22	0,000 154	0,000 201	0,000 289	0,000 567	3,50	0,000 151	0,000 194	0,000 257	0,000 380
1,24	0,000 154	0,000 201	0,000 288	0,000 562	3,60	0,000 151	0,000 194	0,000 257	0,000 377
1,26	0,000 154	0,000 201	0,000 288	0,000 558	3,70	0,000 151	0,000 194	0,000 256	0,000 375
1,28	0,000 154	0,000 200	0,000 287	0,000 553	3,80	0,000 151	0,000 194	0,000 256	0,000 372
1,30	0,000 153	0,000 200	0,000 286	0,000 549	3,90	0,000 151	0,000 193	0,000 255	0,000 370
1,32	0,000 153	0,000 200	0,000 285	0,000 545	4,00	0,000 151	0,000 193	0,000 255	0,000 368
1,34	0,000 153	0,000 200	0,000 285	0,000 541	4,25	0,000 151	0,000 193	0,000 254	0,000 362
1,36	0,000 153	0,000 200	0,000 284	0,000 537	4,50	0,000 151	0,000 193	0,000 253	0,000 358
1,38	0,000 153	0,000 200	0,000 283	0,000 534	4,75	0,000 151	0,000 193	0,000 253	0,000 354
1,40	0,000 153	0,000 199	0,000 283	0,000 530	5,00	0,000 151	0,000 193	0,000 252	0,000 350
1,42	0,000 153	0,000 199	0,000 282	0,000 526	5,25	0,000 151	0,000 193	0,000 251	0,000 347
1,44	0,000 153	0,000 199	0,000 282	0,000 523	5,50	0,000 151	0,000 192	0,000 251	0,000 344
1,46	0,000 153	0,000 199	0,000 281	0,000 520	5,75	0,000 151	0,000 192	0,000 250	0,000 341
1,48	0,000 153	0,000 199	0,000 281	0,000 516	6,00	0,000 151	0,000 192	0,000 250	0,000 338
1,50	0,000 153	0,000 199	0,000 280	0,000 513					
1,52	0,000 153	0,000 199	0,000 279	0,000 510					

Table donnant les valeurs de $\frac{U}{\sqrt{RI}}$ correspondant aux valeurs du rayon moyen R comprises entre 0^m,01 et 6^m,00

VALEURS DE R.	VALEURS DE $\frac{U}{\sqrt{RI}}$.				VALEURS DE R.	VALEURS DE $\frac{U}{\sqrt{RI}}$.			
	PAROIS TRÈS UNIES (ciment lissé, bois raboté avec soin).	PAROIS UNIES (planches, pierre de taille).	PAROIS PEU UNIES (en maçonnerie de moellons).	PAROIS EN TERRE.		PAROIS TRÈS UNIES (ciment lissé, bois raboté avec soin).	PAROIS UNIES (planches, pierre de taille).	PAROIS PEU UNIES en maçonnerie de moellons).	PAROIS EN TERRE.
0,01	40,8	»	»	»	0,56	79,5	68,4	53,7	33,2
0,02	51,6	34,2	»	»	0,57	79,6	68,5	53,8	33,4
0,03	57,7	39,7	»	»	0,58	79,6	68,5	54,0	33,6
0,04	61,7	43,8	»	»	0,59	79,6	68,6	54,1	33,8
0,05	64,6	46,8	26,4	»	0,60	79,7	68,7	54,2	34,0
0,06	66,7	49,3	28,4	»	0,61	79,7	68,7	54,4	34,2
0,07	68,3	51,3	30,2	»	0,62	79,7	68,8	54,5	34,4
0,08	69,6	53,0	31,8	»	0,63	79,8	68,8	54,6	34,6
0,09	70,7	54,4	33,2	»	0,64	79,8	68,9	54,7	34,8
0,10	71,6	55,6	34,5	16,3	0,65	79,8	68,9	54,9	35,0
0,11	72,4	56,7	35,7	17,0	0,66	79,9	69,0	55,0	35,1
0,12	73,0	57,7	36,8	17,7	0,67	79,9	69,0	55,1	35,2
0,13	73,6	58,5	37,8	18,3	0,68	79,9	69,1	55,2	35,5
0,14	74,1	59,2	38,7	19,0	0,69	79,9	69,1	55,3	35,7
0,15	74,5	59,9	39,5	19,6	0,70	80,0	69,2	55,4	35,8
0,16	74,9	60,5	40,3	20,1	0,71	80,0	69,2	55,5	36,0
0,17	75,3	61,1	41,1	20,7	0,72	80,0	69,3	55,6	36,1
0,18	75,6	61,6	41,8	21,2	0,73	80,0	69,3	55,7	36,3
0,19	75,9	62,0	42,4	21,7	0,74	80,0	69,3	55,8	36,4
0,20	76,1	62,4	43,0	22,2	0,75	80,1	69,4	55,9	36,6
0,21	76,4	62,8	43,6	22,7	0,76	80,1	69,4	56,0	36,8
0,22	76,6	63,2	44,2	23,1	0,77	80,1	69,5	56,1	36,9
0,23	76,8	63,5	44,7	23,6	0,78	80,1	69,5	56,2	37,0
0,24	77,0	63,8	45,2	24,0	0,79	80,1	69,5	56,3	37,2
0,25	77,2	64,1	45,6	24,4	0,80	80,2	69,6	56,3	37,3
0,26	77,3	64,4	46,1	24,8	0,81	80,2	69,6	56,4	37,5
0,27	77,5	64,7	46,5	25,2	0,82	80,2	69,6	56,5	37,6
0,28	77,6	64,9	46,9	25,6	0,83	80,2	69,7	56,6	37,8
0,29	77,7	65,1	47,3	25,9	0,84	80,2	69,7	56,7	37,9
0,30	77,9	65,3	47,7	26,3	0,85	80,2	69,7	56,8	38,0
0,31	78,0	65,5	48,0	26,6	0,86	80,3	69,8	56,8	38,2
0,32	78,1	65,7	48,4	27,0	0,87	80,3	69,8	56,9	38,3
0,33	78,2	65,9	48,7	27,3	0,88	80,3	69,8	57,0	38,4
0,34	78,3	66,1	49,0	27,6	0,89	80,3	69,9	57,0	38,5
0,35	78,4	66,2	49,3	28,0	0,90	80,3	69,9	57,1	38,7
0,36	78,5	66,4	49,6	28,3	0,91	80,3	69,9	57,2	38,8
0,37	78,5	66,5	49,9	28,6	0,92	80,4	69,9	57,2	38,9
0,38	78,6	66,7	50,1	28,9	0,93	80,4	70,0	57,3	39,0
0,39	78,7	66,8	50,4	29,2	0,94	80,4	70,0	57,4	39,2
0,40	78,8	66,9	50,6	29,4	0,95	80,4	70,0	57,4	39,3
0,41	78,8	67,1	50,9	29,7	0,96	80,4	70,0	57,5	39,4
0,42	78,9	67,2	51,1	30,0	0,97	80,4	70,1	57,6	39,5
0,43	78,9	67,3	51,3	30,2	0,98	80,4	70,1	57,6	39,6
0,44	79,0	67,4	51,5	30,5	0,99	80,4	70,1	57,7	39,7
0,45	79,1	67,5	51,8	30,7	1,00	80,4	70,1	57,7	39,8
0,46	79,1	67,6	52,0	31,0					
0,47	79,2	67,7	52,2	31,2	1,02	80,5	70,2	57,9	40,1
0,48	79,2	67,8	52,3	31,5	1,04	80,5	70,2	58,0	40,3
0,49	79,3	67,9	52,5	31,7	1,06	80,5	70,3	58,1	40,5
0,50	79,3	67,9	52,7	31,9	1,08	80,5	70,3	58,2	40,7
0,51	79,4	68,0	52,9	32,2	1,10	80,6	70,3	58,3	40,9
0,52	79,4	68,1	53,0	32,4	1,12	80,6	70,4	58,4	41,1
0,53	79,4	68,2	53,2	32,6	1,14	80,6	70,4	58,5	41,3
0,54	79,5	68,3	53,4	32,8	1,16	80,6	70,4	58,6	41,5
0,55	79,5	68,3	53,5	33,0	1,18	80,6	70,5	58,6	41,6

VALEURS DE R.	VALEURS DE $\frac{U}{\sqrt{RI}}$.				VALEURS DE R.	VALEURS DE $\frac{U}{\sqrt{RI}}$.			
	PAROS TRÈS UNIES (ciment lissé, bois raboté avec soin).	PAROS UNIES (planches, pierre de taille).	PAROS PEU UNIES (en maçonnerie de moellons).	PAROS EN TERRE.		PAROS TRÈS UNIES (ciment lissé, bois raboté avec soin).	PAROS UNIES (planches, pierre de taille).	PAROS PEU UNIES (en maçonnerie de moellons).	PAROS EN TERRE.
1,20	80,6	70,5	58,7	44,8	1,92	81,0	71,3	60,7	46,5
1,22	80,7	70,5	58,8	42,0	1,94	81,0	71,3	60,8	46,6
1,24	80,7	70,6	58,9	42,2	1,96	81,0	71,3	60,8	46,7
1,26	80,7	70,6	59,0	42,3	1,98	81,0	71,3	60,8	46,8
1,28	80,7	70,6	59,0	42,5	2,00	81,0	71,3	60,9	46,9
1,30	80,7	70,7	59,1	42,7					
1,32	80,7	70,7	59,2	42,8					
1,34	80,7	70,7	59,3	43,0	2,40	81,1	71,4	61,0	47,3
1,36	80,8	70,7	59,3	43,1	2,20	81,1	71,4	61,0	47,7
1,38	80,8	70,8	59,4	43,3	2,30	81,1	71,5	61,3	48,1
1,40	80,8	70,8	59,5	43,4	2,40	81,1	71,5	61,4	48,5
1,42	80,8	70,8	59,5	43,6	2,50	81,2	71,6	61,5	48,8
1,44	80,8	70,8	59,6	43,7	2,60	81,2	71,6	61,6	49,1
1,46	80,8	70,9	59,6	43,9	2,70	81,2	71,6	61,8	49,4
1,48	80,8	70,9	59,7	44,0	2,80	81,2	71,7	61,9	49,7
1,50	80,8	70,9	59,8	44,1	2,90	81,2	71,7	61,9	50,0
1,52	80,9	70,9	59,8	44,3	3,00	81,2	71,7	62,0	50,2
1,54	80,9	71,0	59,9	44,4	3,10	81,3	71,7	62,1	50,4
1,56	80,9	71,0	59,9	44,5	3,20	81,3	71,8	62,1	50,7
1,58	80,9	71,0	60,0	44,7	3,30	81,3	71,8	62,2	50,9
1,60	80,9	71,0	60,0	44,8	3,40	81,3	71,8	62,3	51,1
1,62	80,9	71,0	60,1	44,9	3,50	81,3	71,8	62,3	51,3
1,64	80,9	71,1	60,1	45,0	3,60	81,3	71,9	62,4	51,5
1,66	80,9	71,1	60,2	45,1	3,70	81,3	71,9	62,5	51,7
1,68	80,9	71,1	60,2	45,3	3,80	81,3	71,9	62,5	51,9
1,70	80,9	71,1	60,3	45,4	3,90	81,3	71,9	62,6	52,0
1,72	80,9	71,1	60,3	45,5	4,00	81,3	71,9	62,6	52,2
1,74	81,0	71,1	60,4	45,6					
1,76	81,0	71,1	60,4	45,7	4,25	81,4	72,0	62,7	52,5
1,78	81,0	71,2	60,4	45,8	4,50	81,4	72,0	62,8	52,9
1,80	81,0	71,2	60,5	45,9	4,75	81,4	72,0	62,9	53,2
1,82	81,0	71,2	60,5	46,0	5,00	81,4	72,0	63,0	53,5
1,84	81,0	71,2	60,6	46,1	5,25	81,4	72,1	63,1	53,7
1,86	81,0	71,2	60,6	46,2	5,50	81,4	72,1	63,1	53,9
1,88	81,0	71,2	60,6	46,3	5,75	81,4	72,1	63,2	54,2
1,90	81,0	71,2	60,7	46,4	6,00	81,4	72,1	63,2	54,4

Répartition des vitesses dans la section d'un canal. —

Les formules précédentes ne dépendent que de la vitesse moyenne U du courant, c'est-à-dire d'une quantité arithmétique qui est le quotient du débit par la section : le débit à la seconde étant représenté par un prisme droit ayant pour section précisément celle du courant, la vitesse moyenne U est mesurée par la hauteur de ce prisme.

Comment cette vitesse moyenne est-elle liée à la vitesse à la surface, à la vitesse au fond, à la vitesse en un point quelconque? C'est ce qu'il serait de la plus haute importance de connaître et ce que, malheureusement, nous ne pouvons dire que d'une manière approximative.

Les expériences de M. Bazin ont jeté un grand jour sur la question; elles ont été faites au moyen du tube jaugeur de Darcy.

Rapport de la vitesse moyenne à la vitesse maxima. — On a longtemps admis que la vitesse maxima se produisait à la surface du cou-

rant; on la déterminait à l'aide de flotteurs et, mettant en regard les valeurs de cette vitesse V et de la vitesse moyenne U , on pouvait établir la relation empirique qui les relie l'une à l'autre.

C'est ce qu'a fait de Prony; il a donné la formule

$$\frac{U}{V} = \frac{V + 2,37}{V + 3,15},$$

qui est l'équation d'une hyperbole, dont une des asymptotes est parallèle aux ordonnées U .

Souvent, on simplifiait cette formule et on se contentait de prendre

$$U = \frac{4}{5} V.$$

Maintenant que nous connaissons toute l'influence que présente la nature des parois sur la vitesse moyenne, nous savons bien que les deux formules précédentes, qui peuvent convenir à une série déterminée d'expériences, sont fausses dans la généralité des cas. La recherche de la vitesse maxima présente du reste par elle-même des difficultés assez grandes.

« En effet, dit le rapport fait à l'Académie des Sciences sur le travail de M. Bazin, quoique dans les cours d'eau les filets animés de la vitesse maxima soient en général très près de la surface, on sait cependant que, dans les courants profonds, cette vitesse maxima ne se trouve qu'à une distance de la surface d'autant plus grande que la profondeur est plus considérable par rapport à la largeur. Il y a longtemps que les bateliers du Rhin et nos pontonniers savent qu'un bateau chargé et ayant un fort tirant d'eau marche, en descendant, plus vite que l'eau qui le soutient ou que les corps qui flottent à la surface.

« Il suit de là que les observations faites avec des flotteurs ne donnent pas toujours la vitesse maxima à moins qu'ils ne soient complètement immergés.

« D'une autre part, quand, à l'inverse, le courant n'a qu'une petite profondeur, pour peu que le flotteur soit épais, la plus grande vitesse étant alors très près de la surface, il est très difficile de contrôler les indications du flotteur par celles du tube jaugeur, qui ne sont exactes que quand ce tube est convenablement immergé.

« On comprend, par ce peu de mots, la difficulté du problème que se proposait d'étudier M. Bazin et la nécessité où il s'est trouvé de choisir, parmi les séries d'expériences dont il disposait, celles qui étaient le moins exposées aux anomalies que nous venons d'indiquer. »

M. Bazin s'est posé le problème de déterminer la distribution des vitesses entre les différents filets fluides d'un courant. « Ces expé-

riences ont été exécutées de la manière suivante : après avoir choisi le point où le régime du courant paraissait offrir le plus de régularité, on a relevé exactement le profil transversal, et l'on a mesuré à l'aide du tube jaugeur les vitesses en un grand nombre de points de la section. » La vitesse moyenne U est ainsi connue avec une grande exactitude ainsi que la vitesse maxima V .

De nombreuses séries d'expériences ont montré que le rapport $\frac{U}{V}$ décroît en même temps que la résistance à la paroi augmente. Ainsi, avec des parois très lisses, telles qu'un enduit de ciment, ce rapport peut atteindre 0,85, et dans des canaux en terre, au contraire, il descend jusqu'à 0,50.

En somme, le rapport $\frac{U}{V}$ dépend de la résistance à la paroi, résistance qui est mesurée dans chaque cas par la quantité $\frac{RI}{U^2}$ que M. Bazin appelle A et dont les valeurs successives sont inscrites aux tables précédentes.

Si A tend vers zéro, c'est que la résistance des parois devient de plus en plus faible et tend à s'annuler, la vitesse, de son côté, varie très peu d'un point à l'autre et le rapport $\frac{V}{U}$ tend vers l'unité. On peut donc représenter ce rapport par une équation de la forme :

$$\frac{V}{U} = 1 + f(A).$$

Après quelques essais, M. Bazin est arrivé à la formule suivante :

$$(1) \quad \frac{V}{U} = 1 + 14\sqrt{A}$$

ou, en remplaçant A par sa valeur $\frac{RI}{U^2}$,

$$(2) \quad V - U = 14\sqrt{RI},$$

la fonction f s'annulant en même temps que A .

Nous reproduirons ici les deux tables qu'a dressées M. Bazin et qui donnent la valeur du rapport $\frac{U}{V}$, la première en regard des valeurs de A ou de $\frac{RI}{U^2}$ et la seconde en regard du rayon moyen R ; dans ce dernier cas, comme le rapport dépend non seulement de la grandeur de la section, mais de la nature des parois, il faut distinguer dans quelle catégorie on doit ranger les parois du canal considéré.

Table donnant les valeurs du rapport $\frac{U}{V}$ des vitesses moyenne et maxima correspondant aux valeurs de $\frac{RI}{U^2}$ comprises entre 0,00015 et 0,003.

VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$	VALEURS DE $\frac{U}{V}$	VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$	VALEURS DE $\frac{U}{V}$	VALEURS DE $\frac{RI}{U^2}$	VALEURS DE $\frac{U}{V}$
0,000150	0,854	0,000475	0,766	0,001160	0,677
0,000155	0,852	0,000480	0,765	0,001180	0,675
0,000160	0,850	0,000485	0,764	0,001200	0,673
0,000165	0,848	0,000490	0,763	0,001220	0,672
0,000170	0,846	0,000495	0,763	0,001240	0,670
0,000175	0,844	0,000500	0,762	0,001260	0,668
0,000180	0,842			0,001280	0,666
0,000185	0,840	0,000510	0,760	0,001300	0,665
0,000190	0,838	0,000520	0,758	0,001320	0,663
0,000195	0,836	0,000530	0,756	0,001340	0,661
0,000200	0,835	0,000540	0,754	0,001360	0,659
0,000205	0,833	0,000550	0,753	0,001380	0,658
0,000210	0,831	0,000560	0,751	0,001400	0,656
0,000215	0,830	0,000570	0,750	0,001420	0,655
0,000220	0,828	0,000580	0,748	0,001440	0,653
0,000225	0,826	0,000590	0,746	0,001460	0,651
0,000230	0,825	0,000600	0,745	0,001480	0,650
0,000235	0,823	0,000610	0,743	0,001500	0,648
0,000240	0,822	0,000620	0,741	0,001520	0,647
0,000245	0,820	0,000630	0,740	0,001540	0,645
0,000250	0,819	0,000640	0,739	0,001560	0,644
0,000255	0,817	0,000650	0,737	0,001580	0,643
0,000260	0,816	0,000660	0,735	0,001600	0,641
0,000265	0,814	0,000670	0,734	0,001620	0,640
0,000270	0,813	0,000680	0,733	0,001640	0,638
0,000275	0,812	0,000690	0,731	0,001660	0,637
0,000280	0,810	0,000700	0,730	0,001680	0,635
0,000285	0,809	0,000710	0,728	0,001700	0,634
0,000290	0,808	0,000720	0,727	0,001720	0,633
0,000295	0,806	0,000730	0,725	0,001740	0,631
0,000300	0,805	0,000740	0,724	0,001760	0,630
0,000305	0,803	0,000750	0,723	0,001780	0,629
0,000310	0,802	0,000760	0,721	0,001800	0,627
0,000315	0,801	0,000770	0,720	0,001820	0,626
0,000320	0,800	0,000780	0,719	0,001840	0,625
0,000325	0,798	0,000790	0,718	0,001860	0,623
0,000330	0,797	0,000800	0,716	0,001880	0,622
0,000335	0,796	0,000810	0,715	0,001900	0,621
0,000340	0,795	0,000820	0,714	0,001920	0,620
0,000345	0,794	0,000830	0,713	0,001940	0,619
0,000350	0,792	0,000840	0,711	0,001960	0,617
0,000355	0,791	0,000850	0,710	0,001980	0,616
0,000360	0,790	0,000860	0,709	0,002000	0,615
0,000365	0,789	0,000870	0,708		
0,000370	0,788	0,000880	0,707		
0,000375	0,787	0,000890	0,705	0,002050	0,612
0,000380	0,786	0,000900	0,704	0,002100	0,609
0,000385	0,784	0,000910	0,703	0,002150	0,606
0,000390	0,783	0,000920	0,702	0,002200	0,604
0,000395	0,782	0,000930	0,701	0,002250	0,601
0,000400	0,781	0,000940	0,700	0,002300	0,598
0,000405	0,780	0,000950	0,699	0,002350	0,596
0,000410	0,779	0,000960	0,697	0,002400	0,593
0,000415	0,778	0,000970	0,696	0,002450	0,591
0,000420	0,777	0,000980	0,695	0,002500	0,588
0,000425	0,776	0,000990	0,694	0,002550	0,586
0,000430	0,775	0,001000	0,693	0,002600	0,584
0,000435	0,774			0,002650	0,581
0,000440	0,773	0,001020	0,691	0,002700	0,579
0,000445	0,772	0,001040	0,689	0,002750	0,577
0,000450	0,771	0,001060	0,687	0,002800	0,574
0,000455	0,770	0,001080	0,685	0,002850	0,572
0,000460	0,769	0,001100	0,683	0,002900	0,570
0,000465	0,768	0,001120	0,681	0,002950	0,568
0,000470	0,767	0,001140	0,679	0,003000	0,566

Tableau des valeurs du rapport $\frac{U}{V}$ de la vitesse moyenne U à la vitesse maxima V correspondant aux valeurs du rayon moyen R comprises entre 0^m,01 et 6^m,00.

VALEURS de R.	VALEURS DE $\frac{U}{V}$.				VALEURS de R.	VALEURS DE $\frac{U}{V}$.			
	Parois très unies	Parois unies	Parois peu unies	Parois en terre		Parois très unies	Parois unies	Parois peu unies	Parois en terre
0,01	0,745	»	»	»	0,62	0,851	0,831	0,796	0,711
0,02	0,787	0,710	»	»	0,64	0,851	0,831	0,796	0,713
0,03	0,805	0,740	»	»	0,66	0,851	0,831	0,797	0,715
0,04	0,815	0,758	»	»	0,68	0,851	0,831	0,798	0,717
0,05	0,822	0,770	0,653	»	0,70	0,851	0,832	0,798	0,719
0,06	0,826	0,779	0,670	»	0,72	0,851	0,832	0,799	0,721
0,07	0,830	0,786	0,683	»	0,74	0,851	0,832	0,799	0,723
0,08	0,833	0,791	0,694	»	0,76	0,851	0,832	0,800	0,724
0,09	0,835	0,795	0,703	»	0,78	0,851	0,832	0,800	0,726
0,10	0,836	0,799	0,711	0,537	0,80	0,851	0,832	0,801	0,727
0,11	0,838	0,802	0,718	0,548	0,82	0,851	0,833	0,801	0,729
0,12	0,839	0,805	0,724	0,558	0,84	0,851	0,833	0,802	0,730
0,13	0,840	0,807	0,729	0,567	0,86	0,851	0,833	0,802	0,732
0,14	0,841	0,809	0,734	0,575	0,88	0,852	0,833	0,803	0,733
0,15	0,842	0,811	0,738	0,583	0,90	0,852	0,833	0,803	0,734
0,16	0,843	0,812	0,742	0,590	0,92	0,852	0,833	0,803	0,735
0,17	0,843	0,814	0,746	0,596	0,94	0,852	0,833	0,804	0,737
0,18	0,844	0,815	0,749	0,602	0,96	0,852	0,833	0,804	0,738
0,19	0,844	0,816	0,752	0,608	0,98	0,852	0,834	0,804	0,739
0,20	0,845	0,817	0,755	0,613	1,00	0,852	0,834	0,805	0,740
0,21	0,845	0,818	0,757	0,618					
0,22	0,845	0,819	0,759	0,623	1,05	0,852	0,834	0,806	0,743
0,23	0,846	0,819	0,761	0,627	1,10	0,852	0,834	0,806	0,745
0,24	0,846	0,820	0,763	0,631	1,15	0,852	0,834	0,807	0,747
0,25	0,846	0,821	0,765	0,635	1,20	0,852	0,834	0,807	0,749
0,26	0,847	0,822	0,767	0,639	1,25	0,852	0,835	0,808	0,751
0,27	0,847	0,822	0,769	0,643	1,30	0,852	0,835	0,809	0,753
0,28	0,847	0,823	0,770	0,646	1,35	0,852	0,835	0,809	0,755
0,29	0,847	0,823	0,772	0,649	1,40	0,852	0,835	0,809	0,756
0,30	0,848	0,824	0,773	0,653	1,45	0,852	0,835	0,810	0,758
0,31	0,848	0,824	0,774	0,655	1,50	0,852	0,835	0,810	0,759
0,32	0,848	0,824	0,776	0,658	1,55	0,852	0,835	0,811	0,760
0,33	0,848	0,825	0,777	0,661	1,60	0,852	0,835	0,811	0,762
0,34	0,848	0,825	0,778	0,664	1,65	0,853	0,835	0,811	0,763
0,35	0,848	0,825	0,779	0,666	1,70	0,853	0,835	0,811	0,764
0,36	0,849	0,826	0,780	0,669	1,75	0,853	0,836	0,812	0,765
0,37	0,849	0,826	0,781	0,671	1,80	0,853	0,836	0,812	0,766
0,38	0,849	0,826	0,782	0,673	1,85	0,853	0,836	0,812	0,767
0,39	0,849	0,827	0,783	0,676	1,90	0,853	0,836	0,813	0,768
0,40	0,849	0,827	0,783	0,678	1,95	0,853	0,836	0,813	0,769
0,41	0,849	0,827	0,784	0,680	2,00	0,853	0,836	0,813	0,770
0,42	0,849	0,827	0,785	0,682					
0,43	0,849	0,828	0,786	0,684	2,20	0,853	0,836	0,814	0,773
0,44	0,849	0,828	0,786	0,685	2,40	0,853	0,836	0,814	0,776
0,45	0,850	0,828	0,787	0,687	2,60	0,853	0,836	0,815	0,778
0,46	0,850	0,828	0,788	0,689	2,80	0,853	0,837	0,815	0,780
0,47	0,850	0,829	0,788	0,690	3,00	0,853	0,837	0,816	0,782
0,48	0,850	0,829	0,789	0,692	3,20	0,853	0,837	0,816	0,784
0,49	0,850	0,829	0,790	0,694	3,40	0,853	0,837	0,816	0,785
0,50	0,850	0,829	0,790	0,695	3,60	0,853	0,837	0,817	0,786
					3,80	0,853	0,837	0,817	0,787
					4,00	0,853	0,837	0,817	0,788
0,52	0,850	0,829	0,791	0,698					
0,54	0,850	0,830	0,792	0,701	4,50	0,853	0,837	0,818	0,791
0,56	0,850	0,830	0,793	0,704	5,00	0,853	0,837	0,818	0,792
0,58	0,850	0,830	0,794	0,706	5,50	0,853	0,837	0,818	0,794
0,60	0,851	0,831	0,795	0,709	6,00	0,853	0,837	0,819	0,795

Répartition des vitesses dans la section d'un canal. — La répartition des vitesses est fort irrégulière et ne présente pas de loi fixe ;

contrairement à l'opinion généralement admise, la vitesse maxima se trouve au-dessous de la surface libre et la résistance de l'air paraît avoir une influence notable.

Les expériences de MM. Darcy et Bazin portèrent d'abord sur des canaux en bois bien calfatés ; avec le tube jaugeur, ils cherchèrent la vitesse dans toutes les parties de la section.

La figure 30 représente les courbes d'égale vitesse dans un canal rectangulaire plein et fermé de toutes parts, c'est-à-dire dans un tuyau à section rectangulaire. Ces courbes d'égale vitesse sont extrêmement régulières et diffèrent très peu de rectangles dont les côtés seraient parallèles aux parois du tuyau. Ces rectangles sont loin d'être géométriquement semblables et s'aplatissent à mesure que l'on se rapproche de l'axe. Les courbes d'égale vitesse tendent évidemment à reproduire la forme même des parois : on voit de plus qu'elles en suivent les contours en conservant à peu de chose près leurs distances respectives.

Supposez maintenant que, dans le même canal rectangulaire dont on a enlevé le couvercle, on fasse passer un courant dont la surface

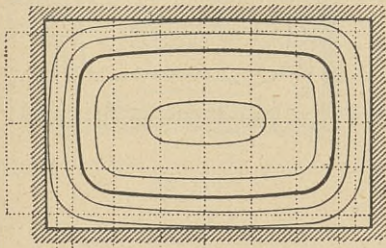


Fig. 30.

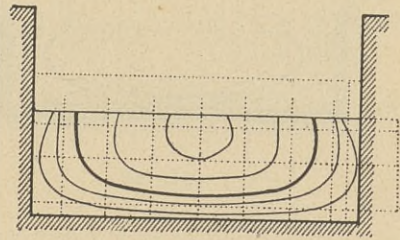


Fig. 31.

atteigne juste le milieu du tuyau rectangulaire de tout à l'heure, ce qui, théoriquement, revient à scier ce tuyau en deux parties égales par un plan horizontal, les molécules liquides, situées de chaque côté de ce plan de séparation, ont exactement même vitesse, et, par suite, n'exercent les unes sur les autres aucune espèce de résistance ; si la résistance de l'air n'était pas sensible, le canal à demi plein d'eau s'écoulant à l'air libre aurait, toutes choses égales d'ailleurs, un débit précisément égal à la moitié du débit du tuyau rectangulaire.

C'est la première vérification qu'il s'agissait de faire : l'expérience a montré que le débit du canal était supérieur à la moitié de celui du tuyau de section double ; mais la différence était très faible, et, en somme, l'expérience n'avait rien de concluant.

Là où la différence est bien sensible, c'est dans la répartition des vitesses, ainsi qu'on le reconnaît à l'inspection des figures 31, 32, 33.

Dans le cas de l'écoulement à l'air, les courbes d'égalité vitesse se rapprochent davantage de la forme elliptique, elles ne rencontrent plus la surface du courant à angle droit, mais la coupent sous un angle aigu et sont plus éloignées de l'axe. La vitesse maxima est au-dessous de la surface.

Mais, évidemment, la différence de répartition des vitesses entre le tuyau fermé et le canal ouvert tient bien moins à la résistance de l'air qu'à la suppression de la paroi supérieure; l'adhérence et le frottement contre cette paroi se trouvent supprimés, il n'y a plus symétrie entre les diverses forces retardatrices, et des mouvements irréguliers se produisent aux abords de la surface libre.

Comme forme générale, les courbes d'égalité vitesse ont à peu près celle de la section qui les renferme; cela est vrai surtout pour les courbes voisines des parois. Les courbes voisines du fond ne viennent pas toujours jusqu'à la surface et coupent les parois latérales.

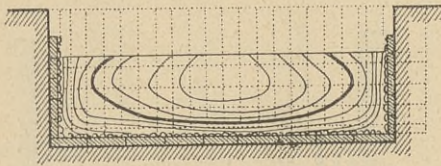


Fig. 32.

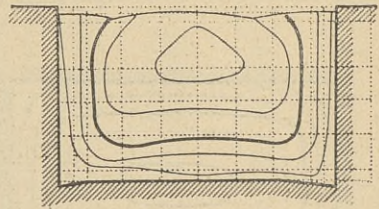


Fig. 33.

Les courbes voisines de la surface ne la rencontrent pas normalement, mais la coupent sous un angle aigu et tendent à se fermer. Quelquefois même elles se ferment et le maximum des vitesses se trouve à la partie centrale de ces courbes refermées.

« Cette tendance paraît d'autant plus prononcée, toutes circonstances égales d'ailleurs, que les vitesses sont moindres. Elle augmente à mesure que la résistance à la paroi augmente, c'est-à-dire à mesure que les vitesses diminuent. »

« Donc, dans l'écoulement à ciel ouvert, des perturbations considérables se produisent aux environs de la surface du courant. Ces perturbations, qui paraissent être d'autant plus considérables que les vitesses sont moindres, font descendre le maximum de vitesse à une grande profondeur, et modifient complètement la figure des courbes qui viennent couper très obliquement la surface. En présence de ces perturbations, il n'est guère permis d'espérer que l'on puisse parvenir à des formules précises donnant la vitesse en chaque point, en fonction

de la vitesse moyenne et des deux coordonnées qui déterminent la position de ce point. »

Formules de Kutter et Ganguillet.— Les ingénieurs allemands (V. Otto Lueger, *Die Wasserversorgung der Städte*) préfèrent à la formule de Bazin, dont la pratique a cependant montré l'exactitude, celle de Kutter et Ganguillet qu'ils considèrent comme plus exacte dans tous les cas et dont les coefficients varient avec la pente et avec le rayon moyen. La voici :

$$(1) \quad \frac{RI}{U^2} = \frac{\left(\sqrt{R} + \left(23 + \frac{0,00155}{I} \right) n \right)^2}{\left(\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{I} \right) \sqrt{R}} = \left(\frac{1}{B} \right)^2$$

Le coefficient n dépend de la rugosité des parois.

1° Parois lisses de bois raboté ou de ciment	$n = 0,010$
2° Parois en pierres de taille, briques, bois non raboté.	$n = 0,013$
3° — en maçonnerie ordinaire	$n = 0,017$
4° — en terre	$n = 0,025$

Pour des valeurs de I supérieures à $\frac{1}{2000}$ ou à 0,0005, on peut adopter une formule plus simple :

$$(2) \quad \frac{RI}{U^2} = 0,0001 + 0,0002 \frac{m}{\sqrt{R}} + 0,0001 \frac{m^2}{R} = \left(\frac{1}{B} \right)^2$$

dans laquelle l'influence de la pente est négligée et qui se rapproche de celle de Bazin.

Les valeurs de m sont les suivantes :

1. Section demi-circulaire en ciment lisse	0,12
2. <i>Section rectangulaire.</i> Ciment lisse, bois bien raboté	0,15
3. Planches bien jointives, bien travaillées	0,20
4. Planches ordinaires, briques ou pierres taillées soigneusement réunies.	0,25 à 0,27
5. Maçonnerie ordinaire de briques, madriers	0,33 à 0,35
6. Maçonnerie ordinaire en mortier avec pierres piquées	0,45
7. Maçonnerie de moellons piqués, avec radier légèrement envasé	0,55
8. Maçonnerie rugueuse avec radier envasé.	0,75

9. Maçonnerie ancienne, libre de mousse et de végétation, radier envasé	1,00
10. <i>Section trapèze</i> . En rocher, radier inférieur à 1 ^m ,50, peu de plantes aquatiques	1,25
11. Canal en terre, régulier et dressé, sans végétation.	1,50
12. Canal en terre, avec fond vaseux ou pierreux, peu de végétation, radier de plus de 2 mètres	1,75
13. Maçonnerie à pierres sèches mal entretenue, couverte de mousses et de plantes, fond vaseux, radier de moins de 1 ^m ,50 de large	2,00
14. Canal en terre, avec plantes aquatiques, radier de moins de 1 ^m ,50 de large	2,00
15. Canal en terre, avec beaucoup de plantes aquatiques, mal entretenu, fond vaseux, large de moins de 1 ^m ,50	2,50

Usage de la formule qui donne la vitesse moyenne. — La

formule $\frac{RI}{U^2} = A$ n'est pas toujours d'un usage commode, celle de

Chézy et des ingénieurs italiens $U = 50 \sqrt{RI}$ est plus maniable ; mais il est facile de ramener au même cadre les formules de Bazin et celles de Kutter et Ganguillet.

La formule de Bazin devient alors

$$U = B\sqrt{RI}$$

et le coefficient B est donné dans chaque cas par la table de la page 69.

Si l'on veut appliquer la formule de Kutter et Ganguillet, formule (1) de la page 95, il faut prendre :

$$B = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

et si l'on veut se contenter de la formule approchée déduite de la précédente, formule (2) de la page 95, il faut prendre :

$$B = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

Le tableau suivant montre les résultats différents auxquels conduisent les trois formules pour les valeurs de B :

Inclinaison 0,001	R = 0 ^m ,1	0 ^m ,5	1 ^m	2 ^m	3 ^m	
Formule de Chézy.	50	50	50	50	50	
Formule de Bazin {	parois lisses	71	79	80	81	81
	parois en terre.	46	32	40	47	50
Formule Kutter {	parois lisses.	61	88	100	109	113
	parois en terre.	49	33	40	47	51
Formule Kutter {	parois lisses.	72	85	89	»	»
	approchée.	20	37	45	»	»

En somme, les différences ne sont pas énormes pour les cas ordinaires de la pratique et nous pourrions presque toujours nous en tenir à la formule de Bazin, sauf à la contrôler par les autres lorsque les circonstances l'exigeront.

L'énumération précédente montre combien la résistance à l'écoulement varie suivant les cas; mais elle montre aussi combien il est téméraire de vouloir recourir, dans la pratique, aux formules les plus compliquées, car il est évidemment impossible de spécifier dans chaque cas la valeur exacte à adopter pour le coefficient m .

Il ne faut pas oublier, du reste, que dans la pratique il est difficile de réaliser d'une manière constante les conditions relatives aux expériences qui ont donné les coefficients dont on se sert; on a fait un canal en maçonnerie soignée, mais avec le temps les parois se modifient, il s'y forme des croûtes, des dépôts; si c'est un canal en terre, la végétation s'y développe périodiquement quel que soit le nombre des faucardements.

Pour éviter tout mécompte il faut donc se placer dans les conditions les plus défavorables qui peuvent se présenter dans la pratique.

C'est pourquoi nous avons présenté les diverses formules qui précèdent, parce que, dans les cas graves, lorsqu'un mécompte est susceptible d'entraîner des conséquences irréparables, on pourra faire l'application de toutes les formules et s'en tenir finalement aux résultats les plus défavorables.

PROBLÈMES RELATIFS AU MOUVEMENT UNIFORME DANS LES CANAUX

Dans la pratique, les canaux sont généralement à section de trapèze; on trouvera dans le recueil de Genieys une table permettant de calculer la section et le périmètre mouillé en fonction de la largeur au fond, de l'inclinaison des talus et de la hauteur de l'eau. Cette table est peu

utile, et nous croyons suffisant de donner ici quelques renseignements sur les vitesses de fond pour lesquelles les divers terrains sont entraînés ou entamés.

VITESSES DE FOND SOUS LESQUELLES COMMENCENT A ÊTRE ENTRAÎNÉS LES TERRAINS
DANS LESQUELS LES CANAUX SONT ÉTABLIS

Argile brune propre à la poterie	0 ^m ,08
Gros sable jaune	0 ^m ,22
Gravier de la Seine, gros comme un grain d'anis.....	0 ^m ,11
— gros comme un pois au plus.....	0 ^m ,19
— gros comme une fève de marais.....	0 ^m ,33
Galets de mer arrondis de 0 ^m ,027 de diamètre.....	0 ^m ,65
Pierres à fusil anguleuses, de la grosseur d'un œuf de poule.	0 ^m ,98

VITESSES DE FOND SOUS LESQUELLES COMMENCENT A ÊTRE AFOUILLÉS LES TERRAINS
DANS LESQUELS LES CANAUX SONT ÉTABLIS

Terres détremées brunes.....	0 ^m ,07
Argiles tendres.....	0 ^m ,15
Sables.....	0 ^m ,30
Gravier.....	0 ^m ,61
Cailloux.....	0 ^m ,62
Pierres cassées, silex	1 ^m ,22
Cailloux agglomérés, schistes tendres.....	1 ^m ,52
Roches en couches.....	1 ^m ,83
Roches dures.....	3 ^m ,03

Parmi les problèmes relatifs au mouvement uniforme de l'eau dans les canaux, il en est qui se présentent fréquemment dans la pratique et que nous allons traiter, en nous servant seulement des tables de Bazin.

Nous ne disposons en somme que d'une relation

$$\frac{RI}{U^2} = A$$

entre trois quantités variables. — On peut même dire qu'il y a dans cette formule quatre variables, car le rayon moyen dépend de la surface et du périmètre mouillés ; mais en général la forme de la section du canal est déterminée et une seule dimension suffit à la fixer.

D'ordinaire ce n'est point la vitesse moyenne que l'on connaît, mais le débit Q à la seconde ; ces deux éléments sont liés par la relation :

$$Q = \Omega U$$

et il est facile de tirer l'un de l'autre.

En fait on n'a donc qu'une équation entre trois variables et, si on en connaît deux, on détermine la troisième.

Pour une section donnée, la vitesse moyenne, c'est-à-dire le débit, est proportionnelle à la racine carrée de la pente ; si l'on quadruple la pente, on ne fait que doubler le débit. Il n'y a donc pas à rechercher les grandes pentes, et c'est fort heureux, car on a presque toujours grand intérêt à ménager la chute et à amener les eaux à un niveau aussi élevé que possible.

Les trois problèmes qui peuvent se présenter dans la pratique sont faciles à résoudre, au moins par tâtonnement, et le lecteur y arrivera sans peine à l'aide des exemples ci-après.

PREMIER PROBLÈME. — *On donne la coupe transversale d'un lit prismatique à pente constante, on donne en outre la pente et la dépense, et on demande de trouver la hauteur à laquelle l'eau s'élèvera dans chaque section, lorsque le mouvement uniforme sera établi.*

Considérons d'abord un canal à section trapèze ; désignons par l la largeur au fond, par α la tangente trigonométrique de l'angle du talus avec la verticale, et par h la profondeur de l'eau.

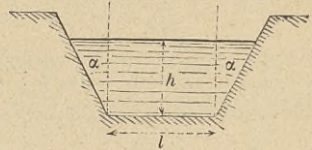


Fig. 34.

Supposons connue cette profondeur h , la surface Ω de l'écoulement sera égale à

$$lh + h^2 \operatorname{tang} \alpha,$$

et le périmètre mouillé χ sera égal à

$$l + \frac{2h}{\cos \alpha}.$$

Le rayon moyen $\left(R = \frac{\Omega}{\chi}\right)$ est ainsi connu ; la vitesse moyenne U est égale au quotient $\left(\frac{Q}{\Omega}\right)$; la pente est donnée ; on a donc tous les éléments de l'équation

$$(1) \quad \frac{Rl}{U^2} = A ;$$

le nombre A se trouve dans les tables de M. Bazin.

On voit si cette équation est vérifiée ; si elle ne l'est pas, c'est que

la valeur supposée de h n'est pas celle qui convient ; on recommence alors un nouvel essai, et ainsi de suite jusqu'à ce que l'équation (1) se transforme en identité.

Exemple numérique. — Soit un canal à section trapèze, dont la largeur au plafond est de 1 mètre et dont les talus sont inclinés à 3 de base pour 2 de hauteur ; les parois de ce canal sont en terre ; sa pente est de 0^m,002 par mètre, il doit débiter 800 litres ou 0^m,800 à la seconde ; à quelle hauteur l'eau s'y élèvera-t-elle lorsque le mouvement uniforme se sera établi ?

$$l = 1^m, \quad \text{tang } \alpha = \frac{3}{2}.$$

Opérons par tâtonnement, et supposons que la hauteur h sera égale à 1 mètre ; on aura

$$\Omega = lh + h^2 \text{ tang } \alpha = 1 + \frac{3}{2} = \frac{5}{2}$$

$$\chi = l + \frac{2h}{\cos \alpha} = l + 2h\sqrt{1 + \text{tang}^2 \alpha} = 1 + 2\sqrt{1 + \frac{9}{4}} = 1 + \sqrt{13} = 1 + 3,605 = 4,605$$

$$R = \frac{\Omega}{\chi} = \frac{\left(\frac{5}{2}\right)}{4,605} = \frac{2,5}{4,605} = 0,54.$$

Cherchons dans les tables de M. Bazin la valeur de A ou $\frac{RI}{U^2}$ correspondant à la valeur précédente de R , nous trouvons

$$A = 0,000928 = \frac{RI}{U^2}.$$

La vitesse moyenne

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{0^m,800}{\frac{5}{2}} = \frac{1,60}{5} = 0,32 ;$$

en substituant dans l'expression $\frac{RI}{U^2}$ les nombres précédents, on trouve $A = 0,010$, ce qui est beaucoup trop élevé ; le rayon moyen R est trop fort, et la vitesse U trop faible.

Faisons donc un autre essai en prenant pour (h) la valeur 0^m,50 ou $\frac{1}{2}$, nous trouverons

$$l = 1^m \quad \text{tang } \alpha = \frac{3}{2} \quad \Omega = \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{3}{2} = \frac{7}{8}$$

$$\chi = 1 + 2 \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{13}{4}} = 1 + \frac{1}{2} \cdot 3,605 = 2^m,8. \quad R = \frac{\left(\frac{7}{8}\right)}{2,8} = 0,31$$

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{0,8}{\frac{7}{8}} = \frac{6,4}{7} = 0,91.$$

Il en résulte pour $\frac{RI}{U^2}$ la valeur 0,00075, tandis que la table de M. Bazin donne en regard de $R = 0,31$ le nombre 0,001409 pour valeur de A.

Ce résultat nous montre que la hauteur h doit être supérieure à 0,50 et inférieure à 1 mètre.

En essayant $h = 0,60$, nous trouvons pour $\frac{RI}{U^2}$ la valeur 0,00146, tandis que, d'après les tables, cette quantité devrait être égale à 0,001252.

Enfin, en essayant $h = 0^m,58$, nous trouvons pour $\frac{RI}{U^2}$ la valeur 0,00126, tandis que, d'après les tables, cette quantité devrait être égale à 0,00128.

La hauteur d'eau dans le canal sera donc de $0^m,58$, et la vitesse moyenne atteindra $0^m,74$.

La forme de ce canal ne serait point pratique; il aurait trop de largeur pour la profondeur d'eau. On pourrait donc soit diminuer la pente, soit diminuer la largeur de la section; il faudrait tenir compte aussi de la valeur élevée de la vitesse et s'assurer que les parois en terre n'auraient point de détériorations à subir. Si l'on ne pouvait conserver les parois en terre, il faudrait recommencer le calcul en supposant l'existence de parois en maçonnerie.

Solution directe. — On pourrait à la rigueur obtenir une solution directe. En effet, prenons h comme inconnue, nous avons :

$$\Omega = lh + h^2 \text{ tang } \alpha \quad \chi = l + 2h\sqrt{1 + \text{tang}^2 \alpha},$$

$$R = \frac{lh + h^2 \text{ tang } \alpha}{l + 2h\sqrt{1 + \text{tang}^2 \alpha}} \quad U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{Q}{lh + h^2 \text{ tang } \alpha};$$

d'autre part, dans le cas des parois en terre, nous avons, d'après M. Bazin,

$$(1) \quad \frac{RI}{U^2} = 0,00028 \left(1 + \frac{1,25}{R}\right).$$

Remplaçant les quantités R , I , U , par leurs valeurs en fonction de h , nous arrivons à une équation du sixième degré qui ne renferme plus que h comme inconnue, et que l'on peut résoudre par tâtonnement. La première méthode est moins sujette à erreur.

Simplification des formules dans le cas d'un lit très large. — Considérons un lit très large à fond plat avec berges à inclinaison rapide, le périmètre mouillé varie peu avec la hauteur h , et reste sensiblement égal à la largeur l du cours d'eau; la surface d'écoulement est toujours égale à lh . On a donc



Fig. 35.

$$\Omega = lh \quad \chi = l \quad R = h \quad U = \frac{Q}{lh}$$

et s'il s'agit de parois en terre, comme on doit appliquer la formule (1) ci-dessus reproduite, on arrive, pour déterminer h , à l'équation

$$\frac{h \cdot l \cdot l^2 h^2}{Q^2} = 0,00028 \left(1 + \frac{1,25}{h} \right)$$

qui devient

$$l^2 l h^4 - 0,00028 \cdot h \cdot Q^2 - 0,00028 \cdot 1,25 \cdot Q^2 = 0.$$

Cette équation est du quatrième degré en h .

Généralement, on pourra se donner la valeur de R ou de h d'une manière approximative; on trouvera dans les tables la valeur numérique A du second membre de l'équation (1), et il restera

$$\frac{l^2 l h^3}{Q^2} = A \quad \text{ou} \quad \left(h = \sqrt[3]{\frac{A Q^2}{l^2 l}} \right).$$

Cette méthode approximative est permise pour les grands cours d'eau, car nous savons que les valeurs de A restent sensiblement constantes lorsque le rayon moyen R atteint une valeur un peu considérable.

DEUXIÈME PROBLÈME. — *On connaît la coupe transversale d'un lit prismatique, ainsi que la pente de ce lit; on connaît en outre la ligne d'eau, trouver la dépense.*

Des données du problème on déduit immédiatement la surface Ω , le périmètre mouillé χ , le rayon moyen R , et, par suite, les tables de M. Bazin donnent la valeur A de $\frac{RI}{U^2}$; on a donc une équation où la

vitesse U est seule inconnue; on la calcule, et en la multipliant par la section on a le débit.

Exemple numérique. — Soit le canal à section trapèze de l'exemple précédent, ayant 1 mètre de largeur au plafond avec parois en terre et talus inclinés à 3 de base pour 2 de hauteur; la ligne d'eau y est à 1 mètre au-dessus du plafond, et la pente est de 0,0005; on demande le débit du canal.

$$\Omega = lh + h^2 \tan \alpha = 1 + \frac{3}{2} = \frac{5}{2},$$

$$\chi = l + 2h\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} = 1 + 3,605 = 4,605,$$

$$R = 0,54.$$

La table de la page 85 fournit pour A la valeur 0,000928. On a donc l'équation

$$\frac{RI}{U^2} = 0,000928 = \frac{0,54 \times 0,0005}{U^2}.$$

qui donne :

$$U = 0^m,538$$

et

$$Q = 0,538 \times 2,5 = 1,345.$$

Le débit est donc de 1,345 litres à la seconde.

TROISIÈME PROBLÈME. — *On a un canal de section donnée devant débiter un volume connu, quelle pente faut-il lui donner ?*

On connaît la section d'écoulement Ω , le périmètre mouillé χ , le rayon moyen R et la vitesse moyenne U , puisque c'est le quotient du débit par la section d'écoulement.

Les tables de M. Bazin donnent la valeur de A correspondant à la valeur connue de R ; on n'a donc dans l'équation

$$\frac{RI}{U^2} = A$$

qu'une inconnue, la pente, qu'il est facile de calculer.

Exemple numérique. — Un canal avec parois en terre, ayant 1 mètre de largeur au plafond avec des talus inclinés à 3 de base pour 2 de

hauteur, doit débiter 1 345 litres à la seconde, la ligne d'eau étant à 1 mètre au-dessus du fond, quelle est la pente de ce canal ?

La section est égale à.....	2 ^m ,5
Le périmètre mouillé est égal à.....	4 ^m ,605
Le rayon moyen R à.....	0 ^m ,54
La vitesse moyenne U est égale à.....	$\frac{1,345}{2,5} = 0,55$
D'après les tables numériques, la valeur de A est de	0,000928,

Il en résulte l'équation

$$\frac{RI}{U^2} = A = \frac{0,54 \cdot 1}{0,538^2} = 0,000928$$

qui donne pour valeur de la pente le nombre 0,0005.

QUATRIÈME PROBLÈME. — *On connaît la pente uniforme I d'un canal et le volume Q que ce canal doit débiter à la seconde, on demande de calculer la section.*

Le problème est évidemment indéterminé, tant qu'on ne connaît point la forme de la section :

1° Supposons une section trapèze (*fig. 34*) :

$$\begin{aligned} \text{La surface d'écoulement. } \Omega &= lh + h^2 \tan \alpha, \\ \text{Le périmètre mouillé... } \chi &= l + 2h\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}. \end{aligned}$$

Suivant la nature des parois du canal, on applique l'une ou l'autre des quatre formules de M. Bazin ; d'une manière générale, on a :

$$\begin{aligned} \frac{RI}{U^2} &= \alpha + \frac{\beta}{R} \\ R = \frac{\Omega}{\chi}, \quad U &= \frac{Q}{\Omega}, \quad \text{d'où } 1 - \frac{\Omega^3}{Q^2 \chi} = \alpha + \frac{\beta \chi}{\Omega}. \end{aligned}$$

Introduisant dans cette équation les valeurs précédentes de la surface et du périmètre prises en fonction de l , de h et de $\tan \alpha$, nous aurons une équation finale renfermant trois inconnues. Or, suivant la nature des parois, $\tan \alpha$ se trouve déterminé ; on peut se donner l ou h et l'équation ne renferme plus comme inconnue que h ou l ; mais il est assez difficile de la résoudre, car elle est d'un degré supérieur au troisième.

Ainsi, supposons $\tan \alpha = 1$, $h = 1$ et cherchons à déterminer l , nous aurons :

$$\Omega = l + 1, \chi = l + 2\sqrt{2}, R = \frac{l + 1}{l + 2\sqrt{2}} \quad U = \frac{Q}{l + 1}$$

et l'équation de la résistance, en supposant qu'il s'agisse de parois en terre, s'écrira

$$\frac{RI}{U^2} = 0,00028 \left(1 + \frac{1,25}{R} \right) \text{ ou } (1) \frac{I(l+1)^3}{Q^2(l+2\sqrt{2})} = 0,000281 \left(1 + \frac{1,25(l+2\sqrt{2})}{l+1} \right)$$

équation du quatrième degré que l'on pourra résoudre par tâtonnement.

Généralement, on pourra se rendre un compte à peu près exact de la forme et de la grandeur de la section, on connaîtra donc la valeur A du second membre de l'équation (1) et, par suite, cette équation ne sera plus que du troisième degré en l ; on pourra la résoudre et calculer la valeur de l . On modifiera la section d'après le résultat déjà trouvé, et on obtiendra une seconde valeur de R et par suite de A; on pourra donc écrire une nouvelle équation (1) qui donnera une valeur plus approchée de l , qui donnera elle-même une valeur plus approchée de R. On arrivera ainsi, après quelques tâtonnements, à obtenir un résultat exact.

Si la valeur de l ne paraît point convenable eu égard à la valeur de h , on modifiera celle-ci et on recommencera le calcul pour trouver la nouvelle valeur de l .

On voit que ces calculs peuvent être assez longs, mais n'offrent pas en somme de difficulté sérieuse.

2° Si la section d'écoulement est une demi-circonférence dont le diamètre D correspond à la ligne d'eau, on a :

$$\Omega = \frac{\pi \cdot D^2}{8}, \quad \chi = \frac{\pi \cdot D}{2}, \quad R = \frac{D}{4}.$$

Dans une première approximation, servons-nous de l'ancienne formule des ingénieurs italiens :

$$U = 50\sqrt{RI}, \quad U^2 = 2500 \cdot RI, \quad \frac{Q^2}{2500} = \frac{\Omega^3}{\chi} I,$$

qui devient, en exprimant en fonction de D la surface et le périmètre,

$$(2) \quad \frac{\pi^2 D^3}{64} = \frac{Q^2}{625}.$$

Cette équation est calculable par logarithmes et donne immédiatement la valeur de D.

Connaissant D, on sait que le rayon moyen de la section en est le

quart; on connaîtra donc ce rayon et les tables de M. Bazin donnent la valeur correspondante de A .

On posera de nouveau l'équation

$$\frac{RI}{U^2} = A$$

et on calculera une valeur plus approchée du diamètre; après deux ou trois essais de ce genre, on connaîtra la valeur exacte du diamètre.

Le calcul précédent peut servir même au cas de la section trapèze; on commence par supposer que la section est circulaire et on en déduit, comme nous venons de le faire, le rayon moyen; on suppose que ce rayon restera le même dans la section trapèze, et on en introduit la valeur dans la formule fondamentale; cela permet de calculer avec une première approximation soit l , soit h , et par suite la section du trapèze; on en déduit une nouvelle valeur du rayon moyen avec laquelle on recommence le calcul.

De la sorte, quelques essais suffisent pour conduire au résultat définitif.

3° *Section minima*. — Il importe de réduire autant que possible la section afin que le cube des terrassements soit minimum.

Si l'on considère toutes les surfaces de même aire terminées à une même horizontale, c'est le demi-cercle qui a le périmètre minimum et le rayon moyen maximum.

Lorsque le canal doit avoir des parois maçonnées, il faut donc adopter la forme circulaire, c'est ce qu'on a le soin de faire pour les sections d'égout.

Quand la nature des parois ne permet pas de faire une cuvette circulaire, on doit chercher à se rapprocher le plus possible de cette forme, en adoptant un polygone circonscrit au cercle ayant pour diamètre la ligne d'eau.

Ainsi, on projette par exemple un canal à section trapèze et on connaît, d'après la nature des parois, l'inclinaison des talus; on construira une demi-circonférence quelconque, ayant son diamètre horizontal, on lui mènera latéralement deux tangentes parallèles aux lignes des talus, on construira en outre la tangente horizontale.

Le trapèze cherché pour la section du canal devra être semblable au trapèze formé avec les trois tangentes que nous venons de tracer. C'est ce que nous allons démontrer tout à l'heure.

Canal à section en demi-cercle ou en demi-ellipse. — Un canal à ciel ouvert profilé en demi-cercle offre la plus grande section

pour le moindre périmètre ; le rayon moyen R y est égal à $\frac{\pi r^2}{2}$ ou à $\frac{r}{2}$;

la ligne d'eau est supposée coïncider avec le diamètre, le rayon moyen est donc égal à la moitié de la profondeur d'eau sur l'axe ; nous verrons plus loin que cette loi est la même quand il s'agit de la section trapèze la plus favorable.

Des circonstances exceptionnelles peuvent amener à adopter une section en demi-ellipse plutôt qu'en demi-cercle. Dans ce cas, en appelant a et b les deux demi-axes de la courbe, on a :

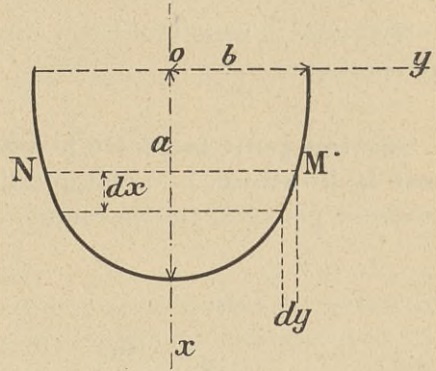


Fig. 36.

$$\Omega = 2 \int_0^a y \, dx = \frac{\pi \cdot ab}{2}$$

$$\chi = 2 \int_0^a \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \cdot dx$$

En posant

$$n = \sqrt{1 - \frac{b^2}{a^2}},$$

on obtient pour la valeur de χ développée en série :

$$\chi = \pi \cdot a \left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 n^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4} n^2\right)^2 - \frac{1}{5} \left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6} n^2\right)^2 - \dots \right]$$

et le rayon moyen R résulte de la formule :

$$R = \frac{b}{2 \left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 n^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4} n^2\right)^2 - \dots \right]}$$

On a donc tous les éléments pour calculer dans chaque cas la vitesse moyenne et le débit de la section, connaissant la pente I . — Il suffit de considérer deux ou trois termes au plus de la série.

Quand $a = b$, la section est demi-circulaire et $R = \frac{b}{2}$. Si a croît

indéfiniment à partir de b , $\frac{b}{a}$ tend vers 0, n tend vers 1, et R vers

$$\frac{\pi}{4} \cdot b = 0,78b.$$

Mais nous n'insisterons pas sur ces considérations plus théoriques que pratiques.

Section pour laquelle la vitesse est constante, quelle que soit la hauteur. — Cette question, plus théorique également que pratique, peut être traitée comme il suit :

De la formule générale $\frac{RI}{U^2} = A$,

on tire

$$\frac{U^2 A}{I} = R = \frac{\Omega}{\chi}.$$

Mais, par définition, le premier terme de cette équation est constant et peut être fait égal à m ,

donc $\frac{\Omega}{\chi} = m$ et la différentielle de

ce rapport doit être nulle. Ce qui donne :

$$\chi \cdot d\Omega - \Omega \cdot d\chi = 0$$

ou bien

$$(1) \quad d\Omega = \frac{\Omega}{\chi} \cdot d\chi = m \cdot d\chi;$$

mais :

$$d\Omega = \text{rectangle MNS} = x \cdot dy$$

$$d\chi = \text{arc MN} = \sqrt{dx^2 + dy^2} = dx \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

L'équation (1) s'écrit donc :

$$x dy = m dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

qui donne :

$$(2) \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \left(\frac{x^2}{m^2} - 1\right) = 1$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{m}{\sqrt{x^2 - m^2}}$$

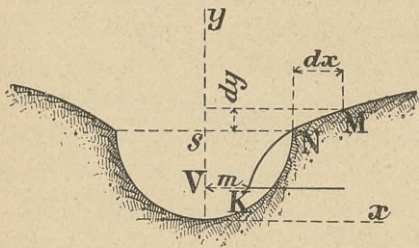


Fig. 37.

Pour $x = m$, la tangente à la courbe est verticale, et cela donne le point K de la courbe.

Intégrons (2) entre les valeurs m et x , nous trouvons :

$$\int_0^y dy = \int_m^x \frac{m dx}{\sqrt{x^2 - m^2}}$$

$$y = m. \log. (mx + \sqrt{x^2 - m^2})$$

$$x = \frac{m}{2} \left[e^{\frac{y}{m}} + e^{-\frac{y}{m}} \right]$$

équation qui représente une chaînette.

Avec une table des logarithmes népériens, on peut donc construire dans chaque cas la section à vitesse d'écoulement constant avec une hauteur d'eau variable. — Ayant construit cette courbe, on prendra le point N tel que SN soit le double de VK, on décrira le cercle de rayon SN et le contour indiqué par des hachures est celui qu'il faudra adopter pour la section du canal. La vitesse constante sera celle que prendrait l'eau dans un canal demi-circulaire de rayon SN.

De la meilleure section trapèze pour une aire donnée. —

Comme nous l'avons calculé plus haut, la surface mouillée Ω et le périmètre mouillé χ d'un trapèze sont donnés par les formules :

$$(1) \quad \Omega = lh + h^2 \tan \alpha$$

$$(2) \quad \chi = l + \frac{2h}{\cos \alpha}$$

Comme Ω est constant, sa différentielle totale doit être nulle, ce qui donne :

$$(3) \quad h \cdot dl + l \cdot dh + 2h \cdot \tan \alpha \cdot dh = 0.$$

Si l'on veut que le débit soit maximum, il faudra que le rayon moyen le soit également; or, pour que $\frac{\Omega}{\chi}$ soit maximum, il faut que le périmètre χ soit minimum, ce qui aura lieu quand sa différentielle sera nulle; cette condition fournit une seconde équation de condition :

$$(4) \quad dl + \frac{2 \cdot dh}{\cos \alpha} = 0$$

Éliminant dl et dh entre (3) et (4), on obtient :

$$(5) \quad \frac{l}{2} + h \operatorname{tang} \alpha = \frac{h}{\cos \alpha}$$

ou bien :

$$OM + MP = MN$$

$$O'N = MN$$

Dans le triangle isocèle $O'NM$ les deux hauteurs $O'T$ et MS sont égales ; autrement dit, si l'on décrit du milieu O' de la ligne d'eau une circonférence avec un rayon égal à la profondeur h , elle est tangente aux côtés du trapèze.

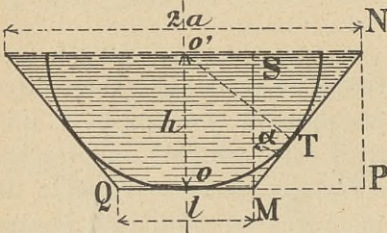


Fig. 38.

Le trapèze à rayon moyen maximum, c'est-à-dire le plus avantageux dans la pratique, celui qui à section égale donnera le débit maximum, est ainsi obtenu.

En portant dans l'équation (1) la valeur de l en fonction de h , tirée de l'équation (5), on obtient une équation qui fournit la valeur numérique de h .

Si l'on appelle $2a$ la largeur du canal à la ligne d'eau, le trapèze à débit maximum est celui pour lequel :

$$h = a \cos \alpha$$

Dans un rectangle : $\alpha = 0$; le meilleur profil d'un rectangle est celui pour lequel $h = \frac{l}{2}$, autrement dit la hauteur d'eau est égale à la moitié de la largeur.

Pour des talus $\frac{1}{2}, \frac{2}{3}, \frac{1}{1}, \frac{2}{1}$, c'est-à-dire 1 de hauteur pour 2 de base, 2 de hauteur pour 3 de base, etc., la hauteur d'eau h est à la largeur au plafond comme les nombres 2,12, 1,65, 1,21 et 0,81.

Si l'on calcule le rayon moyen en divisant Ω par χ , c'est-à-dire l'équation (1) par l'équation (2) et qu'on introduise dans le résultat la condition exprimée par l'équation (5), on trouve que, dans le trapèze à débit maximum pour une section d'écoulement donnée, le rayon moyen R est égal à la moitié de la profondeur d'eau h .

Canal à section circulaire complète. — Dans les dérivations destinées à l'alimentation des villes il est rare qu'on ait recours à des

canaux à ciel ouvert, et l'on adopte d'ordinaire des canaux à périmètre fermé de section circulaire ou ovoïde, dont l'eau en mouvement n'occupe qu'une partie de la hauteur ; l'écoulement s'opère donc comme s'il se faisait à l'air libre puisque l'air circule dans la partie haute de la section.

Soit donc une section circulaire de rayon r , la ligne d'eau MN correspond à un angle au centre α .

Prenons la formule de Bazin $\frac{RI}{U^2} = A$, admettons que la pente I soit constante, il en résulte :

$$U = \sqrt{\frac{RI}{A}} = m \sqrt{R}.$$

Il ne faut pas confondre le rayon moyen R de la section mouillée avec le rayon r du cercle.

Quelle sera la position de la ligne d'eau, ou autrement dit la valeur de l'angle α , correspondant au débit maximum ?

Le débit résulte de l'équation :

$$(1) \quad Q = \Omega \cdot U = m \Omega \sqrt{R} = m \sqrt{\frac{\Omega^3}{\gamma}}.$$

La section mouillée comprend le secteur MQN plus le triangle MON, donc :

$$\Omega = \pi r^2 \cdot \frac{2\pi - \alpha}{2\pi} + r^2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = \frac{r^2}{2} [2\pi - \alpha + \sin \alpha]$$

et le périmètre

$$\gamma = 2\pi r \cdot \frac{2\pi - \alpha}{2\pi} = r(2\pi - \alpha).$$

Portant ces valeurs dans l'équation (1), on trouve :

$$(2) \quad Q = m \sqrt{\frac{r}{2} \cdot \frac{(2\pi - \alpha + \sin \alpha)^3}{2\pi - \alpha}}.$$

Le maximum du débit correspond à celui de la fraction sous le radi-

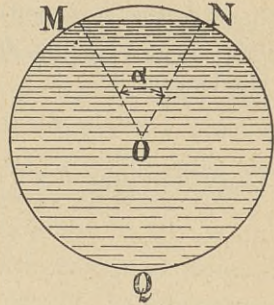


Fig. 39.

cal, et le maximum de cette fraction se produit lorsque sa dérivée par rapport à α s'annule, c'est-à-dire lorsque

$$(3) \quad -4\pi + 2\alpha + 6\pi \cos \alpha - 3\alpha \cos \alpha + \sin \alpha = 0.$$

On peut résoudre cette équation soit par la méthode graphique, soit par tâtonnement à l'aide des tables, soit en remplaçant le sinus et le cosinus par leurs développements en série. Il ne faut pas oublier que α est une longueur d'arc dans la circonférence de rayon égale à l'unité, circonférence dont la longueur est égale à 2π .

On trouve

$$\alpha = 51^{\circ},8.$$

La profondeur h à l'aplomb du centre est alors égale à :

$$r + r \cos \alpha \quad \text{ou} \quad 1,90.r.$$

Le rayon moyen R est égal à $1,146 \cdot \frac{r}{2}$ et le débit se calcule sans peine.

En réalité, le calcul qui précède appellerait une correction, car le coefficient A de la formule de Bazin varie avec le rayon moyen, mais dans la pratique les variations sont assez faibles pour qu'on puisse les négliger.

Nous venons de calculer l'angle α qui correspond au maximum de débit, mais on peut rechercher également celui qui correspond au maximum de la vitesse moyenne U .

Nous avons vu que cette vitesse moyenne était exprimée par $m \sqrt{R}$ ou $m \sqrt{\frac{\Omega}{\chi}}$; il suffit donc de rendre maximum le rapport $\frac{\Omega}{\chi}$ ou

$$\frac{r}{2} \cdot \frac{2\pi - \alpha + \sin \alpha}{2\pi - \alpha}.$$

Le maximum de ce rapport est le même que celui de la fraction $\frac{\sin \alpha}{2\pi - \alpha}$, que l'on trouve en égalant à zéro sa dérivée, d'où la relation

$$\cos \alpha (2\pi - \alpha) + \sin \alpha = 0$$

qui se vérifie pour :

$$\alpha = 102^{\circ},5.$$

Ainsi la vitesse maxima d'écoulement correspond au cas où la corde MN sous-tend un arc de $102^{\circ},5$.

M. Bechmann propose d'adopter dans la pratique un arc de 120° , c'est-à-dire celui qui correspond au côté du triangle équilatéral. Il nous semble avoir raison, car il est bon, à notre avis, de ménager au-dessus de la ligne d'eau une certaine hauteur disponible et celle qui résulte de sa proposition est sensiblement supérieure à ce que donnent les deux autres formules du maximum du débit et du maximum de la vitesse.

Canal à section ovoïde. — La section circulaire est certainement la meilleure pour l'écoulement et la plus économique toutes choses égales d'ailleurs, mais elle offre un grand inconvénient lorsqu'il s'agit de débits faibles ou moyens ; elle ne permet pas de circuler à l'intérieur du canal. La liberté de circulation est cependant nécessaire pour l'entretien et les réparations de certains aqueducs profondément enterrés et il convient de ménager à cet effet une hauteur de $1^m,80$. Or, une section circulaire de $1^m,80$ de diamètre serait excessive pour de petits débits et l'eau n'y occuperait qu'une hauteur réduite ; la maçonnerie serait donc fort mal utilisée ; dans les parties en souterrain on aurait à pratiquer une excavation hors de proportion avec l'effet utile à obtenir. Il est clair que, dans ce cas, une forme ovoïde sera bien préférable ; pour les petits débits elle augmente le rayon moyen de la surface d'écoulement et par conséquent la vitesse ; c'est chose capitale dans les égouts.

La hauteur de $1^m,80$ est nécessaire, avons-nous dit, pour la circulation des ouvriers ; sans doute on pourrait la réduire un peu ; on a même parfois adopté des hauteurs réduites à $1^m,40$, mais on ne peut circuler dans de tels aqueducs que courbé, le travail y est difficile et cette hauteur réduite ne peut être appliquée que sur de faibles longueurs. Il convient également de ménager une largeur d'au moins $0^m,60$ et plutôt de $0^m,70$ à $1^m,40$ au-dessus du fond, afin de laisser quelque liberté aux mouvements des ouvriers.

Lorsqu'on a à établir un aqueduc en souterrain, il est une considération importante qu'il ne faut pas oublier : c'est la plus ou moins grande facilité d'exécution du travail. En voulant adopter par raison d'économie une section faible, on s'exposera à dépenser beaucoup plus, car on crée de grosses difficultés pour l'installation et le fonctionnement des chantiers de terrassement et de maçonnerie.

Il n'y a donc pas de règle absolue à poser en cette matière, d'autant que l'on doit souvent faire face à un débit variable. Les aqueducs de distribution d'eau ont d'ordinaire une portée constante et on les calcule sur des conditions déterminées ; il est toutefois prudent de ménager l'avenir et de prévoir un accroissement possible de la portée. Les aque-

ducs d'égout ont à assurer, au contraire, un débit essentiellement variable et on est amené souvent à leur donner un lit mineur pour les circonstances ordinaires et un lit majeur pour les afflux exceptionnels; le maximum de la portée doit être alors déterminé avec le plus grand soin.

Car, en principe, un aqueduc établi en vue d'un écoulement à l'air libre n'est pas fait pour fonctionner à pleine section, c'est-à-dire sous pression. Si le cas était possible, il faudrait le prévoir et s'en préoccuper dans les calculs, surtout lorsqu'il s'agit d'aqueducs de grandes dimensions.

En résumé, la forme ovoïde à adopter dépend des circonstances :

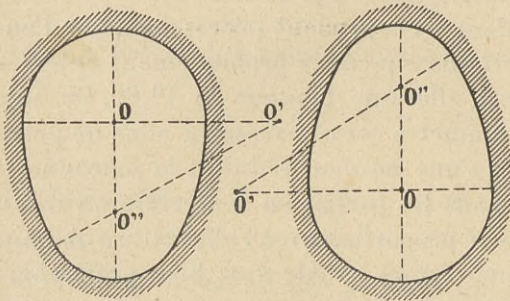


Fig. 40.

tantôt le plus grand diamètre sera dans la partie haute, s'il s'agit d'assurer couramment de petits débits, tantôt au contraire il sera dans la partie basse s'il s'agit de faire face à un débit important et variable.

On arrive donc à l'un ou à l'autre des deux

types que représente la figure ci-dessus.

Les deux arcs supérieur et inférieur pourraient être raccordés par des tangentes communes, mais les parties droites produiraient un mauvais effet à l'œil et seraient défavorables à la résistance; on les remplace donc par des arcs de cercle, à moins que l'on ne veuille former le petit bout de l'œuf par une demi-ellipse allongée et le gros bout par un demi-cercle, d'un diamètre égal au petit axe de l'ellipse.

On préfère d'ordinaire une section à éléments circulaires et à trois centres constituée comme il suit :

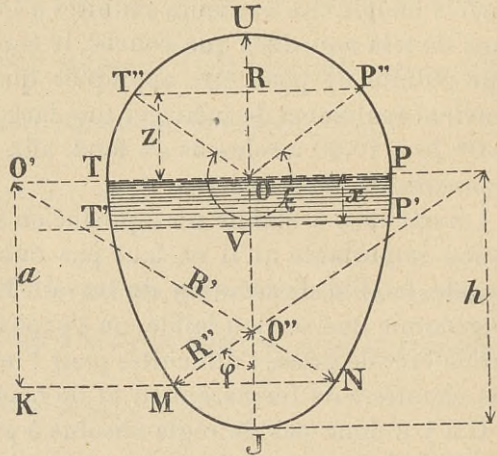


Fig. 41.

O, O' et O'' sont les trois centres, R, R', R'' les trois rayons; la demi-

section comprend : 1° le quart de cercle UP de rayon R, décrit du point O comme centre ; 2° l'arc PN de rayon R' décrit du point O' comme centre ; 3° et la moitié de l'arc inférieur MN de rayon R'' décrit du point O'' comme centre.

On peut soumettre au calcul une section de ce genre ; voici par exemple la marche suivie par M. Lueger :

Posons

$$R' = mR \quad R'' = nR.$$

Nous avons :

$$\sin \varphi = \frac{OO'}{O'O''} = \frac{R' - R}{R' - R''} = \frac{m - 1}{m - n}$$

et

$$\varphi = \arcsin \left(\frac{m - 1}{m - n} \right)$$

$$h = R'' + (R' - R'') \cos \varphi = R (n + (m - n) \cos \varphi)$$

$$a = R' \cos \varphi$$

Le segment au-dessous de MN, différence entre le secteur O''MN et le triangle de même nom, a pour surface :

$$R^2 n^2 \left(\varphi - \frac{\sin 2\varphi}{2} \right)$$

et pour périmètre

$$2R''\varphi, \quad \text{ou} \quad 2Rn\varphi.$$

La moitié de la surface comprise au-dessus de MN jusqu'à la ligne d'eau OP, qu'on suppose coïncider avec le diamètre de la courbe supérieure, est égale à la somme du triangle O'KN et du secteur O'NP diminuée du rectangle ayant pour base OO' et pour hauteur O'K ; la surface d'écoulement comprise entre MN et PT est donc représentée par :

$$R^2 \left[m^2 \left(\frac{\pi}{2} - \varphi + \frac{\sin 2\varphi}{2} \right) - 2m(m - 1) \cos \varphi \right]$$

et le périmètre mouillé dans la même section est le double de l'arc PN, c'est-à-dire

$$2Rm \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right).$$

Nous avons donc la surface d'écoulement totale et le périmètre mouillé total par les formules :

$$(1) \quad \frac{\Omega_0}{R^2} = \frac{m^2\pi}{2} - (m^2 - n^2) \left(\varphi - \frac{\sin 2\varphi}{2} \right) - 2m(m-1) \cos \varphi = K$$

$$(2) \quad \frac{\gamma_0}{2R} = n\varphi + m \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) = K'$$

L'arc φ est exprimé par sa valeur dans la circonférence de rayon 1, dont le développement est 2π .

Au lieu de placer la ligne d'eau sur le diamètre supérieur, on peut la placer à une distance x au-dessous en TP' ; la surface d'écoulement est alors égale à celle que nous venons de déterminer diminuée de deux fois la surface $OVPP'$; elle s'exprime, ainsi que le périmètre, en fonction des coefficients K et K' calculés par les équations (1) et (2), à l'aide des formules :

$$(3) \quad \Omega_x = R^2 \left[K - m^2 \cdot \text{arc sin} \left(\frac{x}{mR} \right) \right] + R \cdot x \left[2(m-1) - m\sqrt{1 - \left(\frac{x}{mR} \right)^2} \right]$$

$$(4) \quad \gamma_x = R \left[K' - 6m \text{ arc sin} \left(\frac{x}{mR} \right) \right]$$

Enfin place-t-on la ligne d'eau à une hauteur z au-dessus de TP , en désignant par ε le grand angle $T''OP''$, on trouve :

$$(5) \quad \Omega_z = \Omega_0 + \frac{R^2}{2} (\varepsilon - \pi - \sin. \varepsilon) = \frac{R^2}{2} (2K + \varepsilon - \pi - \sin. \varepsilon)$$

$$(6) \quad \gamma_z = \gamma_0 + R (\varepsilon - \pi) = R (K' + \varepsilon - \pi)$$

Avec les six équations qui précèdent on peut donc calculer, une section et une pente étant données, la valeur de la surface d'écoulement et du périmètre mouillé pour une position quelconque de la ligne d'eau.

De la connaissance de la section et du périmètre on déduit le rayon moyen ρ , et la formule de Bazin

$$\rho \cdot I = AU^2$$

permet de calculer la vitesse U et par conséquent le débit Q , en se servant de la table qui donne les coefficients A .

En particulier, pour le cas où la ligne d'eau est au-dessus du diamètre supérieur, on a :

$$(7) \quad U = \frac{1}{\sqrt{A}} \sqrt{\rho I} = \frac{1}{\sqrt{A}} \sqrt{\frac{R \cdot I (2K + \varepsilon - \pi - \sin \varepsilon)}{2 (K' + \varepsilon - \pi)}}$$

$$(8) \quad Q = \frac{1}{\sqrt{A}} \sqrt{\rho \cdot I \cdot \Omega^2} = \frac{1}{\sqrt{A}} \sqrt{\frac{I R^3 (2K + \varepsilon - \pi - \sin \varepsilon)^3}{8 (K' + \varepsilon + \pi)}}$$

De ces deux équations on peut tirer un maximum pour la vitesse moyenne et un autre maximum pour le débit ; ces deux maximums s'obtiennent en cherchant la valeur de l'angle ε qui annule la dérivée de U ou la dérivée de Q par rapport à ε .

C'est un calcul que nous avons fait plus haut en étudiant la section circulaire ; il est inutile de le recommencer ici.

APPLICATION DE LA MÉTHODE GRAPHIQUE A CES CALCULS. — Les formules qui précèdent sont ingénieuses et établies avec soin ; elles exigent cependant une grande attention dans l'application.

A notre avis, il faut s'en servir uniquement pour contrôler les résultats obtenus par la méthode graphique.

Une première section étant choisie, on détermine graphiquement, sur un dessin à l'échelle de $\frac{1}{10}$, les surfaces et les périmètres mouillés correspondant à diverses hauteurs de la ligne d'eau ; on en déduit la vitesse et les débits et on peut en construire les courbes représentatives, dont l'examen donne la solution du problème.

On peut ainsi très rapidement étudier l'influence de diverses sections et arriver à un choix rationnel.

Il est rare que l'on dispose de la pente I , elle est presque toujours commandée par les données du problème, quand il s'agit d'égouts ; quand il s'agit d'aqueducs, il est bien rare qu'elle ne le soit pas également et dans ce cas on a presque toujours intérêt à la faire aussi faible que possible pour ménager la pression disponible dans le réseau de distribution. — Si cependant la pente de l'aqueduc est susceptible de variation, il est facile de lui donner des valeurs successives et d'établir les sections qui conviennent à chacune de ces valeurs, afin de procéder à un choix définitif en toute connaissance de cause.

Rappelons ici que la méthode des pesées est excellente pour la détermination des surfaces : on dessine la section sur un rectangle de fort papier ou de carton bien homogène ; on a préalablement pesé le rectangle et mesuré sa surface ; puis on pèse les sections mouillées

successives et de ces pesées on déduit les surfaces, de même qu'avec un ruban on mesure les périmètres.

Ce procédé permet d'opérer rapidement, sans grande chance d'erreur, et les formules donnent une vérification finale.

Il ne faut pas oublier, dans les calculs de ce genre, que les formules renferment des coefficients empiriques d'une certaine élasticité et que les résultats fournis par les meilleures ne sont jamais que des approximations ; il faut donc rechercher les moyens d'arriver plus rapidement et plus directement à la solution sans se leurrer d'une précision mathématique plus apparente que réelle.

CHAPITRE IV

MOUVEMENT DE L'EAU DANS LES TUYAUX

SOMMAIRE. — Répartition des vitesses dans la section transversale d'un tuyau. — Lois et formules expérimentales de l'écoulement ; résistance proportionnelle à la longueur, indépendante de la pression, dépendant de la nature des parois et de la vitesse. — Formule fondamentale, formule monôme, formule de Darcy avec la table des coefficients de résistance. — Formules diverses : Weisbach, Flamant, Kutter et Ganguillet ; comparaison de ces formules ; du choix à faire entre elles. — Relations entre v , j , q et u ; résolution des six problèmes possibles ; calcul d'une conduite faisant communiquer deux réservoirs ; procédé de calcul pour éviter les tâtonnements ; construction de la ligne de charge. — Description des expériences de Darcy. — Tuyaux à diamètre ou à débit variable, équation du mouvement varié ; conduites simples à diamètre variable et à débit constant ; conduites équivalentes, avantages de la réunion de plusieurs conduites en une seule, prix de revient des conduites ; — conduites simples à diamètre constant et à débit variable ; conduite avec service de route uniforme, à service d'extrémité, à service mixte ; conduite à diamètre et à débit variables ; calcul des conduites complexes et d'un réseau, système donnant la dépense minima. — Calcul d'un réseau de distribution dans la pratique ; observations diverses à ce sujet ; réseau palmé, réseau maillé. — Représentation graphique d'un réseau sur un plan. — Conduites complexes avec réservoirs, réservoirs destinés à augmenter le débit momentané des conduites, orifice alimenté par deux réservoirs ; conduite avec service de route alimentée par deux réservoirs. — Influence prépondérante du diamètre des conduites. — Des orifices qui terminent les conduites. — Influence du profil en long d'une conduite sur son débit ; influence de la pente sur les pressions intérieures, lignes de charge, influence exercée par l'air confiné ; résumé de la question et conclusion sur le profil en long. — Résumé des observations principales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux. — Du siphon, dégagement de l'air dans le siphon, siphon renversé en conduite forcée, écoulement intermittent. — Jets d'eau, hauteur du jet, forme du bec. — Pertes de charge produites par les changements de diamètre, le passage dans les robinets et les vannes, les branchements, les coudes et la force centrifuge. — Pression exercée par l'eau sur un obstacle placé dans un tuyau, perte de charge qui en résulte. — De la compressibilité de l'eau, coefficient. — Vitesse de propagation du mouvement dans l'eau.

Répartition des vitesses dans la section transversale d'un tuyau. — Considérons un tuyau de longueur quelconque, mais de section constante, en communication avec un réservoir à niveau invariable. Quand l'eau pénètre dans le tuyau, elle s'avance irrégulièrement en chassant l'air, dont elle prend la place, puis, lorsque tout l'air a disparu, le régime permanent commence.

Ce régime est non seulement permanent, mais encore uniforme ; la vitesse moyenne dans une section transversale est partout la même,

puisqu'il ne peut se produire de vide, de solution de continuité dans le courant liquide ; la quantité d'eau qui passe pendant l'unité de temps dans une section transversale du tuyau est indépendante de la position de la section. Ainsi la vitesse moyenne est la même pour toutes les sections.

Mais les vitesses de tous les filets liquides qui traversent une section sont-elles les mêmes et égales à la vitesse moyenne ? Non, les filets voisins des parois sont retardés dans leur mouvement et le retard diminue à mesure qu'on s'approche du filet central, de sorte que la vitesse de celui-ci est supérieure à la vitesse moyenne, tandis que la vitesse des filets pariétaux est inférieure à la vitesse moyenne.

Il est facile de reconnaître par une expérience bien simple l'existence d'une force retardatrice au contact des parois : prenez un tuyau de diamètre constant et de longueur variable, débouchant toujours à la même hauteur dans l'atmosphère et alimenté par un réservoir à niveau constant, la charge du liquide sur l'orifice de sortie sera toujours la même, quelle que soit la longueur du tuyau ; si la vitesse moyenne ne dépendait que de cette charge, le débit serait constant ; au contraire, si la vitesse est réduite par la résistance des parois, elle doit diminuer à mesure que la surface frottante augmente ; le débit diminue, en effet, à mesure que la longueur du tuyau augmente.

Ainsi, la résistance à la paroi existe et, si dans l'expérience précédente on mesure les débits, on reconnaît que cette résistance augmente proportionnellement à la surface des parois mouillées, c'est-à-dire proportionnellement à la longueur du tuyau.

Cela posé, voici comment on peut comprendre la répartition des vitesses dans une section transversale du tuyau.

Divisons cette section en une série de surfaces annulaires comprises entre le centre et la circonférence intérieure du tuyau, la vitesse maxima sera au centre, la vitesse minima à la périphérie et la vitesse ira croissant à mesure qu'on passera à une surface annulaire de plus grand rayon.

Le mouvement des divers éléments annulaires qui composent la masse liquide peut donc se comparer à celui des tubes d'un télescope emboîtés les uns dans les autres.

On a cherché à déterminer par l'expérience la répartition des vitesses ; cette recherche est difficile, eu égard aux appareils en usage pour la mesure des vitesses ; cependant, on a pu vérifier que les faits se passent comme nous venons de l'indiquer tout à l'heure.

La couche liquide en contact avec les parois est retardée ; à son tour, elle retarde la suivante, qui retarde la troisième et ainsi de suite ; si l'on connaissait les forces élémentaires dues à la cohésion et à la vis-

cosité, on pourrait aborder par le calcul la question de répartition des vitesses.

Malheureusement, il n'en est rien ; c'est pourquoi nous ne reproduirons pas dans cet ouvrage purement pratique l'étude théorique de la répartition des vitesses.

D'après M. Bresse, les vitesses décroissent, à partir du filet central, comme les ordonnées d'un paraboloïde de révolution ayant même axe que le tuyau.

Le filet qui possède la vitesse moyenne est toujours à une distance du centre comprise entre les $\frac{2}{3}$ et les 0,71 du rayon du tuyau ; c'est cette dernière proportion qui, vraisemblablement, se rapproche le plus de la vérité.

D'après M. Maurice Lévy, le filet animé de la vitesse moyenne est aux 0,689 du rayon, et l'on a entre la vitesse V du filet central, la vitesse W à la paroi et la vitesse moyenne U , la relation :

$$U^2 = \frac{3V_0^2 + 4W^2}{7}.$$

Lois et formules expérimentales du mouvement de l'eau dans les tuyaux. La résistance est proportionnelle à la longueur du tuyau. — Nous concevons un liquide parfait comme une réunion de molécules indépendantes les unes des autres ; le frottement des parois s'exerce sur chaque molécule comme si elle était seule ; la résistance qui en résulte est donc proportionnelle au nombre des molécules en contact avec les parois, c'est-à-dire proportionnelle à la surface frottante, ou encore à la longueur du tuyau, car on ne considère que des tuyaux à diamètre constant.

Il est du reste facile, comme nous l'avons vu plus haut, de reconnaître que la résistance augmente avec la longueur du tuyau : prenez un tuyau alimenté par un réservoir invariable et débouchant toujours au même niveau dans l'atmosphère, quoique de longueur variable ; vous verrez le débit diminuer à mesure que la longueur augmentera et les diminutions de charge, qui mesurent les augmentations de résistance, sont proportionnelles aux accroissements de longueur.

La résistance est indépendante de la pression. — Dubuat et les hydrauliciens qui lui ont succédé avaient posé ce principe que la résistance opposée par les parois des tuyaux au mouvement des liquides est indépendante de la pression que leur fait supporter le liquide en mouvement. Ce principe paraît au premier abord assez dif-

ficile à admettre, parce qu'on est porté à assimiler le frottement des liquides au frottement des solides. Cependant, si l'on réfléchit que les liquides sont très peu compressibles et que dans les solides au contraire le frottement est produit par la pénétration des corps en contact, on reconnaît en effet que l'indépendance des pressions et du frottement dans les liquides est logique.

Darcy, dans ses expériences, a réalisé des pressions assez différentes entre elles et assez élevées pour qu'il fût possible de bien vérifier le principe de Dubuat.

Ainsi, il a fait varier de 17 à 26 mètres et de 22 à 40 mètres les pressions entre les deux parties des tuyaux soumises aux observations ; néanmoins, les différences ou pertes de charges sont restées les mêmes pour les deux parties.

La même conséquence résulte d'une expérience directe dans laquelle les charges ont été portées de 18 à 41 mètres.

Ainsi, l'on peut admettre, sans erreur appréciable dans la pratique, que la résistance au mouvement de l'eau dans les tuyaux est indépendante de la pression.

En réalité, ce principe ne doit pas être vrai, car l'eau possède une certaine compressibilité ; mais l'influence de la pression n'est sensible que pour des différences considérables dans les charges, différences qu'on ne réalise pas dans la pratique courante. Il faudrait cependant ne pas la négliger dans les circonstances exceptionnelles.

La résistance dépend de la nature des parois. — Longtemps on a considéré la résistance au mouvement des liquides dans les tuyaux comme indépendante de la nature des parois : on se disait que les parois, quelles qu'elles soient, sont recouvertes d'une mince pellicule immobile sur laquelle s'effectue le mouvement, de sorte que la paroi réelle n'agit pas. Les expériences de Darcy ont montré qu'il n'en était point ainsi, et que les rugosités des parois avaient sur l'écoulement une influence très sensible, dont nous apprécierons plus loin la valeur.

La résistance dépend de la vitesse d'écoulement. — L'influence principale est due à la vitesse d'écoulement. C'est surtout la vitesse à la paroi qu'il faudrait considérer, mais nous ne connaissons pas la loi de décroissance des vitesses depuis le filet central jusqu'aux filets pariétaux. Il n'y a qu'une seule quantité que nous puissions apprécier exactement, c'est le quotient du débit par la section du tuyau ; c'est ce qu'on appelle la *vitesse moyenne*.

Pour sortir d'embarras et pour établir une formule empirique, on a admis que la résistance était fonction, non pas de la vitesse centrale

et de la vitesse à la paroi, mais uniquement de la vitesse moyenne.

Cette hypothèse est absolument fautive en théorie ; néanmoins on la conserve dans la pratique, faute de mieux ; elle conduit, du reste, à des formules empiriques qui concordent avec les résultats expérimentaux et qui rendent de précieux services.

En réalité, la résistance dépend de la vitesse de tous les filets liquides. On conçoit que la vitesse de chaque filet puisse être exprimée en fonction de la vitesse du filet central, de l'inclinaison du tuyau et de la distance qui sépare le filet considéré du filet central. De sorte que la résistance au mouvement serait exprimée par une fonction de la vitesse centrale, du rayon du tuyau et de sa pente.

Au lieu de cela, on considère seulement la vitesse moyenne et on cherche à relier par une formule empirique les variations de cette vitesse et les variations de la résistance.

Nomenclature des expériences sur l'écoulement dans les tuyaux. — De Prony, qui avait à sa disposition 51 expériences dues à Bossut, Couplet et Dubuat, calcula des tables pratiques qui furent longtemps en usage et qui le sont encore.

Mais elles doivent être abandonnées, malgré leur forme commode, parce qu'elles sont basées sur des expériences trop peu nombreuses et trop disparates.

L'ingénieur en chef d'Aubuisson, à qui l'on doit d'importants travaux hydrauliques, disait en 1829 : « Les formules de de Prony sont basées sur des expériences généralement faites avec de petits tuyaux, et elles se sont trouvées en défaut lorsqu'on les a appliquées aux grandes conduites. » Pour parer à cet inconvénient, d'Aubuisson rectifia les formules anciennes au moyen de quelques expériences nouvelles, mais les rectifications elles-mêmes ne reposaient point sur des bases indiscutables.

En présence de tant de résultats divers, n'était-il pas opportun d'entreprendre une série d'expériences nombreuses et variées, destinées à guider les constructeurs d'une manière certaine ?

Darcy avait compris cette opportunité ; ses fonctions lui permettaient de procéder à des expériences exactes, entreprises sur une grande échelle ; nous en donnons plus loin une description sommaire.

FORMULE PRATIQUE FONDAMENTALE

La formule fondamentale du mouvement de l'eau dans les tuyaux est presque identique à celle du mouvement dans les canaux.

Désignons par : δ la densité du liquide,
 l la longueur du tuyau considéré,
 ω et χ sa section et son périmètre,
 d et r son diamètre et son rayon,
 u la vitesse moyenne de l'eau qui le parcourt,
 ζ la charge totale pour la longueur l , c'est-à-dire la différence de niveau entre le réservoir d'alimentation et l'extrémité de la conduite.

La résistance est proportionnelle à la surface des parois, c'est-à-dire au produit du périmètre χ par la longueur l ; elle est proportionnelle en outre à une fonction inconnue de la vitesse moyenne, fonction que nous désignerons par $f(u)$.

Ainsi la résistance est exprimée par :

$$\chi.l.f(u).$$

D'un autre côté, le liquide, qui parcourt le tuyau, descend de la quantité ζ entre le sommet du réservoir et l'orifice extrême du tuyau; cette chute ou cette charge représente par unité de surface une pression δ, ζ ; sur la section entière du tuyau, c'est une force δ, ζ, ω . Malgré l'existence de cette force, l'écoulement reste uniforme et ne s'accélère pas; la pression due à la charge est donc absorbée par la résistance. D'où résulte l'équation :

$$\delta.\zeta.\omega = \chi.l.f(u).$$

Si l'on remarque que δ est un nombre constant, et que le rapport $\frac{\omega}{\chi}$ est égal dans une section circulaire à $\frac{1}{4}d$, l'équation précédente peut se mettre sous la forme simple :

$$\frac{1}{4}d.j = F(u),$$

dans laquelle j est égal au rapport $\left(\frac{\zeta}{l}\right)$; c'est la perte de charge par unité de longueur du tuyau.

Il n'y a plus qu'à déterminer la forme de la fonction F.

Formule de de Prony. — C'est à ce moment qu'on entre dans le système empirique.

De Prony avait adopté pour F (u) la forme

$$au + bu^2$$

et il avait reconnu que toutes les expériences dont il disposait pouvaient être contenues dans l'expression :

$$(1) \quad \frac{1}{4} d.j = au + bu^2$$

pourvu qu'on donnât aux coefficients constants les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0,0000\ 1733\ 14 \\ b = 0,0003\ 4825\ 90 \end{array} \right.$$

Le rapport des deux termes au et bu^2 est à peu près égal à $\frac{1}{20} \cdot \frac{1}{u}$; pour $u = 1$ le premier terme n'est donc que le vingtième du second. Mais si u est très petit, égal à $0^m,001$ par exemple, le second terme devient négligeable par rapport au premier.

Ces valeurs montrent que, pour des vitesses de quelque importance, l'influence du carré de la vitesse est bien supérieure à l'influence du premier terme : on peut donc supprimer celui-ci dans les cas ordinaires de la pratique.

S'il s'agissait de tubes capillaires, le second terme au contraire disparaîtrait ; c'est ce qui arrive, comme nous le verrons plus loin, lorsqu'on veut calculer le mouvement d'un courant liquide à travers un terrain sableux.

Il faut remarquer encore que les coefficients sont donnés avec un bien trop grand luxe de décimales. A quoi bon une telle complication lorsqu'on est à peine sûr de l'exactitude des deux ou trois premiers chiffres ? Cela ne peut servir qu'à inspirer une sécurité trompeuse ; il est de beaucoup préférable de prendre les formules pour ce qu'elles sont, pour des formules approchées destinées à fournir au constructeur non pas des dimensions précises et déterminées, mais des limites entre lesquelles il doit se renfermer.

Eytelwein modifia les coefficients de de Prony en tenant compte de la perte de charge qui se produit par la contraction de la veine lorsque

le liquide pénètre du réservoir dans le tuyau ; il obtint de la sorte les chiffres suivants :

$$\begin{cases} a = 0,000\ 222 \\ b = 0,000\ 28 \end{cases}$$

Formule monôme. — La formule binôme se prête assez mal aux transformations algébriques et aux calculs logarithmiques.

Aussi plusieurs auteurs ont-ils cherché à établir une formule monôme. M. Barré de Saint-Venant, se servant des mêmes expériences que de Prony, a donné l'expression

$$\frac{1}{4} d \cdot j = \alpha \cdot u^\beta$$

dont les coefficients constants; α et β , ont les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = 0,000\ 295 \\ \beta = \frac{12}{7} \end{cases}$$

Cette expression n'a point passé dans le domaine pratique.

Formule monôme de Dupuit. — La formule monôme, dit Dupuit, ne peut donner des résultats sensiblement différents de ceux de la formule binôme que pour les très petites vitesses ; or, les erreurs que l'on peut commettre alors n'ont pas d'importance parce que le résultat obtenu, étant lui-même très petit, n'est pas de nature à avoir de l'influence sur le parti à prendre. Que cherche-t-on en effet ? Ou un diamètre suffisant pour débiter un produit donné, avec une certaine charge, ou le produit que peut fournir un diamètre donné ou quelle charge est nécessaire, etc. Or, dans toutes ces questions, la vitesse ne saurait être très petite, ou, si elle l'était dans quelque partie du système de conduites, cette partie serait comme étrangère au résultat par rapport au reste. C'est ce qu'on reconnaîtra dès qu'on aura fait quelques applications des formules à un certain nombre de questions pratiques, et ce que nous ferons peut-être comprendre dès à présent en disant qu'il en est de ces formules comme de celles qui sont relatives à la résistance des matériaux ; leur exactitude n'est nécessaire que dans les flexions et les charges considérables ; peu importe au constructeur qu'une pièce de pont fléchisse d'une fraction plus ou moins grande de millimètre sous le pas d'un piéton ; ce qu'il a besoin de savoir, c'est la déformation qu'elle subira sous la charge de la plus lourde voiture, c'est enfin la charge qui en occasionnera la rupture ; de même, dans les distributions d'eau, ce qu'on cherche,

c'est le maximum de débit, de perte de charge, qui n'arrivent que dans les grandes vitesses.

On ne doit donc pas hésiter à se servir de la formule monôme d'une manière exclusive dans la pratique.

D'après ces considérations, Dupuit adopte la formule

$$d \cdot j = \alpha \cdot u^2,$$

qui, en remplaçant u par sa valeur $\frac{q}{\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}$ et la perte de charge j par

son expression $\left(\frac{\zeta}{l}\right)$, peut s'écrire

$$\zeta = \beta \frac{lq^2}{d^5}.$$

La quantité ζ est la hauteur totale dont l'eau descend depuis le niveau du réservoir jusqu'à l'orifice de la conduite.

Se servant des résultats expérimentaux connus, Dupuit trouva pour β le chiffre 0,0025, de sorte qu'il arriva définitivement à

$$(2) \quad \zeta = \left(\frac{q}{20}\right)^2 \cdot \left(\frac{l}{d}\right)^3.$$

Cette formule a été mise en tables qui donnent immédiatement les valeurs de $\left(\frac{q}{20}\right)^2$ et de $\left(\frac{l}{d}\right)^3$.

Les tables de Dupuit sont commodes et ont reçu des praticiens un accueil favorable.

Cependant on peut leur reprocher d'admettre pour le coefficient de la résistance un nombre constant, alors que les expériences de Darcy ont montré que ce coefficient devait varier avec le diamètre des tuyaux. Nous conseillons donc de préférence l'usage des tables que nous avons dressées d'après les expériences de Darcy et qu'on trouvera à la fin de ce volume.

Formule monôme de Darcy. — Darcy a rapporté dans vingt-deux tableaux les résultats des cent quatre-vingt-dix-huit expériences qu'il a exécutées pour déterminer :

1° Les relations existant entre les pentes, les vitesses moyennes et les diamètres des conduites ;

2° Les pertes de charge nécessaires à la production des vitesses moyennes.

Il a montré que, contrairement à l'opinion précédemment admise, la nature et l'état des surfaces exercent une influence notable sur les débits des conduites.

En effet, les conduites en fer enduites de bitume donnent des produits plus considérables que ceux que l'on déduisait des formules de de Prony dans le rapport de 4 à 3 environ ; le verre offre des résultats analogues ; mais, en revanche, dans des conduites en fonte dont des dépôts, même légers, n'avaient diminué le diamètre que d'une faible quantité, la vitesse et, par suite, la dépense, se sont trouvées notablement inférieures à ce qu'indiquaient les formules de de Prony, tandis qu'après le nettoyage il y avait accord entre ces formules et l'expérience.

Quant au diamètre, Darcy a reconnu que les formules de de Prony ne lui assignaient pas une assez grande influence ; pour les petits diamètres, les débits expérimentaux sont inférieurs à ceux de ces formules tandis que pour les grands diamètres ils leur sont supérieurs.

En ce qui touche les conduites en plomb de 14, 27 et 41 millimètres de diamètre, les formules anciennes sont d'accord avec les expériences nouvelles.

Suivant Darcy, si cette influence des diamètres avait paru à de Prony moins considérable qu'elle ne l'est réellement, cela tient à une sorte de compensation fortuite qui se sera établie entre la résistance des tuyaux de petit diamètre, mais bien polis, et celle des tuyaux de grand diamètre, mais souillés par des dépôts. Darcy a eu soin de comparer entre eux des tuyaux ayant leurs parois dans le même état.

Pour les petites vitesses, inférieures à 0^m,10 par seconde, Darcy a montré que le terme relatif au carré de la vitesse dans les formules de résistance paraît avoir si peu d'influence que la résistance devient sensiblement proportionnelle à la simple vitesse.

Ayant traduit graphiquement par des courbes les résultats de ses expériences, Darcy a reconnu les faits suivants :

1° La formule

$$\frac{1}{4} d.j = au + bu^2$$

exprime pour chaque tuyau la loi de la résistance, excepté pour les tuyaux de très petit diamètre et pour les faibles vitesses ; alors, comme nous venons de le dire, la résistance est sensiblement proportionnelle à la simple vitesse ;

2° En passant d'un diamètre à un autre, pour une même nature de tuyaux, ou d'une espèce de tuyau à une autre, les valeurs des coeffi-

cients a et b des deux puissances de la vitesse ne restent pas les mêmes; elles varient avec les surfaces lorsque ces dernières offrent des degrés de poli inégaux, et avec les rayons lorsque les surfaces sont au contraire à peu près identiques;

3° Pour des tuyaux recouverts de dépôts, comme cela arrive aux conduites qui servent depuis un certain temps, la résistance peut être considérée comme simplement proportionnelle au carré de la vitesse, ce qui simplifie l'expression et le calcul dans les applications.

Lorsqu'on se propose d'établir une canalisation, ce ne sont pas des tuyaux neufs à surface polie qu'il faut considérer dans les calculs, mais des tuyaux ayant déjà quelque temps de service, c'est-à-dire recouverts d'un dépôt plus ou moins épais.

Dans les applications, la formule monôme

$$\frac{1}{4}d.j = \beta.u^2$$

doit donc seule être appliquée.

Si l'on remplace le diamètre d par deux fois le rayon r et qu'on chasse la fraction $\frac{1}{2}$ du premier membre pour la faire entrer dans le coefficient constant du second membre, la formule pratique arrive à sa forme définitive

$$(3) \quad r.j = b_1 u^2.$$

Le tableau suivant renferme les valeurs de b_1 , de $\left(\frac{b_1}{r}\right)$ et de $\left(\sqrt{\frac{r}{b_1}}\right)$ pour les tuyaux dont le diamètre est compris entre 0^m,01 et 1 mètre; il résume les expériences de Darcy sur les tuyaux en fonte neuve.

Tableau des coefficients de résistance des tuyaux neufs en fonte
Nombres b_1 de la formule $r_j = b_1 u^2$

DIAMÈTRES	RAYONS	COEFFICIENT b_1	VALEUR DE $\frac{b_1}{r}$	VALEUR DE $\sqrt{\frac{r}{b_1}}$
0,01	0,005	0,001801	0,36020	4,666
0,02	0,01	0,001154	0,11540	2,943
0,027	0,0135	0,000986	0,073056	3,699
0,03	0,015	0,000938	0,062555	3,998
0,04	0,02	0,000830	0,041525	4,907
0,05	0,025	0,000765	0,030632	5,713
0,054	0,027	0,000746	0,027653	6,013
0,06	0,03	0,000722	0,024089	6,443
0,07	0,035	0,000691	0,019767	7,112
0,08	0,04	0,000668	0,016718	7,793
0,081	0,0405	0,000666	0,016463	7,793
0,09	0,045	0,000650	0,014461	8,315
0,10	0,05	0,000636	0,012728	8,863
0,108	0,054	0,000626	0,011607	9,231
0,11	0,055	0,000624	0,011357	9,383
0,12	0,06	0,000614	0,010247	9,878
0,13	0,065	0,000606	0,009331	10,352
0,135	0,067	0,000602	0,009391	10,581
0,14	0,07	0,000599	0,008563	10,806
0,15	0,075	0,000593	0,007910	11,243
0,16	0,08	0,000587	0,007348	11,665
0,162	0,081	0,000586	0,007245	11,748
0,17	0,085	0,000583	0,006860	12,073
0,18	0,09	0,000578	0,006432	12,468
0,19	0,095	0,000575	0,006053	12,705
0,20	0,10	0,000571	0,005717	13,225
0,21	0,105	0,000568	0,005415	13,588
0,216	0,108	0,000566	0,005249	13,802
0,22	0,11	0,000565	0,005143	13,943
0,23	0,115	0,000563	0,004897	14,288
0,24	0,12	0,000560	0,004674	14,626
0,25	0,125	0,000558	0,004470	14,956
0,26	0,13	0,000556	0,004282	15,280
0,27	0,135	0,000554	0,004110	15,597
0,28	0,14	0,000553	0,003951	15,908
0,29	0,145	0,000551	0,003804	16,213
0,30	0,15	0,000550	0,003667	16,512
0,31	0,155	0,000548	0,003540	16,806
0,32	0,16	0,000547	0,003421	17,095
0,325	0,1625	0,000546	0,003365	17,238
0,33	0,165	0,000546	0,003310	17,380
0,34	0,17	0,000545	0,003206	17,660
0,35	0,175	0,000543	0,003108	17,936
0,36	0,18	0,000542	0,003016	18,207
0,37	0,185	0,000541	0,002929	18,475
0,38	0,19	0,000541	0,002847	18,739
0,39	0,195	0,000540	0,002770	18,999
0,40	0,20	0,000539	0,002696	19,256
0,41	0,205	0,000538	0,002627	19,510
0,42	0,21	0,000537	0,002561	19,760
0,43	0,215	0,000537	0,002498	20,007
0,44	0,22	0,000536	0,002438	20,251
0,45	0,225	0,000535	0,002381	20,493
0,46	0,23	0,000535	0,002326	20,731
0,47	0,235	0,000534	0,002274	20,967
0,48	0,24	0,000533	0,002224	21,200
0,49	0,245	0,000533	0,002177	21,431
0,50	0,25	0,000532	0,002131	21,659
0,55	0,275	0,000530	0,001929	22,767
0,60	0,30	0,000528	0,001761	23,823
0,65	0,325	0,000526	0,001621	24,835
0,70	0,35	0,000525	0,001501	25,807
0,75	0,375	0,000524	0,001398	26,745
0,80	0,40	0,000523	0,001307	27,650
0,85	0,425	0,000522	0,001228	28,527
0,90	0,45	0,000521	0,001158	29,378
0,95	0,475	0,000520	0,001096	30,205
1,00	0,50	0,000519	0,001039	31,010

Ce tableau ne doit pas être employé dans la pratique, puisqu'il s'applique aux tuyaux neufs, ou du moins il ne peut l'être qu'avec les restrictions suivantes :

1° Lorsqu'on cherche la pente correspondant à une vitesse déterminée, on doit doubler cette pente dans la pratique, ou, si la pente est donnée, il importe de la diviser par 2 et de ne compter que sur la vitesse correspondant au quotient de cette division. Cela revient à doubler la valeur du coefficient b_1 ; en effet, *la résistance d'un tuyau recouvert d'un dépôt est double de celle que présente un tuyau neuf en fonte de même diamètre*. Il va sans dire que, lorsque le dépôt est formé, la nature des parois perd à peu près son influence, de sorte que, quelle que soit la matière des tuyaux, on peut adopter pour la valeur de leur coefficient de résistance b_1 des nombres égaux au double de ceux qui sont inscrits au tableau précédent.

2° Indépendamment du retard provenant des aspérités de la paroi, il existe une autre cause qui affaiblit le volume de l'écoulement; c'est l'épaisseur de la couche déposée, qui réduit le diamètre de la section libre. Pour y remédier, *il importe, suivant la nature des eaux à distribuer, d'augmenter les diamètres trouvés d'une certaine quantité, d'autant plus nécessaire à ajouter que ces diamètres sont plus faibles*.

La formule $rj = b_1 u^2$ ne s'applique qu'à des vitesses supérieures à 0^m,10 par seconde, et le coefficient b_1 est variable avec le rayon r du tuyau, de sorte qu'on peut exprimer ce coefficient par la formule

$$b_1 = \alpha + \frac{\beta}{r}.$$

Pour le fer étiré et la fonte lisse, les deux coefficients du second membre ont les valeurs

$$\begin{cases} \alpha = 0,000\ 507 \\ \beta = 0,000\ 0065 \end{cases}$$

Ces valeurs doivent être doublées quand la surface métallique a été recouverte d'un dépôt après quelque temps d'usage.

Enfin, pour réunir tous les cas, même ceux des faibles vitesses, dans une formule unique, Darcy a donné l'expression générale :

$$rj = \left(\alpha + \frac{\alpha_1}{r^2} \right) u + \left(\beta + \frac{\beta_1}{r} \right) u^2$$

et dans le cas des parois métalliques neuves et lisses, les quatre coefficients prennent les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,000\ 064 \\ \alpha_1 = 0,000\ 000\ 007\ 52 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,000\ 1286 \\ \beta_1 = 0,000\ 0129 \end{array} \right.$$

Nous ne donnons ces nombres qu'à cause de l'intérêt théorique qu'ils peuvent offrir ; on n'aura guère l'occasion de s'en servir dans la pratique.

Formules autres que celles de Darcy. — Nous avons signalé la formule binôme de de Prony, les formules monômes de Barré de Saint-Venant et de Dupuit, et nous nous sommes attaché spécialement à la formule monôme de Darcy, parce qu'elle est basée sur des expériences plus nombreuses ; cette formule n'est, du reste, monôme qu'en apparence. — On a présenté, soit en France, soit à l'étranger, beaucoup d'autres formules. Nous citerons : la formule de M. Maurice Lévy pour les tuyaux en service :

$$u = 20,5\sqrt{r.j. (1 + 3\sqrt{r})};$$

cette formule, basée sur la théorie, donne en même temps de bons résultats pratiques) ;

Celle de *Weisbach*, applicable aux tuyaux neufs et lisses :

$$\frac{r.j.}{2u^2} = 0,0007336 + \frac{0,0004828}{\sqrt{u}};$$

Celle de M. *Flamant*, inspecteur général des Ponts et Chaussées, dans laquelle entre le diamètre d de la conduite :

$$d.j. = 0,00092\sqrt[4]{\frac{u^7}{d}}.$$

La formule de M. *Flamant* s'applique au cas de la pratique, c'est-à-dire aux tuyaux depuis longtemps en service. — Il a dressé des tables pour en faciliter l'usage.

A l'étranger on se sert de la formule de *Weisbach* et aussi de celle de *Kutter* et *Ganguillet*, analogue à celle des mêmes auteurs applicable aux canaux découverts. Voici cette formule :

$$r.j. = \left(0,0002 + 0,00056\frac{m}{\sqrt{r}} + 0,0004\frac{m^2}{r} \right) u^2;$$

Il faut y faire : $m = 0,15$ pour les conduites à parois lisses,
 $m = 0,20$ pour les conduites à parois légèrement incrustées,
 $m = 0,25$ pour des conduites à parois rugueuses comme celles d'une pierre de taille ou comme celles d'une conduite après quelques années d'usage.

Toutes ces formules conduisent à des résultats parfois très différents, comme le montre le tableau ci-après, où nous avons réuni, pour des tuyaux de diamètres croissants, les résultats donnés : 1° par la formule de Darcy, tuyaux neufs et tuyaux vieux; 2° par celle de Kutter et Ganguillet où nous avons fait successivement $m = 0,15$ et $m = 0,25$ et 3° par celle de Dupuit qui est équivalente à :

$$rj = 0,0008. u^2.$$

Les trois formules sont supposées mises sous la même forme :

$$rj = b_1, u^2,$$

dans laquelle r est le rayon ou demi-diamètre de la conduite, et j la perte de charge par mètre courant.

VALEURS DU		VALEURS DU COEFFICIENT b_1 D'APRÈS :				
diamètre	rayon	DARCY		KUTTER ET GANGUILLET		DUPUIT
		tuyaux lisses	tuyaux vieux	tuyaux lisses $m = 0,15$	tuyaux vieux $m = 0,25$	tuyaux en service
0 ^m 05	0 ^m 025	0,000 765	0,00 153	0,000 108	0,002 065	0,0008
0,10	0,05	0,000 636	0,00 127	0,000 653	0,001 325	0,0008
0,20	0,10	0,000 571	0,00 114	0,000 558	0,000 893	0,0008
0,30	0,15	0,000 550	0,00 110	0,000 478	0,000 640	0,0008
0,40	0,20	0,000 539	0,00 108	0,000 431	0,000 635	0,0008
0,60	0,30	0,000 528	0,00 106	0,000 384	0,000 537	0,0008
1,00	0,50	0,000 519	0,00 104	0,000 336	0,000 445	0,0008

Pour rendre la *comparaison entre les diverses formules* plus facile encore, cherchons pour une série de diamètres les charges j par mètre courant nécessaires pour déterminer dans chaque tuyau une vitesse moyenne de 1 mètre à la seconde; c'est une vitesse admise assez communément dans la pratique.

Quand on dégage j dans les diverses formules, on peut les écrire comme il suit :

1. Formule de de Prony, tuyaux en service :

$$j = \frac{4}{d} (0,0000\ 1733. u + 0,0003\ 4825 u^2).$$

2. Formule de Dupuit, tuyaux en service :

$$j = 0,0025. \frac{q^2}{d^5}.$$

3. Formule de Darcy, tuyaux neufs et lisses :

$$j = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 r^5}.$$

b_1 est donné par les tables et fonction de r ; on le double pour les tuyaux depuis longtemps en service.

4. Formule de Kutter et Ganguillet :

a. tuyaux neufs et lisses $m = 0,15$.

$$j = \left(0,000648 + \frac{0,000\ 389}{\sqrt{d}} + \frac{0,0000\ 584}{d} \right) \frac{q^2}{d^5}.$$

b. tuyaux en service depuis plusieurs années, $m = 0,25$.

$$j = \left(0,000648 + \frac{0,000\ 648}{\sqrt{d}} + \frac{0,000\ 1621}{d} \right) \frac{q^2}{d^5}$$

5. Formule de M. Flamant, tuyaux en service :

$$j = 0,00092 \sqrt[4]{\frac{u^7}{d^5}}.$$

Ces formules donnent les résultats numériques consignés au tableau suivant :

Charge par mètre courant nécessaire pour produire une vitesse moyenne de 1 mètre dans les tuyaux de divers diamètres

(D'APRÈS DIVERSES FORMULES)

DIAMÈTRES	de PRONY	DUPUIT	DARCY; TUYAUX		KUTTER et GANGUILLET		FLAMANT	DÉBIT correspondant à la vitesse d'un mètre
			NEUFS	VIEUX	l. NEUFS	l. VIEUX	l. EN SERVICE	
mètre 0,027	mètre 0,054	mètre 0,056	mètre 0,073	mètre 0,146	mètre 0,110	mètre 0,232	»	lit. 0,57
0,05	0,029	0,03	0,031	0,062	0,043	0,083	»	1,9
0,10	0,015	0,015	0,013	0,026	0,015	0,026	0,016	7,7
0,20	0,0075	0,0075	0,0057	0,0114	0,0055	0,0087	0,0063	30
0,30	0,005	0,005	0,0037	0,0074	0,0032	0,0048	0,0041	70
0,40	0,0037	0,0037	0,0027	0,0054	0,0022	0,0033	0,0028	125
0,60	0,0025	0,0025	0,0018	0,0036	0,0013	0,0018	0,0016	275
1,00	0,0015	0,0015	0,0010	0,0021	0,00067	0,00092	0,0009	783

Ce tableau présente, comme on le voit, des différences considérables, notamment pour les petits et pour les gros diamètres, c'est-à-dire pour ceux qui sortent des limites des expériences.

Il semble qu'en ce qui touche au moins les petits diamètres il serait facile d'exécuter quelques séries d'expériences et de trouver des nombres exacts. Mais il faut bien remarquer que la question offre rarement un intérêt capital : les tuyaux à petits diamètres sont toujours de faible longueur et il importe peu qu'ils consomment quelques centimètres de plus ou de moins ; un tuyau de plomb de 0^m,027 de diamètre donne un débit de 0 lit. 6 pour une vitesse moyenne d'écoulement de 1 mètre ; c'est un débit qu'on lui demande rarement, et, si le débit à fournir est moitié moindre, la perte de charge tombe au quart de sa valeur première, c'est-à-dire à 0^m,06 par mètre courant. — Un branchement de 10 mètres ne consomme donc que 0^m,60 de charge.

La concordance entre les formules de Darcy et celle de Kutter s'établit assez bien pour les diamètres moyens de 0^m,05 à 0^m,40 ; pour les diamètres supérieurs à 0^m,60 et même à 0^m,50, il est certain que la formule de Darcy impose des charges beaucoup trop élevées ; cela ne doit pas nous étonner, car il y a quelque chose d'absolument arbitraire à doubler pour les vieux tuyaux, quel que soit le diamètre, les coefficients de résistance applicables aux tuyaux neufs ; l'épaisseur du

dépôt est la même dans un petit que dans un gros tuyau et son influence sur le débit est par suite beaucoup plus considérable dans le premier cas que dans le second.

Du choix à faire entre les diverses formules. — En résumé, que doit-on faire dans la pratique? Quelle formule faut-il adopter?

Nous n'hésitons pas à conseiller l'usage de la formule de Darcy, tuyaux vieux, avec les correctifs suivants :

1° Lorsqu'on est forcé de ménager la pression sur les tuyaux de petit diamètre, ou d'adopter des tuyaux de ce genre d'une longueur notable, il faut forcer un peu le diamètre, substituer par exemple le diamètre 0,04 au diamètre 0^m,027 ;

2° Pour les diamètres supérieurs à 0^m,50, il faut éviter de doubler le coefficient de Darcy et se contenter de la valeur applicable aux tuyaux neufs.

Sous ces réserves, les formules et tables de Darcy donneront des résultats satisfaisants pour les cas ordinaires, car elles n'exposent pas à des mécomptes.

Nous avons converti ces formules en tables numériques d'un usage très commode, qui sont insérées à la fin de cet ouvrage. Les coefficients de résistance, relatifs aux tuyaux neufs, ont été doublés pour tous les diamètres de ces tables; on pourra donc à la rigueur, pour les diamètres supérieurs à 0^m,60, ne prendre que la moitié des charges indiquées par les tables; ce faisant, on restera encore au-dessus des résultats donnés par les formules de Kutter et de M. Flamant.

Cette conclusion est corroborée par une *expérience faite à Séville* et rapportée par M. l'Ingénieur A. Friend (*Proceeding of the Institution of civil Engineers*, 1895).

Cette expérience a été faite sur une conduite de 42 050 pieds (12 816^m) de long, de 21 pouces (0^m,5334) de diamètre, débitant à la seconde 7,098 pieds cubes (0^m°,198) ou 198 litres.

La conduite posée en 1884 était restée sans corrosion ni dépôt: la perte de charge a été mesurée par nivellement et par un manomètre Bourdon bien gradué; le débit a été calculé d'un côté à l'aide d'un réservoir, et de l'autre par le nombre des coups de piston de la machine.

En appelant l la longueur en pieds, h la perte de charge totale en pieds, d le diamètre en pieds et Q le débit en pieds cubes, la formule de Darcy avec le coefficient b_1 afférent aux tuyaux neufs, s'écrit :

$$h = \frac{lQ^2}{1850 d^5};$$

dans les conditions précédentes, cette formule indique une perte de charge totale de 69,03 pieds ou 21^m,05 ; or, la perte de charge observée a été de 63,57 pieds ou 19^m,39, inférieure au résultat du calcul.

Ainsi la formule de Darcy, avec le coefficient non doublé, est excellente pour de grands tuyaux bien entretenus.

Des abaques. — Les formules diverses ont été traduites en abaques. Le meilleur est celui qu'a dressé M. Bertrand, chef de bataillon du génie. — Nous ne méconnaissons pas les avantages des abaques, mais ils sont parfois un peu confus, parce qu'on les établit à trop petite échelle ; pour notre compte, nous leur préférons les tables numériques.

RELATION ENTRE LE RAYON r DE LA CONDUITE, LA CHARGE j PAR MÈTRE COURANT, LE DÉBIT q ET LA VITESSE MOYENNE u

Les problèmes relatifs au mouvement de l'eau dans les tuyaux portent sur quatre variables :

- Le rayon r de la conduite, exprimé en mètres.
- La charge j par mètre courant, exprimée en mètres.
- Le débit q à la seconde, exprimé en mètres cubes.
- La vitesse moyenne u , exprimée en mètres.

Nous avons entre ces quatre quantités une première relation :

$$(3) \quad r.j = b_1 u^2$$

et nous savons en outre que le débit est le produit de la section par la vitesse moyenne, ce qui nous donne une seconde relation :

$$(4) \quad \pi.r^2.u = q.$$

Ainsi, les quatre quantités variables sont liées par deux relations, de sorte que, deux de ces quantités étant données, on pourra déterminer les deux autres, ce qui donne lieu à autant de problèmes différents qu'il y a de combinaisons de quatre quantités deux à deux.

Nous savons que ce nombre de combinaisons est six. Donc, il y a six problèmes à résoudre, que l'on peut résumer au tableau synoptique ci-après :

	DONNÉES.	INCONNUES.
1 ^{er} Problème....	r, j	q, u
2 ^e —	r, q	j, u
3 ^e —	r, u	j, q
4 ^e —	j, q	r, u
5 ^e —	j, u	r, q
6 ^e —	q, u	r, j

Voici les énoncés de ces six problèmes :

1° Connaissant le rayon d'une conduite ainsi que la charge par mètre courant, déterminer la vitesse et la dépense;

2° Connaissant le rayon d'une conduite ainsi que le débit qu'elle doit fournir, calculer la vitesse et la charge par mètre courant;

3° Connaissant le rayon d'une conduite ainsi que la vitesse moyenne du liquide qui la parcourt, calculer le débit et la charge par mètre courant;

4° Connaissant la charge disponible par mètre courant et le débit qu'on veut obtenir, calculer le rayon que devra avoir cette conduite et la vitesse de l'eau qui devra la parcourir;

5° Connaissant la charge disponible et la vitesse moyenne, déterminer le rayon et le débit;

6° Connaissant le débit et la vitesse moyenne qu'on veut obtenir, déterminer le rayon et la charge par mètre courant.

PREMIER PROBLÈME. — *Connaissant le rayon d'une conduite ainsi que la charge par mètre courant, déterminer la vitesse et la dépense.*

Les tables de Darcy permettent de déterminer le coefficient b_1 , puisque l'on connaît le rayon de la conduite; il n'y a donc d'inconnue dans la formule (3) que la vitesse moyenne u qu'il est facile d'en déduire.

Connaissant la vitesse moyenne, le débit s'obtient immédiatement par l'équation (4).

Généralement, on n'a pas besoin de faire tous les calculs et on prend dans les tables les résultats cherchés. On trouvera ces tables avec des exemples à la fin du présent traité.

DEUXIÈME PROBLÈME. — *Connaissant le rayon d'une conduite et le débit qu'elle doit fournir, on demande quelles doivent être la vitesse et la charge par mètre courant.*

L'équation (3) renferme les deux inconnues j et u ; il faut en éliminer une, ce qu'on fait en tirant de l'équation (4) la valeur de u qu'on reporte dans l'équation (3). Il en résulte :

$$(3) \quad j = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 r^5}.$$

On connaît le coefficient b_1 puisqu'il dépend seulement du rayon r et qu'il est fourni par les tables ; donc, on peut calculer la charge j par mètre courant. L'usage des tables rendra ce calcul assez simple.

Quant à la vitesse moyenne u , elle est fournie par l'équation (4) dont elle est la seule inconnue.

Du reste la connaissance de la vitesse moyenne est généralement peu intéressante lorsqu'on a déjà le débit ; le débit est l'inconnue principale.

L'équation (5) nous apprend que, le rayon r restant constant, la charge augmente comme le carré du débit, *de sorte que pour obtenir un débit double il faut quadrupler la charge. C'est donc plutôt à une augmentation du diamètre de la conduite qu'à une augmentation de la charge qu'il faut demander un accroissement de débit.* Cela se conçoit si on remarque que la résistance au mouvement croît comme le carré de la vitesse, tandis que la force motrice due à la pesanteur varie proportionnellement à la charge.

TROISIÈME PROBLÈME. — *Connaissant le rayon d'une conduite et la vitesse d'écoulement, déterminer le débit et la charge par mètre courant.*

Les équations (3) et (4) renferment chacune une seule inconnue : la première la charge j et la seconde le débit q . Le problème est donc immédiatement résolu :

$$j = \frac{b_1 u^2}{r} \quad \text{ou} \quad \frac{b_1 q^2}{\pi^2 r^5}$$

et

$$q = \pi r^2 u.$$

Les tables donnent immédiatement la solution du problème qui, du reste, est sans intérêt pratique.

QUATRIÈME PROBLÈME. — *Connaissant la charge disponible et le débit à obtenir, on demande le rayon et la vitesse.*

Éliminant u entre les équations (3) et (4) on trouve :

$$(6) \quad r^5 = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 j}$$

et cette équation donnerait la valeur de r au moyen des logarithmes si l'on avait la valeur numérique de b_1 . Mais, d'après les formules de Darcy, b_1 dépend de r , de sorte qu'en remplaçant b_1 par sa valeur on aurait une équation complète du cinquième degré en r , difficile à résoudre.

Voici comment on peut opérer pour arriver rapidement au résultat :

la valeur moyenne de b_1 pour les tuyaux neufs est de 0,000625 ou (0,025)²; dans une première approximation, on donnera à b_1 cette valeur moyenne et on en déduira la valeur correspondante de r . Celle-ci connue, les tables de Darcy fourniront une valeur approchée de b_1 qui donnera à son tour une valeur plus approchée du rayon. Généralement, il sera inutile d'aller plus loin et l'approximation sera suffisante.

On arrive encore à la solution du problème au moyen de nos tables à double entrée, qu'on trouvera à la fin de l'ouvrage.

CINQUIÈME PROBLÈME. — *Connaissant la charge disponible et la vitesse moyenne, déterminer le rayon et le débit de la conduite.*

Les équations (3) et (4) ne renferment chacune qu'une inconnue dont elles donnent immédiatement la valeur. Cependant, comme b_1 dépend de r , il faut, pour déterminer le rayon, procéder par approximations successives, comme nous l'avons fait plus haut.

SIXIÈME PROBLÈME. — *Connaissant le débit et la vitesse moyenne qu'on veut obtenir, on demande la charge et le rayon de la conduite.*

Les équations (3) et (4) résolues par rapport à j conduisent à :

$$(7) \quad j^2 = \frac{\pi b_1^2 u^5}{q}$$

Quant au rayon r , il résulte de l'équation :

$$r^2 = \frac{q}{\pi u^5}$$

c'est lui qu'on déterminera tout d'abord. La connaissance du rayon entraîne celle du coefficient b_1 ; il ne reste plus à déterminer que la charge qui s'obtient par la formule (7).

Remarque. — Des six problèmes que nous venons de résoudre, il n'y en a que deux d'importants et qui se rencontrent dans la pratique; c'est le premier et le quatrième.

La solution numérique en est facile, grâce aux tables que nous donnons à la fin de ce traité.

En ce qui touche les quatre autres problèmes, ils ne se présentent pour ainsi dire jamais; on en calculera directement les résultats par les formules précédentes, ou bien on aura recours aux tables lorsque l'usage en sera possible.

Résolution du premier et du quatrième problèmes dans le cas d'une conduite cylindrique faisant communiquer deux réservoirs. — Soit deux réservoirs, dont les niveaux invariables sont à une hauteur h l'un de l'autre; on les réunit par une conduite ab , l'écoulement s'établit du réservoir le plus élevé vers le plus bas, et on se propose de déterminer :

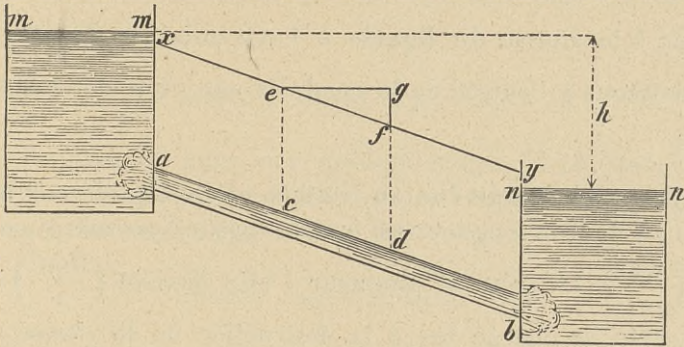


Fig. 42.

1° Le rayon de la conduite qui débitera un volume donné ;

2° Ou bien le volume que débitera une conduite de rayon donné.

Ces deux problèmes correspondent au premier et au quatrième des problèmes généraux que nous venons de passer en revue.

Nous admettons que les deux réservoirs débouchent librement dans l'atmosphère; si par hasard il n'en était pas ainsi, que la pression fût égale à p sur le réservoir m et à p' sur le réservoir n , il faudrait remplacer la différence h des niveaux piézométriques par

$$\left(h + \frac{p - p'}{\delta} \right),$$

expression dans laquelle δ représente la densité du liquide.

La différence des niveaux piézométriques en m et n est donc égale à h ; comme les réservoirs sont d'une section très grande comparée à celle de la conduite, il n'y a point de vitesse sensible dans les parties hautes de ces réservoirs, et l'eau part d'une vitesse nulle en m pour arriver à une vitesse nulle en n .

Tout le travail produit par la pesanteur est donc absorbé par les contractions, les frottements et les tourbillons.

Ce travail est représenté par la charge h ; il faut que toutes les pertes de charge cumulées de m en n donnent un total égal à h .

Ces pertes de charge comprennent :

1° La perte de charge due à la contraction de la veine, à l'entrée a

de la conduite : cette entrée se fait par un ajutage cylindrique dont nous avons donné la théorie ; nous avons vu que la charge au-dessus de l'orifice a était absorbée pour $\frac{2}{3}$ par la vitesse u d'écoulement à l'extrémité de l'ajutage et pour un tiers par la contraction de la veine à l'entrée de l'ajutage. Il en résulte que la perte de charge, produite par cette contraction, est la moitié de la hauteur $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$ due à la vitesse du liquide à l'extrémité de l'ajutage. Ainsi, nous constatons à l'entrée de la conduite une perte de charge égale à $\left(\frac{1}{2} \frac{u^2}{2g}\right)$;

2° La perte de charge due au frottement du liquide sur les parois du tuyau ab dont la longueur est l ; cette perte j par mètre courant est égale à $\left(\frac{b_1 u^2}{r}\right)$; et pour la longueur l elle devient $\left(\frac{l b_1 u^2}{r}\right)$;

3° La perte de charge due à la destruction de la vitesse u au-delà de l'extrémité b de la conduite. Cette vitesse s'évanouit en remous et tourbillons ; la perte de charge totale est donc représentée par $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$.

De la sorte, nous arrivons à l'équation :

$$h = \frac{3}{2} \frac{u^2}{2g} + \frac{l b_1 u^2}{r}$$

qui peut s'écrire :

$$\frac{r h}{l} = b_1 u^2 \left(1 + \frac{3}{2} \frac{r}{b_1 l \cdot 2g}\right)$$

1° Si c'est le débit qui est donné et qu'on veuille calculer le rayon r , on remplace u par $\left(\frac{q}{\pi r^2}\right)$ et on a l'équation :

$$(a) \quad r^3 = \frac{l}{h} \cdot b_1 \frac{q^2}{\pi^2} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{r}{2g \cdot b_1 l}\right)$$

Il faudrait d'abord déterminer b_1 , qui dépend de r ; on opère comme nous l'avons déjà fait, on remplace b_1 par sa valeur moyenne 0,000625 (tuyaux neufs), et, dans une première application, on néglige le second terme de la parenthèse du second membre, ce second terme est toujours très petit relativement à l'unité. On détermine ainsi une valeur approchée de r ; elle permet de trouver dans les tables la valeur approximative de b_1 ; on recommence alors les calculs avec cette nouvelle

valeur de b_1 et, en substituant à r dans la parenthèse du second membre sa valeur approchée, on arrive à trouver pour le rayon un nombre dont on peut se contenter. Il serait, du reste, facile de pousser l'approximation plus loin.

EXEMPLE NUMÉRIQUE. — *Deux réservoirs, présentant une différence de niveau de 10 mètres, sont réunis par une conduite d'un kilomètre de long. Quel devra être le rayon de cette conduite pour qu'elle débite $0^{\text{m}},5$ à la seconde?*

$$l = 1000, \quad h = 10, \quad q = 0,5.$$

Lorsque la conduite aura servi quelque temps, la résistance de ses parois doublera, à cause des dépôts qui les recouvriront, et le coefficient moyen b_1 deviendra égal à deux fois

$$0,000625, \quad \text{soit à } 0,00125.$$

Première approximation :

$$r^5 = 100.0,00125 \cdot \frac{0,5^2}{3,14^2}, \quad r = 0,32.$$

Deuxième approximation :

La table de Darcy donne pour $r = 0,32 \dots b_1 = 0,000526$ pour les tuyaux neufs, et, par suite, $0,00105$ pour les tuyaux depuis longtemps en service :

$$r^5 = 100.0,00105 \cdot \frac{0,5^2}{3,14^2} (1,023), \quad r = 0^{\text{m}},31$$

Il est inutile de pousser plus loin l'approximation.

2° Si l'on donne le diamètre de la conduite et qu'on demande le débit, il n'y aura qu'à résoudre l'équation (a) par rapport à q ; elle donne :

$$(b) \quad q^2 = \frac{\pi^2 h r^5}{l b_1} \cdot \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \frac{r}{2g \cdot b_1 \cdot l}}$$

EXEMPLE NUMÉRIQUE. — *Quel sera le débit d'une conduite de $0^{\text{m}},31$ de rayon, de 1 000 mètres de longueur, réunissant deux réservoirs dont les niveaux sont à 40 mètres de hauteur l'un par rapport à l'autre?*

$$r = 0^{\text{m}},31, \quad h = 40, \quad l = 1\,000.$$

D'après les tables de Darcy, $b_1 = 0,000528$ pour les tuyaux neufs, ce qui fait pour des tuyaux en service :

$$b_1 = 0,00105.$$

Portant ces données dans l'équation (b), il vient :

$$q^2 = 1,004 \quad \text{et} \quad q = 1.$$

Le débit est donc d'un mètre cube; en effet, nous avons quadruplé la charge dont nous disposions dans l'exemple précédent; par suite le débit, qui varie proportionnellement à la racine carrée de la charge, a dû doubler.

Procédé de calcul pour éviter les tâtonnements; terme correctif à considérer pour les conduites de petite longueur. — La différence de niveau constante étant h , la perte de charge due à la contraction à l'entrée dans la conduite et à la destruction de la vitesse dans le réservoir est au total

$$\frac{3}{2} \cdot \frac{u^2}{2g},$$

la charge qui reste disponible est donc :

$$h - \frac{3}{2} \cdot \frac{u^2}{2g};$$

et pour avoir la charge par mètre courant il faut diviser cette quantité par l ; l'équation fondamentale de l'écoulement dans les tuyaux s'écrit alors :

$$(1) \quad r. \frac{h - \frac{3}{2} \frac{u^2}{2g}}{l} = b_1 u^2.$$

Pour déterminer u , on néglige d'ordinaire le terme correctif en $\frac{u^2}{2g}$ qui est toujours assez petit par rapport à h dans la pratique, puisque pour une vitesse de 1 mètre la quantité $\frac{u^2}{2g}$ n'est guère égale qu'à 0^m,05. Mais, si l'on voulait en tenir compte, il faudrait procéder par substitutions successives, on arriverait très vite au résultat exact.

M. Collignon a montré qu'on pouvait se passer de ces tâtonnements,

en cherchant la longueur l' d'un tuyau fictif de même rayon satisfaisant à l'équation :

$$(2) \quad r \frac{h}{l'} = b_1 u^2;$$

égalant les deux premiers membres des équations (1) et (2) on trouve

$$(3) \quad \frac{l' - l}{l'} \cdot h = \frac{3}{2} \frac{u^2}{2g}$$

et, en divisant (3) par (2), on a :

$$\frac{l' - l}{r} = \frac{3}{4gb_1} \quad \text{ou} \quad l' = l + \frac{3r}{4gb_1}.$$

Cette dernière formule permet de calculer immédiatement la longueur de la conduite fictive et le terme correctif est indépendant de la longueur l de la conduite donnée, il ne dépend que du rayon ; pour des tuyaux depuis longtemps en service, de 0^m,20 de diamètre, le coefficient b_1 est d'environ 0,0011 et la valeur du terme correctif est de 6^m,80. Cette valeur ne serait pas négligeable pour des conduites de petite longueur ; elle est, du reste, à peu près proportionnelle au rayon, car la valeur de b_1 décroît lentement quand le rayon augmente.

Construction de la ligne de charge. — Si nous nous reportons à la figure 42, il est facile de suivre la ligne de charge depuis le réservoir m jusqu'au réservoir n , c'est-à-dire de reconnaître quelle est en chaque point la hauteur de la colonne piézométrique.

Nous faisons abstraction de la pression atmosphérique qui s'exerce également des deux côtés ; au moment où le liquide pénètre dans la conduite en a , la charge est marquée par la profondeur de l'orifice a au-dessous du niveau m du réservoir, le niveau piézométrique est en m .

Par suite de la contraction de la veine liquide, il y a une perte de charge égale à $\left(\frac{1}{2} \frac{u^2}{2g}\right)$; si nous prenons une hauteur mx égale à cette quantité, la ligne de charge tombera rapidement de m en x .

De même, à l'extrémité de la conduite, il reste la charge qui correspond à la vitesse u ; cette charge, représentée par la hauteur $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$, disparaît en tourbillons ; si nous prenons la hauteur ny égale à $\frac{u^2}{2g}$ et que nous tracions la droite xy , cette droite représentera la ligne de charge sur tout le parcours de la conduite, entre les deux réservoirs.

La pression en un point c de la conduite est donc représentée par la colonne d'eau ce ; la pression au point d est représentée par la colonne df . La verticale fg représente la chute de c en d , c'est-à-dire la charge absorbée pour entretenir le mouvement uniforme du liquide sur la portion cd du tuyau.

Si l'on adapte aux points c et d de la conduite deux tuyaux flexibles assez longs pour qu'on en puisse accoler les parties supérieures sur une planche verticale, l'eau s'élèvera dans ces tuyaux flexibles aux niveaux représentés par les points c et f ; on verra immédiatement la différence de ces deux niveaux, et, si la planche verticale porte une graduation, on connaîtra immédiatement la hauteur fg , c'est-à-dire la perte de charge correspondant à la longueur cd de la conduite.

L'appareil que nous venons de décrire porte le nom de *piézomètre différentiel*; nous verrons tout à l'heure l'usage qu'en a fait Darcy dans ses expériences sur l'écoulement de l'eau dans les conduites.

Généralement, on ne tient pas compte des pertes de charge produites par la contraction du liquide à l'entrée de la conduite et par la destruction de la vitesse à la sortie, pertes de charges que nous avons représentées par les verticales mx et ny ; en effet, elles sont insensibles par rapport aux pertes de charge dues aux frottements dès que la longueur de la conduite est notable.

Cherchons-en la valeur pour le premier exemple numérique donné plus haut :

La vitesse u est le quotient du débit $q = 0,5$ par la section $\pi \cdot 0,31^2 = 0,302$; elle est donc égale à $\left(\frac{5}{3}\right)$ et sa hauteur représentative est de $0^m,14$.

Ainsi, la hauteur mx serait égale à $0^m,07$ et la hauteur ny à $0^m,14$. Dans nombre de cas de la pratique, ces hauteurs sont encore moindres.

Elles sont donc négligeables en présence de la perte de charge totale, et on peut supposer celle-ci répartie uniformément sur toute la longueur de la conduite, ce qui revient à remplacer la ligne de charge réelle $mxyn$ par la droite mn .

DESCRIPTION DES EXPÉRIENCES DE DARCY

Les raisonnements et les calculs du paragraphe précédent vont nous permettre de comprendre facilement la disposition adoptée par Darcy pour ses expériences.

Elles ont été exécutées dans les dépendances des réservoirs de Chaillot, alimentés par de l'eau de Seine.

Grâce à ces réservoirs élevés on disposait à la fois de grands volumes d'eau et de fortes charges ; les appareils d'expérimentation proprement dits (*fig. 43*) se trouvaient dans les parties basses, près des berges de la Seine.

L'eau des réservoirs arrivait dans un cylindre couché *a* par une conduite de gros diamètre, dont on faisait varier à la fois la charge et le débit au moyen d'un robinet étranglant plus ou moins le passage.

Le cylindre *a* jouait le rôle de réservoir d'alimentation pour la conduite à expérimenter, il était rempli d'un liquide animé d'une faible vitesse et possédant une charge plus ou moins forte, suivant la hauteur du réservoir supérieur avec lequel il communiquait et suivant l'étranglement produit par le robinet.

Le cylindre *a* était destiné à amortir la vitesse de l'eau avant son entrée dans les conduites ; à l'intérieur était placé un diaphragme

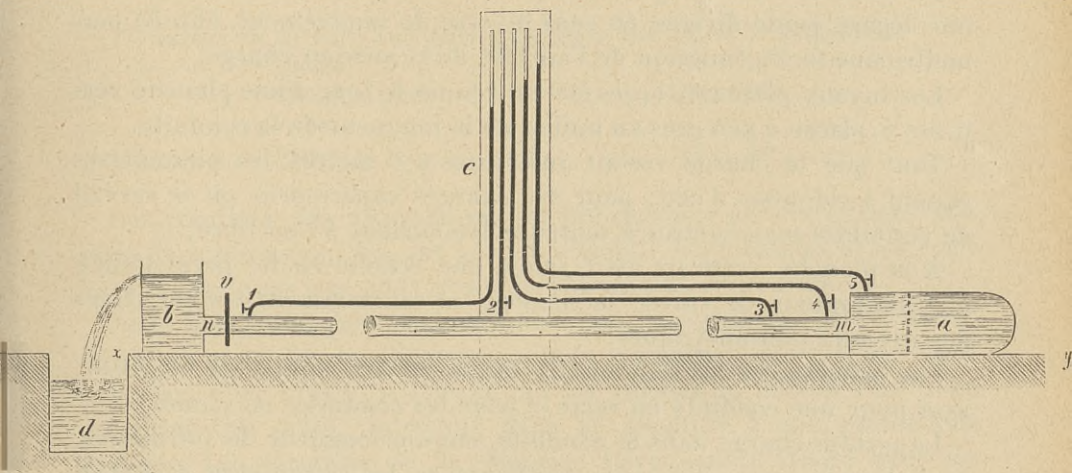


Fig. 43.

formé d'une plaque de tôle percée de trous ; à l'avant, il se terminait par une plaque verticale en fonte, dans laquelle on pratiquait des orifices circulaires destinés à recevoir l'origine des conduites à expérimenter. A sa partie la plus haute, le cylindre portait un robinet pour l'évacuation de l'air.

Il portait en outre un robinet 5, sur lequel se vissait un tube flexible ou piézomètre ; le niveau auquel l'eau s'élevait dans ce tube mesurait la pression.

Un peu après l'origine *m* de la conduite, on trouvait un second

robinet à piézomètre 4; la différence des piézomètres 5 et 4 donnait la perte de charge due à la contraction de la veine à son entrée dans la conduite.

A environ 5 mètres plus loin, on trouvait le piézomètre 3, servant à mesurer la charge au point où le mouvement commençait réellement à devenir uniforme. A 50 mètres plus loin, se trouvaient le robinet et le piézomètre n° 2.

Enfin à 50 mètres au delà se trouvaient le robinet et le piézomètre n° 1. La différence de niveau entre les piézomètres 3 et 1 donnait la perte de charge produite par les frottements dans la conduite sur une longueur de 100 mètres.

Au-delà du piézomètre 1, la conduite se prolongeait pendant quelques mètres et portait un robinet vanne *v*; elle débouchait dans une cuve *b*, d'où l'eau s'épanchait par une échancrure ou déversoir dans des bassins de jauge *d*; le niveau de l'eau dans la cuve *b* était donné par un tube indicateur en verre accolé à cette cuve.

Les conduites étaient posées sur des dés en pierre bien solides, avec une légère pente dirigée en sens inverse du mouvement, afin de permettre une facile émission de l'air lors de la mise en charge.

Les tuyaux piézométriques étaient réunis le long d'une planche verticale *c*, placée à peu près au milieu de la longueur de la conduite.

Tant que la charge restait inférieure à 6 mètres, les piézomètres étaient à colonnes d'eau; pour des charges supérieures, on se servait de véritables manomètres à mercure débouchant à l'air libre.

A la planche verticale était jointe une échelle en fer permettant à un observateur de suivre facilement et constamment les variations des niveaux piézométriques.

Les expériences ont toujours été faites sur 100 mètres de longueur, sauf pour une conduite en verre et pour les conduites en plomb.

La perte de charge dans la conduite, sur une longueur de 100 mètres, était donnée par la différence des hauteurs des piézomètres 1 et 3. A première vue, dit Darcy, le piézomètre 2 du milieu ne semblerait pas nécessaire, mais il a rendu de grands services pendant les expériences en accusant des perturbations qui auraient vicié les expériences et dont on ne se serait pas aperçu si on n'avait pas eu ce piézomètre supplémentaire. En effet, pour être certain que tout fonctionnait convenablement, il fallait que les différences entre le premier et le deuxième, ainsi qu'entre le deuxième et le troisième manomètres fussent à peu près égales. Je dis à peu près, parce que quelque variation dans le diamètre moyen de la conduite, en amont ou en aval, pouvait occasionner une légère différence, mais dans ce cas la différence devait toujours se produire dans le même sens pour toutes les charges. Lorsque ces condi-

tions n'étaient pas remplies, on était obligé ou de réparer les fuites, ou de faire différentes manœuvres pour purger d'air la conduite.

Pour les conduites en plomb, les manomètres furent placés à 25 mètres l'un de l'autre ; on opérait donc sur une longueur de 50 mètres seulement ; la seule conduite en verre mise en expérience avait 44 mètres de long.

Les joints des conduites avaient été faits avec le plus grand soin, de manière à ne présenter aucune saillie à l'intérieur : toute fuite et tout suintement étaient immédiatement réparés avant l'expérience.

Il était très difficile, au commencement d'une série d'expériences, d'arriver à chasser l'air des tubes des piézomètres : on était forcé de laisser couler l'eau pendant longtemps à pleine charge et on reconnaissait que toute irrégularité avait disparu lorsque les différences étaient égales entre les piézomètres 1 et 2, 2 et 3.

Le diamètre moyen de la conduite mise en expérience se déduisait du volume d'eau qu'il fallait pour la remplir sur sa longueur entière.

Les expériences ont porté sur 22 tuyaux différents, savoir :

3 tuyaux en fer étiré d'un diamètre compris entre 12 et 39 millimètres.				
3	—	plomb	—	14 et 41 —
4	—	tôle et bitume	—	26 et 285 —
1	—	verre	—	49 —
11	—	fonte	—	79 et 500 —

Les résultats des expériences ont été résumés par Darcy dans une série de tableaux qui lui ont permis d'établir les formules et les coefficients pratiques que nous avons précédemment reproduits.

Nous mentionnerons pour mémoire ses expériences, très intéressantes au point de vue théorique, sur la répartition des vitesses dans la section d'un tuyau : il déterminait les vitesses au moyen d'un tube de Pitot très délié, introduit dans la conduite à une profondeur variable. Les formules de M. Maurice Lévy sont d'accord avec les résultats expérimentaux de Darcy.

A la fin de son mémoire intitulé : *Recherches expérimentales sur le mouvement de l'eau dans les tuyaux*, Darcy a placé des tables pratiques destinées à faciliter la solution des problèmes de distribution ; nous reprocherons à ces tables de s'appliquer uniquement à des tuyaux neufs ; comme on ne doit en pratique compter que sur le rendement des tuyaux ayant un certain temps de service, il faut corriger les résultats des tables ainsi que nous l'avons dit.

Nous avons remanié ces tables de manière à les rendre uniquement applicables aux tuyaux recouverts de dépôts et, par là, nous les avons mises sous une forme réellement pratique.

TUYAUX A DIAMÈTRE OU A DÉBIT VARIABLE

Lorsqu'il s'agit de tuyaux à diamètre ou à débit variable, le mouvement uniforme n'existe plus, et les circonstances du mouvement bien que constantes dans une section donnée, varient d'une section à l'autre.

Cherchons à établir dans ce cas l'équation fondamentale du mouvement.

Équation fondamentale du mouvement varié. — Pour préciser la position des sections du tuyau, désignons par s la distance où elles se trouvent de l'origine, distance comptée sur l'axe du tuyau; deux sections voisines sont situées à la distance ds l'une de l'autre et la différence de leurs charges est mesurée par la différence dy de leurs niveaux piézométriques.

dy mesure donc la perte de charge lorsque le liquide passe de la première à la seconde section.

Cette perte de charge est la somme de la perte de charge due à la variation des vitesses et de la perte de charge absorbée par les frottements.

1° Pour avoir la perte de charge due à la variation des vitesses, il faudrait considérer les vitesses propres de chaque filet et prendre les différences des hauteurs dues à ces vitesses. En l'état actuel de la science, il est impossible d'opérer ainsi parce qu'on ne connaît pas d'une manière suffisamment exacte la loi de la répartition des vitesses dans une section. Pour simplifier, on admet que tous les filets liquides ont la même vitesse u égale à la vitesse moyenne, c'est-à-dire au quotient du débit par la section. La différence des charges dues aux vitesses $(u + du)$ et u est égale à

$$\frac{(u + du)^2 - u^2}{2g}, \text{ c'est-à-dire à } \frac{udu}{g};$$

c'est la valeur de la perte de charge produite par la variation des vitesses.

2° Quant à la perte de charge due aux frottements, nous l'avons évaluée en bloc dans le cas du mouvement uniforme par l'équation :

$$j.r = b_1 u^2;$$

j est la perte de charge par mètre courant ; les deux sections voisines considérées se trouvant à la distance ds , il en résulte une perte de charge $j \cdot ds$.

Nous faisons, il est vrai, une hypothèse non justifiée en admettant que la valeur des frottements est la même dans le mouvement varié que dans le mouvement uniforme ; il est probable qu'il n'en est pas ainsi. Cependant, si les variations de diamètre et de débit ne sont pas trop brusques, l'hypothèse semble naturelle, et comme on n'a rien de mieux pour la remplacer, on la conserve.

Égalant d'une part la chute des niveaux piézométriques, et d'autre part la somme des pertes de charge, nous trouvons pour l'équation fondamentale du mouvement varié dans les tuyaux la formule :

$$(1) \quad dy = \frac{u \cdot du}{g} + \frac{b_1 u^2}{r} \cdot ds$$

qu'il faut toujours combiner avec l'équation du débit :

$$(2) \quad q = \pi \cdot r^2 \cdot u$$

1° CONDUITES SIMPLES A DIAMÈTRE VARIABLE ET A DÉBIT CONSTANT

Considérons une conduite de longueur l , à rayon r variable et à débit q constant. Soit y la perte de charge, lorsqu'on passe de la section initiale où la vitesse est u_0 à la section finale où la vitesse est u .

Intégrons l'équation (1) entre ($s = 0$) et ($s = l$), il vient :

$$(3) \quad y = \frac{u^2 - u_0^2}{2g} + \int_0^l \frac{b_1 u^2}{r} \cdot ds.$$

Le premier terme du second membre est toujours très faible par rapport au second terme et on n'en tient pas compte.

D'autre part, nous savons que le coefficient b_1 varie avec le rayon r , mais que cependant ses variations sont peu considérables pour les tuyaux d'un diamètre supérieur à 0^m,07 ; il est donc permis, dans une formule approximative comme celle qui nous occupe, de substituer au coefficient b_1 sa valeur moyenne.

Cette valeur moyenne est 0,000625 pour les tuyaux neufs et 0,00125 pour les tuyaux ayant quelque service.

Ce dernier nombre est égal à la fraction $\frac{1}{800}$.

Ainsi l'équation (4) prend la forme plus simple

$$y = \frac{1}{800} \int_0^l \left(\frac{u^2}{r} \cdot ds \right);$$

remplaçant u par sa valeur $\left(\frac{q}{\pi r^2} \right)$, elle devient :

$$(4) \quad y = \frac{q^2}{800\pi^2} \int_0^l \frac{ds}{r^5}.$$

Cette équation (4) nous donne tout d'abord une conséquence importante : la quantité $\left(\frac{ds}{r^5} \right)$ à intégrer dépend uniquement des dimensions du tuyau, elle n'est liée ni au débit q ni à la charge (y); donc, pour une charge donnée y , le débit restera constant, quel que soit le tuyau, pourvu que l'intégrale de $\left(\frac{ds}{r^5} \right)$ reste elle-même constante.

Tuyaux équivalents. — Deux tuyaux sont équivalents lorsqu'ils donnent le même débit sous la même charge.

D'après la remarque précédente, cela arrivera lorsque l'intégrale de $\left(\frac{ds}{r^5} \right)$ sera constante. Or, dans le cas d'un diamètre uniforme, cette intégrale devient $\left(\frac{l}{r^5} \right)$; donc, le tuyau cylindrique équivalent d'un tuyau à diamètre variable s'obtient par l'équation

$$\frac{l'}{r'^5} = \int_0^l \frac{ds}{r^5}$$

qui déterminera l' ou r' suivant qu'on se donnera l'une ou l'autre de ces deux variables.

Si un tuyau a un rayon qui varie par saccades et non d'une manière continue et qu'il se compose de longueurs successives

$$l_0 \ l_1 \ l_2 \ l_3 \ \dots$$

ayant pour rayons

$$r_0 \ r_1 \ r_2 \ r_3 \ \dots$$

le tuyau cylindrique équivalent résultera de l'équation :

$$\frac{l}{r^5} = \frac{l_0}{r_0^5} + \frac{l_1}{r_1^5} + \frac{l_2}{r_2^5} \dots = \Sigma \left(\frac{l}{r^5} \right)$$

L'équation (4) résolue par rapport au débit prend la forme

$$(5) \quad q^2 = \frac{800 \cdot \pi^2 \cdot y}{\int \left(\frac{ds}{r^5} \right)}$$

Conduite à rayon variable remplacée par une conduite équivalente de même longueur à rayon constant. — Soit une conduite dont la longueur L se subdivise en longueurs élémentaires l, l', l''... ayant pour rayons respectifs r, r', r''... on demande le rayon R de la conduite équivalente de même longueur L.

Ce rayon résultera de l'équation :

$$\frac{L}{R^5} = \frac{l}{r^5} + \frac{l'}{r'^5} + \frac{l''}{r''^5} \dots$$

Il est facile de la calculer grâce aux tables qu'on trouvera à la fin de cet ouvrage.

Ainsi la conduite équivalente aura même longueur que la conduite complexe, même charge et même débit. Une seule chose variera, qui du reste est peu importante, c'est la forme de la ligne de charge entre l'origine et l'extrémité de la conduite.

Remarque : De l'équation précédente résulte encore ceci :

Une conduite, formée de plusieurs tuyaux de rayons différents, porte à l'extrémité le même débit, quel que soit l'ordre dans lequel ces tuyaux se succèdent.

Il ne faut pas oublier que toutes ces conclusions s'appliquent aux cas où les pertes de charge produites par les changements de diamètres sont négligeables en présence des pertes de charge engendrées par les frottements, c'est ce qui arrive toutes les fois que les tuyaux différents ont, par rapport à leur diamètre, une longueur considérable, et c'est le cas ordinaire de la pratique.

Conduite à rayon variable remplacée par une conduite équivalente de rayon déterminé. — Étant donnée une conduite composée de tronçons l, l', l''... ayant pour rayons r, r', r''..., trouver une conduite équivalente ayant pour rayon R.

La longueur de cette conduite s'obtiendra par l'équation :

$$\frac{L}{R^5} = \frac{l}{r^5} + \frac{l'}{r'^5} + \frac{l''}{r''^5} + \dots$$

Veut-on que le rayon R soit égal à l'un des rayons r de la conduite primitive? On trouvera pour la longueur

$$L = l + l' \frac{r^5}{r'^5} + l'' \frac{r^5}{r''^5} + \dots$$

Ainsi la longueur L est toujours supérieure à l .

Soit une conduite de longueur L et de rayon R, on lui trouve un débit insuffisant et, pour l'augmenter, on double le rayon sur la moitié de la longueur par exemple; voyons quelle augmentation de débit en résultera :

L'intégrale de $\left(\frac{ds}{r^5}\right)$ est dans le premier cas égale à $\left(\frac{L}{R^5}\right)$ et devient dans le second cas :

$$\frac{1}{2} \frac{L}{R^5} + \frac{1}{2} \frac{L}{(2R)^5} \quad \text{ou} \quad \frac{33}{64} \frac{L}{R^5}$$

D'après l'équation (5) le débit augmente donc dans le rapport de 1 à $\sqrt{\frac{33}{64}}$ ou dans le rapport de $\sqrt{64}$ à $\sqrt{33}$, soit 1,4; le débit n'aura donc augmenté que des quatre dixièmes de sa valeur primitive, et cependant on aura effectué une dépense considérable.

Au contraire, doublons le diamètre sur toute la longueur, le débit augmentera dans le rapport de $\sqrt{32}$ à 1, c'est-à-dire qu'il deviendra 5,66 fois plus grand. — On tirera donc d'une dépense double un profit 14 fois plus grand.

— « On voit par là, dit Dupuit, que, quand une conduite se trouve étranglée par un petit diamètre sur une grande étendue, le produit de l'extrémité est pour ainsi dire déterminé par cette portion de conduite. On peut donc, dans les calculs de débit, négliger toutes les portions de conduite ayant un diamètre relativement considérable et ne tenir compte que des portions de petit diamètre.

Avantage qu'il y a à réunir plusieurs conduites en une seule. — Supposez deux réservoirs communiquant par plusieurs conduites de rayons $r, r', r'' \dots$ que l'on veut remplacer par une seule conduite de rayon R. Nous admettons que toutes ces conduites ont à peu près la même longueur l .

D'après l'équation (5) le débit de chaque conduite est proportionnel à $\sqrt{\frac{r^5}{l}}$, et le débit de la conduite unique sera égal à la somme des débits des conduites primitives si :

$$\sqrt{\frac{R^5}{l}} = \sqrt{\frac{r^5}{l}} + \sqrt{\frac{r'^5}{l}} + \dots$$

ou, ce qui revient au même, si :

$$\sqrt{R^5} = \sqrt{r^5} + \sqrt{r'^5} + \dots$$

Il est donc facile de remplacer l'ensemble des conduites primitives par une seule conduite équivalente, et le rayon R se déterminera sans peine à l'aide de la table qui donne les cinquièmes puissances des rayons.

Cette table montre immédiatement qu'une conduite de 0^m,25 de diamètre peut remplacer dix conduites de 0^m,10 et deux conduites de 0^m,19.

Ainsi, il y a un avantage énorme à ne point fractionner un débit entre plusieurs conduites, à moins d'y être forcé.

Influence du nombre des conduites sur le prix de leur établissement. — Nous empruntons ce paragraphe à Dupuit, qui s'exprime ainsi :

Pour conduire une certaine quantité d'eau à un point donné, le parti le plus économique est toujours de le faire au moyen d'un seul tuyau. En effet, c'est un résultat d'expérience que le prix du mètre courant de tuyau mis en place est à peu près proportionnel au diamètre.

La dépense à faire pour une conduite unique de rayon r sera donc (A, l, r) ; à Paris $A = 200$ francs environ; pour deux conduites de rayon r' , donnant même débit que la première, la dépense sera $(2A, l, r')$ et l'on aura la relation :

$$\sqrt{r^5} = 2 \sqrt{r'^5} \quad \text{d'où} \quad r' = \sqrt[5]{\frac{r}{4}}$$

L'expression de la dépense devient :

$$Alr \sqrt[5]{\frac{2}{4}} = Alr \sqrt[5]{8}$$

pour trois conduites on aurait de même une dépense de :

$$A.l.r.\sqrt[5]{27}$$

et pour un nombre n de conduites :

$$A.l.r.\frac{3}{5}\sqrt[5]{n^3}$$

La dépense pour une conduite étant représentée par.....	100
Elle sera, pour deux conduites débitant le même volume.....	152
— trois —	193
— quatre —	230

La valeur de A admise par Dupuit est aujourd'hui trop forte ; elle est maintenant voisine de 150 et plutôt inférieure.

La recherche des conduites équivalentes suppose l'égalité des charges. — Il ne faut pas oublier que la recherche des conduites équivalentes a son point de départ dans l'équation (4) ou dans l'équation (5), et qu'elle suppose que la quantité y reste constante. Cette quantité y est la charge ou la différence des niveaux piézométriques entre l'origine et l'extrémité de la conduite.

Il faut donc, pour que l'on puisse appliquer à divers systèmes de conduites les calculs de l'équivalence, que pour ces divers systèmes les charges entre le point de départ et le point d'arrivée soient exactement les mêmes.

2° CONDUITES SIMPLES A DIAMÈTRE CONSTANT ET A DÉBIT VARIABLE

Dans une distribution d'eau, il existe en général une ou plusieurs conduites principales, qui donnent l'eau, à droite et à gauche, aux conduites secondaires de toutes natures.

Chaque conduite principale, sur la longueur où elle conserve un diamètre constant, peut être considérée comme une conduite simple, à débit variable, et nous allons chercher ce que deviennent dans ce cas les formules fondamentales.

Conduite simple à diamètre constant avec service de route uniforme. — Il y a deux débits à considérer dans une conduite : le service de route et le service d'extrémité. Le service de route consiste en l'alimentation de tous les branchements secondaires que la conduite rencontre ; le service d'extrémité n'est important que

si la conduite débouche dans un réservoir, sinon il rentre dans le service de route.

Considérons donc une conduite simple à diamètre constant avec service de route uniforme, c'est-à-dire que la conduite abandonne, par mètre courant, un volume constant q de liquide. Si Q est son débit total à l'origine, ce débit est égal à $q \cdot l$; la vitesse v , sans cesse, s'affaiblissant de l'origine jusqu'à l'extrémité où elle s'annule; à ce moment le débit total Q a été absorbé par le service de route, et, si l'on remonte de l'extrémité à l'origine, le débit augmente proportionnellement au chemin parcouru, il est de la forme $q \cdot s$ et la longueur s varie de zéro à l .

La formule fondamentale du mouvement varié est :

$$(1) \quad dy = \frac{u \cdot du}{g} + \frac{b_1 u^2}{r} \cdot ds.$$

Les longueurs s étant comptées à partir de l'orifice extrême de la conduite, l'équation précédente doit être intégrée entre l et zéro.

En une section située à la distance s de l'orifice, la vitesse u est égale à $\left(\frac{qs}{\pi r^2}\right)$; remplaçant u par cette valeur et négligeant le premier terme du second membre de l'équation (1), terme dont l'intégrale représente la hauteur due à la vitesse à l'origine de la conduite et qui est généralement très petit par rapport aux pertes de charge dues aux frottements, l'équation (1) devient :

$$(2) \quad dy = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 r^5} \int_l^0 s^2 \cdot ds$$

Et la perte de charge totale y , abstraction faite de son signe, est donnée par :

$$y = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 r^5} \cdot \frac{l^3}{3}.$$

Remplaçant enfin q par $\left(\frac{Q}{l}\right)$, il vient :

$$(4) \quad y = \frac{b_1 Q^2}{\pi^2 r^5} \cdot \frac{l}{3}.$$

Si l'on voulait obtenir la charge en une section située à une distance x de l'orifice, il faudrait intégrer l'équation (2) entre x et 0 et elle deviendrait :

$$(5) \quad y = \frac{b_1 Q^2}{\pi^2 r^5 \cdot l^2} \cdot \frac{x^3}{3}$$

C'est là l'équation de la ligne de charge sur toute l'amplitude de la conduite; elle est facile à construire et l'on voit que c'est une parabole du troisième degré.

« La forme de cette courbe, dit Dupuit, tient à ce que, près du réservoir, la vitesse de l'eau est très grande et presque nulle vers l'extrémité de la conduite. On a dû remarquer une certaine analogie entre les lignes de charge et les polygones funiculaires chargés de poids, entre la parabole de charge, dans le cas de la distribution uniforme, et la parabole des chaînes des ponts suspendus. Dans ce dernier cas, on a une parabole du second degré parce que la tension est proportionnelle à la première puissance du poids, tandis que, pour les tuyaux, les pertes de charge étant proportionnelles à la deuxième puissance du débit, le degré de la parabole se trouve augmenté d'une unité. Cette analogie de deux théories, qui au premier aspect n'ont rien de commun, se continue beaucoup plus loin. »

Comparaison entre un service de route uniforme et un service égal à l'extrémité. — L'équation (5) de la page 138 nous donne la perte de charge, qui se produit dans une conduite à diamètre et à débit uniformes, c'est-à-dire dans une conduite qui débite le volume entier Q à son extrémité. Nous avons alors :

$$j = \frac{b_1 Q^2}{\pi^2 r^5}$$

et pour la longueur l :

$$jl \text{ ou } y = \frac{b_1 Q^2}{\pi^2 r^5} \cdot l.$$

Dans le cas que nous venons d'étudier, diamètre constant, service de route uniforme et service d'extrémité nul, la perte de charge résulte de l'équation :

$$y = \frac{b_1 Q^2 l}{\pi^2 r^5} \cdot \frac{1}{3}.$$

Ainsi, une conduite qui débite uniformément sur toute sa longueur un volume total Q consomme trois fois moins de charge que si elle débite ce même volume à son extrémité.

On peut dire encore : A charge égale, le débit total dans le cas du service uniforme est égal au débit total dans le cas du service d'extrémité multiplié par $\sqrt{3}$ ou par 1,732;

A charge égale et à débit égal, le rayon de la conduite dans le cas

du service d'extrémité sera égal au rayon de la conduite, dans le cas du service uniforme de route, multiplié par $\sqrt[3]{3}$ ou environ par $\frac{5}{4}$.

Conduite simple à diamètre constant avec service mixte.

— Généralement, le service uniforme de route coexiste avec un service d'extrémité.

Si l'on désigne par $\left(\frac{Q_1}{l}\right)$ le service uniforme par mètre courant et par P le service d'extrémité, le débit en une section située à la distance s de l'extrémité sera égal à :

$$P + \frac{Q_1}{l} \cdot s.$$

Introduisons ce débit dans l'équation différentielle (1), en négligeant toujours le premier terme du second membre de cette équation, terme dont l'intégrale n'a qu'une valeur insignifiante, nous trouvons :

$$dy = \frac{b_1}{\pi^2 r^3} \int_l^{s_0} \left(P + \frac{Q_1 s}{l} \right)^2 \cdot ds$$

et l'intégration nous donne :

$$(6) \quad y = \frac{b_1}{\pi^2 r^3} \left(P^2 l + \frac{P \cdot Q_1}{l} l^2 + \frac{Q_1^2}{l^2} \frac{l^3}{3} \right) = \frac{b_1 l}{\pi^2 r^3} \left(P^2 + P Q_1 + \frac{1}{3} Q_1^2 \right)$$

Et même, en intégrant entre x et o , au lieu d'intégrer entre l et o , on aurait l'équation de la ligne de charge, analogue à l'équation (5) et aussi facile à construire.

Veut-on savoir quel serait, pour la même charge et la même longueur, le débit Q' à l'extrémité de la conduite qui nous occupe, tout service de route étant supprimé ? Ce débit s'obtiendrait par l'équation :

$$y = \frac{b_1 l}{\pi^2 r^3} Q'^2.$$

Si on la compare à l'équation (6), on arrive à la relation

$$(6 \text{ bis}) \quad Q'^2 = P^2 + P Q_1 + \frac{1}{3} Q_1^2,$$

relation qui nous permet de poser les deux inégalités ci-après :

$$Q > P + \frac{1}{2} Q_1, \quad Q < P + \frac{Q_1}{\sqrt{3}}$$

or :

$$\frac{1}{\sqrt{3}} = 0,577.$$

Donc Q' est compris entre

$$P + 0,50 Q_1 \quad \text{et} \quad P + 0,57 Q_1$$

et l'on peut dire, avec une approximation bien suffisante pour la pratique, que

$$(7) \quad Q' = P + 0,55 Q_1.$$

Ainsi, on peut ne pas se préoccuper du service de route et calculer la conduite comme si elle n'avait qu'un service d'extrémité, pourvu qu'on ajoute à ce service les 0,55 du service de route Q_1 .

L'équation (7) permet encore de résoudre les problèmes suivants :

1° Une conduite donne un débit unique Q' à son extrémité, on lui emprunte un service de route uniforme dont le volume total est Q_1 on demande ce que deviendra le débit d'extrémité.

Le débit d'extrémité s'obtient en résolvant l'équation (7) par rapport à P

$$(8) \quad P = Q' - 0,55 Q_1.$$

2° Une conduite donne un débit unique Q' à son extrémité, on peut se contenter d'un débit d'extrémité égal seulement à P , quel sera le cube restant disponible pour un service uniforme de route ?

Le service de route disponible s'obtiendra en résolvant l'équation (7) par rapport à Q_1

$$(9) \quad Q_1 = \frac{(Q' - P)}{0,55} = 1,82 (Q' - P).$$

Conduites à diamètre variable. — Nous pourrions faire ici la théorie des conduites à diamètre variable, mais elle est sans utilité pratique, puisqu'on emploie toujours des tuyaux cylindriques, et que par suite on ne peut obtenir pour les diamètres des variations continues.

Il y a presque toujours avantage à adopter un diamètre constant

pour une conduite principale, car il peut toujours arriver qu'on demande exceptionnellement à une conduite un service d'extrémité qu'on ne pourra réaliser qu'avec un diamètre constant.

Du reste, si une conduite principale paraît devoir être construite avec des diamètres décroissants, on la divisera en plusieurs sections, et chacune d'elles sera traitée comme une conduite à diamètre constant à laquelle on pourra appliquer les formules précédentes.

Conduite simple à diamètre et à débit variable. — La figure 43 bis représente une conduite simple à diamètre et à débit variable, le diamètre varie par transitions brusques, et le débit varie de même parce qu'on établit de place en place des prises d'eau avec robinets r_1 , r_2 .

Si l'on part du réservoir alimentaire A et que l'on suive le cours de

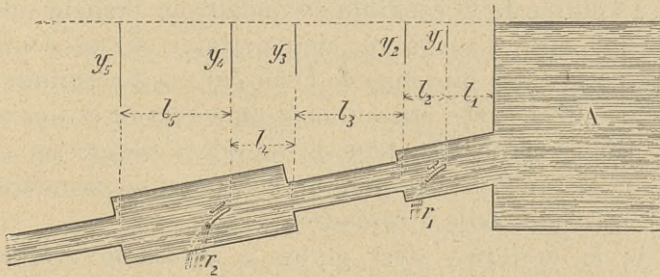


Fig. 43 bis.

la conduite, il est facile d'apprécier les pertes de charge successives.

Sur la longueur l_1 qui précède le robinet r_1 , le débit ne varie pas et on peut le calculer ainsi que la vitesse moyenne u_1 ; une première perte de charge, égale à $\frac{1}{2} \frac{u_1^2}{2g}$, se produit par la contraction de la veine à l'entrée dans la conduite; cette perte de charge est minime par rapport à la perte de charge principale déterminée par les frottements: la valeur jl_1 de cette dernière est donnée par l'expression $\frac{b_1 u^2 l_1}{r}$.

On connaît par là la quantité totale y_1 dont s'abaisse la ligne de charge lorsqu'on passe du réservoir A au robinet r_1 .

Quand on s'est de nouveau avancé de la longueur l_2 , on rencontre un rétrécissement du tuyau auquel correspond une perte de charge produite par le choc et égale à $\frac{(u_3 - u_2)^2}{2g}$; ajoutant la charge absorbée par les frottements sur la longueur l_2 , on obtient la quantité dont la ligne de charge s'abaisse dans l'intervalle l_2 , on connaît donc l'abaissement y_2 que la charge a subi depuis le réservoir A.

Opérant ainsi de proche en proche, on construit rapidement le polygone qui représente la ligne de charge, et en chaque point l'on sait à quelle hauteur peut s'élever l'eau de la conduite. Comme il faut toujours une certaine charge pour que l'écoulement se produise, les orifices de prise d'eau doivent se trouver au-dessous de la ligne de charge.

Avec les robinets et orifices dont on se sert dans la pratique, il convient de ménager sur chaque orifice d'écoulement une charge de 0^m,50 au moins.

Il va sans dire qu'à cette charge il faut ajouter celle qui est consommée par le frottement dans la conduite secondaire qui joint l'orifice à la conduite principale ; cette conduite secondaire se compose généralement d'un tuyau en plomb de petit diamètre, elle absorbe une charge assez considérable, et il convient d'en tenir soigneusement compte ; la contraction à l'entrée de la conduite secondaire ou branchement détermine, ainsi que nous l'avons vu, une perte de charge double de la hauteur due à la vitesse moyenne de l'eau dans cette conduite.

Le problème qui consiste, étant donnés un réservoir et une conduite, à calculer jusqu'à quelle hauteur le liquide s'élèvera en un point quelconque de la conduite ou d'un branchement de diamètre donné, ce problème est donc facile à résoudre.

Mais, dans la pratique, c'est plutôt le problème inverse qui se pose : on est en présence d'orifices de sujétion, les points élevés d'une rue, par exemple, et il faut que l'eau les atteigne avec une charge suffisante pour l'écoulement ; on doit calculer en conséquence les diamètres de la conduite. C'est par tâtonnements qu'on opère ; on connaît le débit et la charge en chaque point, on peut donc calculer le diamètre de la conduite correspondante. Chaque portion de conduite est traitée comme une conduite simple à diamètre et à débit constants ; dans une première opération, on néglige les pertes de charge secondaire dues aux contractions, aux branchements et aux variations brusques de diamètre ; on établit ainsi les dimensions de la conduite, puis on cherche si, en tenant compte de toutes les pertes de charge, elles donneront un résultat satisfaisant, et si l'eau pourra parvenir à tous les points où l'on veut la conduire.

Calcul des conduites complexes ou d'un système entier de conduites. — Le calcul d'un système entier de conduites ne présente pas plus de difficultés que le précédent.

PREMIER PROBLÈME. — 1^o Si le système est donné avec toutes ses dimensions, avec les niveaux des réservoirs alimentaires, et qu'on veuille déterminer en chaque point la charge et le débit, on opère de

proche en proche sur les tuyaux successifs. On suppose déterminée en chaque point d'embranchement de la conduite principale la hauteur de la charge, et comme on peut, dans une première approximation, négliger les pertes secondaires dues aux branchements, on admet qu'en chaque point, sur lequel plusieurs tuyaux se soudent, la charge est la même pour tous ces tuyaux. S'il existe n points d'embranchement dans le système, on a donc n inconnues y qui sont les hauteurs des niveaux piézométriques en ces n points.

Un tuyau quelconque aboutit soit à un réservoir dont le niveau est donné, soit à un point d'embranchement dont la charge y est supposée connue ; on est donc censé connaître la charge aux deux extrémités de ce tuyau, et, comme ses dimensions sont données, on calcule la dépense q par les formules relatives aux conduites simples. De la sorte, s'il existe m tuyaux, on établit m équations qui renferment $(m + n)$ inconnues, savoir :

Les n valeurs des charges y aux points d'embranchement ;

Les m valeurs des dépenses q dans les m tuyaux du système.

D'autre part, si l'on considère le premier tronçon de la conduite principale qui prend l'eau au réservoir, on peut en déterminer le débit par la formule ordinaire ; on a de la sorte le volume qui arrive au premier point d'embranchement ; on exprime que ce volume est égal à la somme des volumes qui s'écoulent par tous les tuyaux aboutissant à l'embranchement considéré, et il en résulte une première équation.

Une équation analogue correspond à chacun des n points d'embranchement. Cela fait donc n équations nouvelles et nous avons $m + n$ équations qui nous suffisent pour déterminer nos $m + n$ inconnues.

On pourra se contenter presque toujours du calcul approximatif que nous venons d'indiquer. Cependant, si l'on veut tenir compte des pertes de charge secondaires, on les évaluera par les résultats du premier calcul, et on corrigera en conséquence les valeurs trouvées pour les charges à l'extrémité de chaque tuyau. Avec ces charges rectifiées, on recommencera les calculs qui conduiront à des résultats plus approchés.

La solution du problème paraîtra plus nette et plus simple lorsque le lecteur en aura fait quelque application numérique.

On ne sera jamais embarrassé sur le point de savoir dans quel sens l'écoulement se produira dans tel ou tel tuyau ; l'écoulement va toujours du niveau piézométrique le plus élevé vers le plus bas, quelle que soit l'inclinaison du tuyau.

DEUXIÈME PROBLÈME. — *On donne le plan et le nivellement d'un système de conduites avec les niveaux des bassins d'alimentation, calculer*

les diamètres des divers tuyaux de manière à obtenir pour chacun une dépense déterminée. — C'est le problème inverse du précédent ; pris dans toute sa généralité, il comporte une infinité de solutions. Prenons pour inconnues les valeurs de la charge y aux n points d'embranchement, et supposons d'abord ces quantités connues. Pour chaque tuyau, nous aurons les charges à ses extrémités, et nous pourrions établir l'équation relative aux conduites simples. Cela nous donnera autant d'équations que de tuyaux, soit m équations renfermant $(m + n)$ inconnues, qui sont les charges y et les rayons r des conduites.

Quant aux n équations de dépense qui expriment qu'en chaque embranchement le débit de la conduite maîtresse se répartit entre tous les tuyaux qu'elle alimente, comme les m dépenses sont des données du problème, il ne reste plus que des équations de condition, des égalités auxquelles les données doivent satisfaire, mais qui ne peuvent servir à déterminer les inconnues.

Nous n'avons donc en tout que m équations pour déterminer $m + n$ inconnues, de sorte que le problème n'a pas une solution unique ; si on adopte pour les charges y aux n points d'embranchement des valeurs quelconques et qu'on les porte dans les équations des tuyaux, celles-ci ne renfermeront plus comme inconnues que les rayons ; il y aura autant d'équations que d'inconnues, et l'on obtiendra les valeurs cherchées des rayons.

Que l'on prenne pour point de départ un système différent de valeurs de y , on obtiendra de nouvelles valeurs pour les rayons des tuyaux, et par suite un nouveau système de conduites.

Il va sans dire qu'en opérant ainsi d'une manière arbitraire, et en choisissant à l'aveugle les hauteurs des n colonnes piézométriques, on se heurtera à des impossibilités, ou bien on arrivera à donner à certaines conduites des diamètres disproportionnés à leur dépense. Les solutions obtenues pourront être théoriquement possibles, mais pratiquement inadmissibles.

Il faut donc trouver un moyen de faire cesser l'indétermination. On y arrive par la recherche de la dépense *minima*.

Système conduisant au minimum de dépense. — Nous avons déjà vu que le prix d'établissement d'une conduite était sensiblement proportionnel à son rayon, et pouvait approximativement se représenter par la formule r , de sorte que le prix d'une conduite de longueur l est égal à $r.l$, et si on a un système de plusieurs conduites ayant les rayons r, r_1, r_2 , et les longueurs l, l_1, l_2 , la dépense sera proportionnelle à

$$rl + r_1l_1 + r_2l_2 \dots \text{ou à } \Sigma(rl).$$

Pour rendre la dépense *minima*, on devra rendre *minima* la quantité $\Sigma (rl)$.

Considérons (*fig. 44*), un point d'embranchement A où la charge est égale à y .

Un nombre quelconque de tuyaux ayant pour rayons r_1, r_3, r_5 , et pour charges à l'origine y_1, y_3, y_5 , amènent de l'eau en A; un nombre quelconque d'autres tuyaux ayant pour rayons r_0, r_2, r_4 , et pour charges extrêmes y_0, y_2, y_4 , emportent l'eau loin de A.

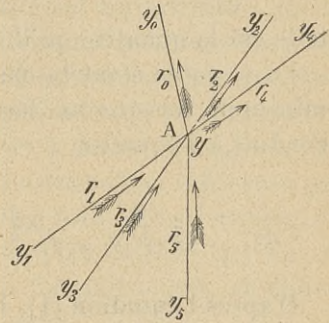


Fig 44.

Pour que l'écoulement ait réellement lieu dans le sens que nous venons de dire et qui est indiqué par les flèches, il faut que la charge y sur l'embranchement soit inférieure aux charges y_1, y_3, y_5 , et supérieure aux charges y_0, y_2, y_4 .

Pour les tuyaux dont l'écoulement converge vers A, les charges par mètre courant se trouvent respectivement exprimées par

$$\frac{y_1 - y}{l_1} \quad \frac{y_3 - y}{l_3} \quad \frac{y_5 - y}{l_5} \quad \dots$$

et pour ceux dont l'écoulement est en sens contraire, par :

$$\frac{y - y_0}{l_0} \quad \frac{y - y_2}{l_2} \quad \frac{y - y_4}{l_4} \quad \dots$$

Les équations fondamentales

$$r_j = b_1 u^2 \quad \text{et} \quad q = \pi \cdot r^2 \cdot u$$

de l'écoulement uniforme dans un tuyau cylindrique donnent

$$(1) \quad r^5 = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 \cdot j}, \quad \text{ou} \quad r^5 = k \cdot \frac{q^2}{j},$$

car on peut admettre dans un calcul de ce genre que le coefficient de résistance b_1 est constamment égal à sa valeur moyenne.

Dans chacun des tuyaux du système qui nous occupe, le débit est donné, la charge seule est inconnue puisque y est indéterminée; cependant nous avons établi plus haut les valeurs de la charge moyenne j par mètre courant.

Les relations précédentes donnent :

$$\frac{\Sigma(r_l)}{\sqrt[5]{k}} = l_1 \sqrt[5]{\frac{q_1^2 l_1}{y_1 - y}} + l_3 \sqrt[5]{\frac{q_3^2 l_3}{y_3 - y}} + \dots + l_0 \sqrt[5]{\frac{q_0^2 l_0}{y - y_0}} + \dots$$

telle est la quantité qu'il faut rendre minima.

La variable étant la charge y , l'expression précédente atteindra son minimum lorsque sa dérivée par rapport à y sera nulle, ce qui nous conduit à l'équation :

$$(2) \quad l_1^{\frac{6}{5}} q_1^{\frac{2}{5}} (y_1 - y)^{-\frac{6}{5}} + \dots - l_0^{\frac{6}{5}} q_0^{\frac{2}{5}} (y - y_0)^{-\frac{6}{5}} - \dots = 0$$

D'après l'équation (1), les charges totales telles que $(y_1 - y)$ ou $(j_1 l_1)$ sont proportionnelles à $\left(\frac{q_1^2 l_1}{r_1^5}\right)$; cela permet de donner à l'équation (2)

la forme

$$(3) \quad \frac{r_1^6}{q_1^2} + \frac{r_3^6}{q_3^2} + \dots - \frac{r_0^6}{q_0^2} - \frac{r_2^6}{q_2^2} - \dots = 0$$

L'équation (2) ne renferme comme inconnue que y ; on pourra en calculer la valeur par une série de tâtonnements et à cette valeur correspondra le minimum du prix d'établissement des conduites aboutissant à l'embranchement. On répètera le calcul pour chacun des embranchements. Les valeurs d' y étant ainsi déterminées, les n équations des tuyaux permettront d'en calculer les n rayons.

En particulier, si nous appliquons l'équation (3) à deux tuyaux placés bout à bout et ayant le même débit, système qui représente un tuyau à diamètre variable, nous trouvons que le minimum des frais d'établissement sera réalisé lorsque $r_1^6 = r_0^6$ ou $r_1 = r_0$, ce qui signifie que le tuyau le plus économique pour un débit uniforme déterminé est le tuyau à diamètre constant. Nous avons déjà trouvé ce résultat.

L'analyse précédente donnée par Bresse dans son cours d'hydraulique n'est d'aucun secours dans la pratique parce qu'elle conduit à des formules trop compliquées.

Calcul d'un réseau de distribution dans la pratique. —

Les études théoriques et les formules qui précèdent ne sont certes pas négligeables, elles permettent d'éviter certaines fautes et de contrôler les résultats pratiques que donne le tâtonnement.

Car c'est par approximations successives, par tâtonnement que l'on opère lorsqu'il s'agit d'arrêter un réseau de distribution, et nous ne voyons guère quelle autre méthode on pourrait suivre.

Deux cas peuvent se présenter dans la pratique : 1° le volume d'eau à distribuer est limité et il faut partager ce volume entre les besoins de manière à les satisfaire le mieux possible ; 2° ou bien le volume d'eau n'est pas limité et on peut le proportionner exactement aux besoins.

En principe, plus le volume d'eau distribué est considérable, meilleure est la solution ; mais on comprend sans peine qu'il faut s'arrêter dans cette voie et que la considération de dépense notamment pèse sérieusement dans la balance. Suivant les habitudes de la population, suivant l'importance et la contexture du centre à desservir, suivant les besoins industriels, on fixe au préalable le volume d'eau à fournir par jour et par tête d'habitant ; nous donnons plus loin des exemples de cette fixation. — On a tout d'abord préparé un plan coté de la ville ou du bourg, avec tous les points hauts et tous les points bas, et même on a dressé les profils en long de toutes les rues.

Dans une première étude, on part des extrémités de la distribution, de celles qui sont le plus éloignées du point d'arrivée des eaux ; on se donne la charge disponible minima que l'on veut avoir à ces extrémités, charge suffisante par exemple pour desservir le premier étage ou le deuxième étage des maisons. — Si l'on pouvait avoir toujours une charge disponible minima d'une dizaine de mètres, même dans les petites villes, ce serait une bonne chose ; malheureusement on ne peut pas y parvenir dans toutes les circonstances et il arrive que les pressions libres sont parfois insuffisantes aux extrémités du réseau, surtout aux heures de grande consommation.

Quoi qu'il en soit, on part donc d'une extrémité avec une charge donnée et on suit une première rue jusqu'au carrefour où elle commence ; on estime le débit maximum. — La charge maxima à obtenir au premier carrefour est donc établie pour la conduite de cette première rue. — On fait la même opération pour les autres rues convergentes et on adopte comme charge finale sur le carrefour la plus grande des charges nécessaires pour les diverses rues à desservir ; cela permet de réduire les diamètres des conduites afférentes aux rues qui exigent une charge moindre.

On part de ce premier carrefour comme on est parti de l'extrémité de la première rue ; on cumule tous les débits partiels qui doivent y arriver, et on s'engage dans la rue principale qui fait suite, rue qui est tout indiquée pour recevoir la conduite maîtresse. — Aux débits antérieurs s'ajoutent progressivement des débits nouveaux et aux pertes de charge primitives des pertes de charge nouvelles.

En remontant ainsi jusqu'à l'origine du réseau, on trouve et le débit maximum et la charge maxima qu'il y faut réaliser.

Si l'un ou l'autre est supérieur à ce que permettent d'obtenir la

situation des lieux et les ressources dont on dispose, il faut recommencer son calcul sur de nouveaux frais et modifier les diamètres pour diminuer les débits ou les charges disponibles ou les pertes de charge.

Souvent le point d'arrivée des eaux est commandé, et pour déterminer les charges disponibles en chaque point du réseau il faut opérer suivant une marche inverse : on fait alors le calcul suivant le sens de l'écoulement des eaux et c'est par les dernières ramifications du réseau que l'on termine, au lieu de les prendre comme point de départ. — On s'apercevra quelquefois que l'eau ne peut y parvenir ou qu'elle y parvient avec une pression insuffisante ; il faut dans ce cas recommencer le calcul avec de plus grands diamètres.

Si la quantité d'eau à distribuer est limitée et qu'elle soit insuffisante pour satisfaire simultanément tous les besoins, on peut être amené à sectionner la distribution et à desservir chaque quartier l'un après l'autre ; c'est un système encore appliqué en Angleterre, mais qui cause une grande gêne au public. — On devra chercher à en éviter l'obligation, si c'est possible, en créant des réservoirs secondaires qui se rempliront aux heures de petite consommation et qui serviront de volants régulateurs ; on peut être amené dans ce cas à imposer le robinet de jauge aux grands établissements afin qu'à certaines heures ils ne tirent pas à eux toute l'eau disponible.

Ces explications montrent bien qu'on ne saurait procéder avec trop de minutie à l'étude d'un réseau de distribution, surtout lorsqu'il s'agit de desservir un pays sans relief et que la charge disponible à l'arrivée des eaux est très limitée.

Au fond, les calculs et les tâtonnements sont très simples et assez rapides, grâce à l'usage des tables numériques.

On ne tient pas compte d'ordinaire des pertes de charge produites par les branchements et les coudes ; on peut, en effet, les négliger dans une première approximation, puisque la perte due par exemple à une vitesse d'un mètre qui s'annule est égale à $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$, ce qui fait environ $\frac{1}{20}$ ou $0^m,05$.

Cependant, il ne faut pas les perdre de vue et il convient de les évaluer lorsqu'on a arrêté le réseau, afin de voir si elles n'entraînent pas quelques corrections.

En matière de distribution, *il ne faut jamais opérer sur le débit moyen d'une conduite, mais sur son débit maximum* ; la consommation moyenne par jour n'est pas continue et à certaines heures, notamment dans les petites villes, la consommation réelle peut dépasser de beau-

coup la moyenne, comme nous le verrons plus loin. Si donc on a pris la moyenne comme base, il y a des chances pour qu'à certaines heures l'eau n'arrive pas jusqu'à l'extrémité des conduites.

Il ne faut pas oublier non plus que le débit d'une conduite, toutes choses égales d'ailleurs, croît plus vite que le carré de son diamètre (le débit est proportionnel à $\sqrt{r^5}$, tandis que son prix est à peine proportionnel au diamètre). — Une légère augmentation de diamètre améliore donc beaucoup la distribution pour un faible supplément de dépense.

Sans doute il ne faut point adopter des diamètres hors de proportion avec les besoins à desservir, ce serait faire une dépense inutile, mais il est beaucoup moins grave de pécher un peu par excès.

Nous conseillerons donc toujours de majorer légèrement les diamètres calculés, car la consommation augmente avec le temps, alors qu'au contraire les diamètres diminuent par suite de l'incrustation des conduites ; les pertes s'aggravent aussi avec le temps ainsi que les résistances.

Avec une légère augmentation de la dépense première, on pare à tous ces dangers futurs et on évite de sérieux mécomptes.

Ce n'est point non plus par une *augmentation de la charge* qu'il faut chercher à *augmenter le débit* d'une conduite, c'est par l'*augmentation du diamètre* ; ce principe ressort de la formule fondamentale, puisque le débit croît seulement comme la racine carrée de la charge, tandis qu'il croît comme la racine $\frac{5}{2}$ du diamètre, c'est-à-dire plus vite que le carré du diamètre.

Observations sur le calcul pratique d'un réseau. — En disant que, pour établir le calcul d'un réseau de conduites, il fallait procéder par tâtonnement, nous avons énoncé une vérité pratique, car une ville à desservir ne représente pas un réseau géométrique que l'on puisse mettre en formules.

Mais le mot tâtonnement ne veut pas dire qu'il faille marcher au hasard et qu'il ne faille point rechercher la combinaison qui donnera le minimum de dépense en desservant les mêmes intérêts ; une telle conséquence est loin de notre pensée.

Aussi, avons-nous donné plus haut les principes du calcul théorique d'un réseau de conduites concourantes.

Il faut se rappeler que : 1° le tuyau le plus économique pour un débit uniforme donné est le tuyau à diamètre constant ; 2° qu'un débit total donné coûte d'autant plus cher qu'on le répartit en un plus grand nombre de conduites ; la dépense pour 1 conduite étant

représentée par 1, la dépense pour 2 conduites est égale à $\sqrt[5]{8}$, pour 3 à $\sqrt[5]{27}$, etc.....

Il faut donc en principe répartir un débit donné entre le moindre nombre de conduites maîtresses.

Cependant ce principe souffre des exceptions : voici une place, un boulevard de largeur l , de chaque côté duquel il faut desservir n maisons. Si on pose une conduite principale unique, on a à établir des branchements de longueur nl ; avec deux conduites latérales, la longueur des branchements sera réduite de $n'l'$, en désignant par l' la distance des deux conduites parallèles, mais la dépense pour les deux conduites sera égale à la dépense pour la conduite unique multipliée par 1,52. — Il y aura donc à chercher de quel côté est l'économie.

Lorsqu'une conduite maîtresse AB a à alimenter un branchement de longueur totale L , coupé en deux parties l et l' par la conduite qui peut être déplacée, la solution la plus économique

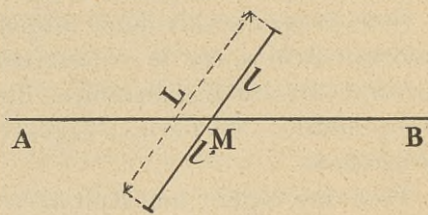


Fig. 45.

se présente lorsque le point M est tel que l'on peut donner aux deux sections l et l' le même rayon r .

En effet, le rayon r de l est exprimé par une fonction de la forme Kl^m , dans laquelle K dépend du débit Q et de la charge H ; de même r' est exprimée par $K'l'^m$.

La dépense d'une conduite est, comme nous l'avons dit, proportionnelle à sa longueur et à son rayon, donc la dépense totale est de la forme

$$lr + l'r'$$

ou :

$$(1) \quad Kl^{m+1} + K'l'^{m+1},$$

qu'il faut rendre minima en égalant sa dérivée à zéro.

Or :

$$l + l' = L \quad \text{et} \quad dl = -dl'$$

Le minimum de (1) se produit donc pour :

$$Kl^m = K'l'^m,$$

soit pour

$$r = r'.$$

En fait, on est rarement libre de choisir le point M; il est commandé par le plan de la ville.

Quoi qu'il en soit, il est clair que, si l'on avait à desservir une ville symétrique et plane à rues perpendiculaires entre elles, il faudrait établir une conduite maîtresse suivant une ligne diamétrale et lancer à droite et à gauche des branchements égaux.

Si l'on mène la bissectrice de l'angle droit formé par chaque branchement avec la conduite principale, le branchement devra alimenter l'espace compris dans le demi-angle droit qui lui est adjacent.

Mais il ne faut pas attacher à ces exercices théoriques, s'appliquant à des cas imaginaires, plus de valeur qu'ils n'en ont réellement.

Le plus souvent, il faut projeter une *conduite principale de distribution fermée*, afin d'y avoir toujours de l'eau en mouvement et d'assurer le service par un côté ou par l'autre lorsqu'une section est en réparation. Ainsi, a-t-on à desservir une ville allongée, de forme elliptique par exemple, il sera plus économique de placer une grosse conduite maîtresse suivant le grand axe, mais il pourra être pratiquement préférable d'avoir une conduite fermée qui affecte elle-même soit la forme elliptique, soit la forme d'un rectangle allongé.

Nous le répétons donc, c'est l'étude sur le plan même de la ville qui permet de concilier l'économie avec les principes d'une bonne distribution. Avec un tableau des prix des conduites suivant leur diamètre, on compare rapidement les diverses solutions possibles.

De même, le principe de la conduite maîtresse fermée n'est pas absolu : quand une ville, s'allongeant dans une vallée, n'a qu'une grande rue principale, il faut bien se contenter d'une seule conduite maîtresse, sauf à fermer néanmoins les réseaux secondaires et à disposer, si c'est possible, un réservoir régulateur à l'extrémité de la ville opposée à l'arrivée de l'eau. Dans ce cas on a un réseau *palmé*; avec la conduite formant ceinture on a un réseau *maillé*.

Représentation graphique d'un réseau de conduites sur un plan. — Il faut disposer avant tout d'un plan de la ville à bonne échelle, avec nombreuses cotes d'altitude et même avec courbes de niveau partout où on peut les établir.

Il faut notamment que les cotes d'altitude soient nettement inscrites à tous les branchements, à toutes les extrémités de conduites. Une collection du profil en long des rues est à joindre au plan général.

D'ordinaire on distingue les conduites de divers diamètres soit par des traits différents, soit par des teintes diverses. Mais nous préférons un trait uniforme bleu ou rouge à côté duquel on écrit en gros chiffres le diamètre de chaque conduite exprimé en centimètres ou en

millimètres. Sans doute, il vaudrait mieux que le trait ne fût pas uniforme, mais qu'on lui donnât une épaisseur proportionnelle au diamètre du tuyau. Malheureusement l'échelle du plan permet rarement de le faire. On peut toutefois adopter deux ou trois épaisseurs différentes afin de donner à l'œil une impression générale de l'ossature de la distribution.

Il va sans dire que le plan doit recevoir l'indication de tous les robinets et appareils de distribution, et même, si c'est possible, celle de tous les branchements publics ou privés.

CONDUITES COMPLEXES AVEC RÉSERVOIRS

Réservoirs destinés à augmenter le débit momentané des conduites. — Le débit maximum d'une conduite simple, à mouvement uniforme, est donné par la formule

$$q^2 = \frac{\pi^2 \cdot j \cdot r^5}{b_1}$$

La charge (j) par mètre courant sur l'orifice O (fig. 46) est égale à $\left(\frac{h}{l}\right)$ et l'équation du débit se met sous la forme

$$q = \sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \cdot \frac{h}{l}}$$

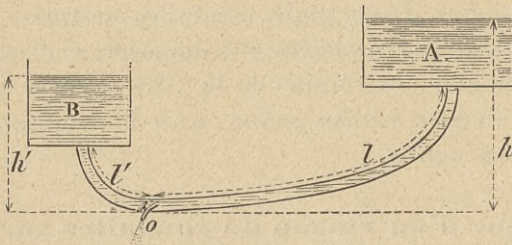


Fig. 46.

Il arrive souvent que ce débit, très suffisant comme débit journalier, ne l'est pas comme débit momentané. Supposons, par exemple, qu'il s'agisse d'un établissement de bains con-

sommant 50 mètres par jour; il est clair qu'une conduite donnant un litre par seconde serait suffisante pour la consommation journalière, puisqu'elle fournirait plus de 86 mètres cubes par jour; mais elle ne le serait pas dans le moment où l'on voudrait remplir à la fois plusieurs baignoires ou plusieurs chaudières; on remédie à cet inconvénient par l'établissement d'un réservoir B près de l'orifice. Ce réservoir s'emplit pendant le chômage des robinets et leur permet de débiter de grandes masses d'eau à la fois.

Si l' est la longueur de la conduite qui relie le réservoir B à l'orifice O et si h' est la charge correspondante, le débit total en O sera :

$$q = \sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \cdot \frac{h}{l}} + \sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \cdot \frac{h'}{l'}}$$

h' ne sera jamais bien considérable, mais l' peut être très faible et alors le débit prendra une valeur considérable jusqu'à épuisement du réservoir supplémentaire B.

Ces réservoirs constituent aussi une excellente précaution contre les incendies et c'est pour cela que tous les établissements publics et industriels en sont pourvus. Supposons, par exemple, qu'un incendie se déclare dans un quartier où la conduite ne peut amener que 20 litres par seconde; c'est en vain que, pour augmenter la masse d'eau disponible, on ouvrira tous les orifices branchés aux environs, ils ne feront jamais que se partager la quantité d'eau amenée par la conduite; il pourra même arriver que ce partage se fasse d'une manière très vicieuse en donnant plus d'eau aux points les plus éloignés, tandis que les plus voisins en manqueront; c'est ce qui arrive quelquefois à Paris et fait croire à un manque d'eau dans les réservoirs alimentaires, tandis qu'il n'y a qu'une fausse manœuvre de robinets. Un autre avantage des réservoirs, c'est de ne pas faire souffrir les établissements, qui en sont munis, d'une courte interruption de service, par suite de réparations dans les conduites d'alimentation. C'est dans ce but que les distributions, dans ces établissements, se font presque toujours au moyen de branchements spéciaux pris sur leurs réservoirs particuliers. Ces réservoirs sont alimentés par une conduite, que ferme un clapet lorsque l'eau cesse d'y arriver, ou plus ordinairement par une conduite qui dégorge dans leur partie supérieure, auquel cas les robinets sont desservis par un ou plusieurs branchements partant de ces réservoirs.

Les grands réservoirs publics jouent un rôle analogue dans les distributions, ils augmentent la puissance des conduites ou permettent d'en réduire les diamètres.

Orifice alimenté par deux réservoirs. — Considérons un orifice O alimenté par deux réservoirs, A et B (*fig. 47*), dont la différence de niveau est h . Cet orifice est situé à une hauteur H au-dessous du niveau du réservoir A

Supposons l'orifice fermé, nous avons une conduite réunissant deux réservoirs à niveau différent.

En désignant par $(l + l')$ la longueur de la conduite qui réunit les

deux réservoirs ¹, il passe du réservoir A dans le réservoir B un volume d'eau donné par l'équation :

$$q = \sqrt{\frac{\pi^2 \gamma^3}{b_1} \frac{l+l'}{h}}$$

et la ligne de charge est la droite AB.

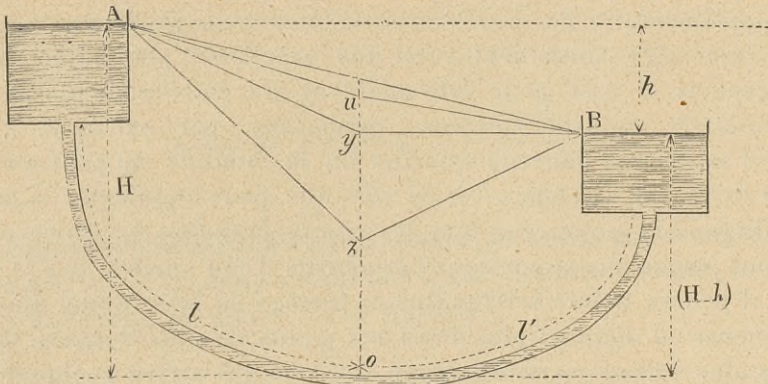


Fig. 47.

A ce moment, on ouvre très peu le robinet O afin de livrer passage à un faible débit q_1 , le mouvement de l'eau de A vers B n'est pas arrêté pour cela et il arrive encore en B un volume d'eau q' moindre que q .

Cherchons la relation qui existe entre les trois débits qq_1q' .

A cet effet, nous allons étudier l'écoulement dans une conduite qui, partant d'un réservoir, se bifurque et se termine à deux réservoirs de niveau différent.

Conduite bifurquée alimentant deux réservoirs de niveau différent. — Un réservoir A alimente une conduite qui se bifurque en O et lance une branche vers un bassin M et l'autre branche vers le bassin N. Le niveau en M est à une hauteur h' et le niveau en N à une hauteur h au-dessous du niveau dans le bassin A. Désignons par l, l' les longueurs des conduites AO, ON, OM et par $qq'q''$ leurs débits.

Supposons d'abord l'orifice M fermé, le réservoir A alimentera le bassin N et la ligne de charge sera représentée par la droite AN ; la charge disponible au point O aura donc pour mesure la verticale Ox.

¹ Dans la pratique, ce n'est jamais la longueur absolue d'une conduite que l'on considère, mais tout simplement sa projection horizontale mesurée à l'échelle sur le plan de distribution ; les pentes sont toujours très faibles et la longueur réelle diffère peu de la projection. S'il s'agissait d'un court branchement ascendant, il va sans dire qu'il faudrait prendre la longueur réelle du tuyau.

Menons l'horizontale My du niveau d'eau dans le bassin M ; si le point y est au-dessous de x , il y a une charge représentée par xy entre O et M , l'écoulement se produit vers le bassin M ; si le point y se confond avec x , l'équilibre hydrostatique s'établit et l'eau reste stationnaire dans le bassin M , c'est ce qui aura lieu lorsque le branchement O avancera sur la conduite jusqu'en O_1 ; si le point y est au-dessus de x , l'excès de charge existe dans le bassin M et l'écoulement se produit de M vers O , de sorte que le bassin M devient réservoir d'alimentation, c'est ce qui arrive si le branchement O s'éloigne encore du réservoir A et dépasse le point O_1 .

Lorsque l'eau reste stationnaire, c'est-à-dire lorsque le branchement est en O_1 , la perte de charge y_1z_1 depuis A est égale à h' et les triangles semblables donnent :

$$\frac{h'}{h} = \frac{l}{l+l'}$$

Quand ax sera moindre que $\frac{hl}{l+l'}$, l'écoulement se fera de O vers M
 — plus grande — — — — — M vers O .

Le sens de l'écoulement est indépendant de la longueur l'' de la conduite qui alimente le bassin M .

Nous admettons que les trois conduites ont le même diamètre, parce

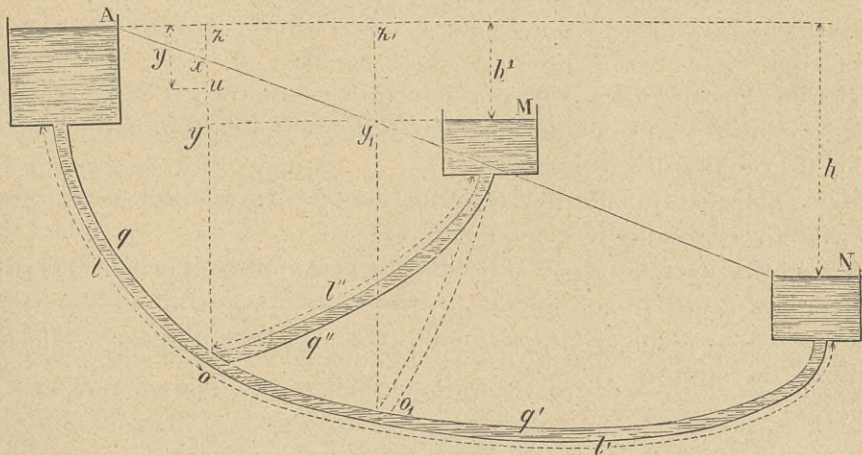


Fig. 48.

que, dans le cas où l'un des diamètres différerait, on chercherait une conduite équivalente ayant le diamètre voulu.

La formule $j = \frac{b_1 q^2}{\pi^2 r^5}$ donne la perte de charge par mètre courant

pour une conduite à écoulement uniforme. Appliquant cette équation aux trois conduites simples AO, OM, ON, et désignant par y la perte de charge inconnue qui se produit entre le réservoir A et l'embranchement O il vient :

$$(1) \quad y = \frac{b_1}{\pi^2} \frac{q^2 l}{r^5}, \quad h - y = \frac{b_1}{\pi^2} \frac{q'^2 l'}{r^5}, \quad (h - y) = \frac{b_1}{\pi^2} \frac{q''^2 l''}{r^5};$$

ajoutant ces équations deux à deux pour éliminer la hauteur inconnue uz ou y et exprimant que le débit q est la somme des débits q' et q'' , on obtient les trois équations :

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} h = \frac{b_1}{\pi^2 r^5} (q^2 l + q'^2 l') \\ h' = \frac{b_1}{\pi^2 r^5} (q^2 l + q''^2 l'') \\ q = q' + q'' \end{array} \right.$$

Ces trois équations résolues par tâtonnement nous donneront les valeurs de q , q' et q'' .

Si l'on tire les valeurs de q , q' , q'' des équations (1), et qu'on les porte dans la dernière des équations (2), celle-ci deviendra :

$$\sqrt{\frac{y}{l}} = \sqrt{\frac{h-y}{l}} + \sqrt{\frac{h-y}{l'}},$$

c'est une équation du second degré facile à résoudre par rapport à y . Cette quantité étant connue, les équations (1) fourniront immédiatement les valeurs des trois débits.

Mais on peut transformer les équations (2) de manière à trouver une valeur approximative des débits :

A cet effet, désignons par Q le débit de la conduite, l'orifice O étant fermé, c'est-à-dire le volume que le réservoir A enverrait au bassin N si le branchement n'existait pas, nous avons, d'après l'équation fondamentale, la relation :

$$(4) \quad Q^2 = \frac{\pi^2 r^5}{b_1} \frac{h}{l + l'}$$

Tirant de l'équation (4) la valeur de h et la portant dans la première des équations (2), nous trouvons :

$$Q^2 (l + l') = q^2 l + q'^2 l'$$

et, si nous remplaçons q par sa valeur $q' + q''$, nous aurons une équation du second degré, qui, résolue par rapport à q' , donne, en adoptant la racine positive :

$$q' = -\frac{lq''}{l+l'} + \sqrt{Q^2 - \frac{q''^2 ll'}{(l+l')^2}}$$

La somme $(l+l')$ étant constante et égale à L , le maximum du produit ll' est égal à $\frac{L^2}{4}$ et le maximum de la fraction $\frac{ll'}{(l+l')^2}$ est égal à $\frac{1}{4}$.

En outre, on admet que le débit q'' est faible par rapport à Q , il est du reste toujours plus petit que Q ; on peut donc prendre d'une manière approximative

$$(5) \left\{ \begin{array}{l} q' = Q - \frac{lq''}{l+l'} \\ \text{et } q = q' + q'' = Q + \frac{lq''}{l+l'} \end{array} \right.$$

pour résoudre ces équations, il faudrait avoir la valeur du débit q'' . Or, nous savons que la charge sur le branchement O est intermédiaire entre la charge Ox qui correspond au cas où le branchement est fermé et la charge Oy qui correspond au cas où l'équilibre hydrostatique s'établirait dans la branche OM . Le débit q est donc inférieur à $\sqrt{\frac{\pi^2 r^5 h'}{b_1 l}}$ et le débit q' est supérieur à $\sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \frac{h-h'}{l}}$, donc le débit q'' est inférieur à la quantité :

$$\sqrt{\frac{\pi^2 r^5 h'}{b_1 l}} - \sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \frac{h-h'}{l}}$$

Nous calculerons cette limite maxima du débit q'' et nous substituerons dans les équations (5) des nombres décroissant au-dessous de cette limite, nous obtiendrons les valeurs correspondantes de q et de q' et nous nous arrêterons lorsque ces valeurs seront telles que la relation $q = q' + q''$ se trouve vérifiée.

De l'équation (5) on tire une importante conséquence :

Lorsqu'on établit sur une conduite débitant un volume Q , à son extrémité, une prise d'eau d'un volume q'' , le débit d'extrémité n'est pas réduit du volume q'' , mais de la moitié, du tiers, du quart... de ce

volume suivant que l'orifice intermédiaire est pratiqué à la moitié, au tiers, au quart... de la conduite à partir du réservoir.

Le débit de la conduite dans la partie qui précède l'orifice intermédiaire augmente donc de la moitié, des deux tiers, des trois quarts... du débit q'' . Il va sans dire que ce débit q'' est relativement faible par rapport au débit total d'extrémité Q ; c'est seulement dans cette hypothèse que nous avons pu établir les équations (5).

Orifice alimenté par deux réservoirs. — Revenons maintenant à l'orifice O (fig. 47) alimenté par les deux réservoirs A et B . Le robinet O étant peu ouvert de manière à livrer passage à un faible débit q_1 , il n'arrivera plus au réservoir B , d'après l'équation (5), qu'un volume :

$$q' = q - \frac{lq_1}{l+l'}$$

tandis que, le robinet O étant fermé, il arrivait en B un volume :

$$q = \sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \frac{h}{l+l'}}$$

La ligne de charge qui était d'abord la droite AB devient une ligne brisée AuB .

A mesure que le débit q_1 augmente, la charge disponible Ou s'abaisse et elle atteint l'horizontale $B\gamma$ du réservoir B , lorsque le débit q_1 devient égal à

$$\sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_1} \cdot \frac{h}{l}} \quad \text{ou à} \quad q \sqrt{\frac{l+l'}{l}},$$

quantité que nous représenterons par A ; à ce moment l'équilibre hydrostatique s'établit entre l'orifice O et le réservoir B .

Enfin, lorsque le débit q_1 dépasse la valeur précédente, le sommet de la colonne piézométrique en O descend au-dessous de l'horizontale du bassin B et vient en z , de sorte que les deux réservoirs A et B concourent à l'alimentation de l'orifice O .

L'orifice étant complètement ouvert, la charge est nulle sur cet orifice et le débit atteint son maximum. A gauche de l'orifice O , c'est le réservoir A qui alimente la conduite et qui produit sur l'orifice une charge égale à H , il y a donc entre cette charge et le débit correspondant la relation :

$$H = \frac{b_1}{\pi^2 r^5} q^2 l.$$

A droite, c'est le réservoir B qui alimente la conduite et qui produit sur l'orifice une charge égale à $H - h$, il y a donc entre cette charge et le débit correspondant la relation :

$$(H - h) = \frac{b_1}{\pi^2 r^5} q'^2 l.$$

Ces deux équations nous permettent de calculer les débits q et q' et par conséquent le débit total de l'orifice qui est la somme des deux précédents.

Les volumes q et q' envoyés par les bassins à l'orifice seront égaux lorsque l'orifice O partagera la longueur horizontale $l + l'$ dans le rapport des charges H et $H - h$.

On pourra chercher aussi en quel point il conviendrait de placer l'orifice O pour obtenir le débit maximum $q + q'$; en égalant à zéro la dérivée de cette somme et désignant par a la distance $(l + l')$ qui sépare les deux réservoirs, on trouve l'équation

$$\frac{\sqrt{H - h}}{\sqrt{(a - l)^3}} - \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{l^3}} = 0$$

qui, résolue par rapport à l , donnera la position de l'orifice de débit maximum. Cette question ne présente, du reste, pas d'utilité pratique et pourrait être assez rapidement résolue par tâtonnement.

Conduite avec service de route alimentée par deux réservoirs. — Nous venons d'étudier l'écoulement par un large orifice qu'alimentent deux réservoirs. Nous allons considérer maintenant une conduite avec service de route, alimentée par deux réservoirs A et B.

Utilité d'un second réservoir. — Dans les distributions ordinaires, dit Dupuit, le débit des conduites n'est pas régulier; nul ou très faible la nuit, il est variable pendant le jour, suivant les heures; par conséquent, le diamètre des conduites doit être tel qu'il satisfasse aux besoins dans le moment de leur plus grande exigence; on en conclut qu'il est possible de profiter des intermittences de la distribution pour alimenter des réservoirs d'extrémité ou intermédiaires, réservoirs qui fourniront à la consommation dans les moments où elle est le plus considérable. Il peut même résulter de cette disposition une augmentation sensible de la charge disponible. La ville de Paris offre un exemple de ce système de distribution. L'eau de l'Ourcq, amenée au bassin de la Villette au nord de Paris, traverse la vallée de la Seine dans des conduites qui se terminent sur la rive opposée par des réservoirs. La

nuit, les conduites, ne fournissant que peu d'eau en route, remplissent les réservoirs extrêmes, de manière que, pendant le jour, les conduites alimentées des deux côtés peuvent fournir à une consommation beaucoup plus considérable que si elles ne l'étaient que d'un seul.

Calcul de l'alimentation par deux réservoirs. — La figure 49 représente la conduite qui réunit les deux réservoirs A et B dont la différence de niveau est h .

S'il n'existait point de service de route, le réservoir A enverrait dans le réservoir B une quantité d'eau

$$Q' = \sqrt{\frac{\pi^2 r^5}{b_4} \cdot \frac{h}{l}}$$

et la ligne de charge serait la droite AB. Mais il existe un service de route, dont le cube total est Q_1 et un service d'extrémité P.

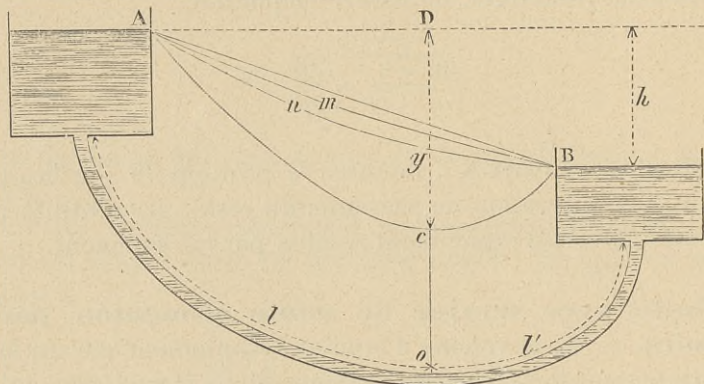


Fig. 49.

Et l'on a, entre les trois débits Q' , Q_1 et P la relation suivante

$$(1) \quad Q^2 = P^2 + PQ_1 + \frac{1}{3} Q_1^2;$$

c'est l'équation (6 bis) que nous avons démontrée à la page 159.

L'équation (1) est du second degré par rapport à P et donne :

$$(2) \quad P = \sqrt{Q^2 - \frac{1}{12} Q_1^2} - \frac{1}{2} Q_1$$

et la ligne de charge est une parabole du 3^e degré (AmB) qui n'est point tangente à l'horizontale en B.

Le second membre de l'équation (2) s'annule lorsque

$$Q_1 = Q\sqrt{3} = 4,73.Q;$$

à ce moment le débit d'extrémité est nul et le réservoir inférieur B cesse d'être alimenté.

Lorsque Q_1 dépasse $Q\sqrt{3}$, le débit d'extrémité devient négatif, c'est-à-dire que le bassin B devient lui-même réservoir d'alimentation de la conduite sur une certaine longueur : la ligne de charge prend la forme parabolique ACB.

Appelons L la longueur totale de la conduite,

— l la longueur alimentée par le réservoir A

— l' — — — — — B

— O le point de partage entre l et l'

— y la perte de charge CD entre le réservoir A et le point O.

Si nous nous reportons à l'équation (5) de la page 157 qui exprime la relation entre la charge, le rayon d'une conduite, son service de route $\frac{Q}{l}$ par mètre courant et la distance x qui sépare du réservoir le point de la conduite considéré, nous aurons les relations suivantes :

(3) Pour la conduite AO..... $y = \frac{b_1}{\pi^2 r^5} \cdot \frac{Q^2}{L^2} \cdot \frac{l^3}{3}$

(4) Et pour la conduite BO..... $(y - h) = \frac{b_1}{\pi^2 r^5} \cdot \frac{Q^2}{L^2} \cdot \frac{l'^3}{3}$

(5) A ces deux équations il faut ajouter $L = l + l'$.

Nous avons donc trois relations entre les sept variables y, Q, r, L, l, l', h et quatre de ces variables étant données on pourra déterminer les trois autres.

Supposons que les inconnues soient l, l' et r ; résolvons les deux équations (3) et (4) par rapport à l et l' et prenons le rapport de ces deux quantités, nous trouvons :

$$\frac{l}{l'} = \frac{\sqrt[3]{y}}{\sqrt[3]{y-h}}; \quad \text{d'où} \quad l = L \frac{\sqrt[3]{y}}{\sqrt[3]{y} + \sqrt[3]{y-h}} \quad l' = L \frac{\sqrt[3]{y-h}}{\sqrt[3]{y} + \sqrt[3]{y-h}}$$

Quant au rayon r , on le tirera de l'équation (3) qui ne renferme plus que lui comme inconnue.

Lorsque la différence de niveau entre le réservoir A et les points bas

de la conduite est très grande par rapport à h , il en est de même de la perte de charge y , l et l' se rapprochent de $\frac{L}{2}$ et le point de passage dans l'alimentation se trouve vers le milieu de la conduite.

Généralement, outre les trois inconnues précédentes : le rayon et les deux longueurs l et l' , il existe une quatrième inconnue, c'est la charge y . On la déterminera par tâtonnement de la manière suivante :

On se donnera plusieurs valeurs de y et on en déduira les valeurs correspondantes de $l + l'$; on construira une courbe ayant pour abscisses y et pour ordonnées $l + l'$, le point où cette courbe rencontre la parallèle à l'axe des abscisses menée à la hauteur L au-dessus de cet axe a précisément pour abscisse la valeur cherchée de y , puisqu'à cette valeur correspond $l + l' = L$.

Il va sans dire que la courbe en question ne se trace que d'une manière approximative et que quatre ou cinq points suffisent pour la déterminer.

Ainsi le réservoir B est un auxiliaire puissant de l'alimentation ; il emmagasine à chaque instant l'excès de liquide fourni par le réservoir A, et il lui vient en aide dans les moments où la dépense de route prend un accroissement accidentel ; il permet de réduire considérablement le diamètre des conduites maîtresses et par suite le prix de revient. Mais il faut prendre garde que le diamètre de la conduite maîtresse ne soit pas réduit outre mesure ; il faut qu'elle puisse, pendant le chômage du service de route, réparer toutes les pertes qu'a subies le bassin B pendant le temps où il concourait à l'alimentation ; c'est un point important dont il faut s'assurer par le calcul.

Le régime de la distribution a une grande influence sur les diamètres des conduites ; plus ce régime est variable, plus la dépense d'eau est irrégulière, plus il faut augmenter le diamètre ; le même débit, réparti régulièrement sur les vingt-quatre heures de la journée, exige le diamètre minimum. Il faut donc éviter autant que possible la production simultanée de toutes les causes de dépense qui se rencontrent sur le parcours de la conduite.

Conduite à plusieurs réservoirs. — Le calcul d'une conduite alimentée par plusieurs réservoirs échelonnés sur son parcours n'est pas plus difficile que le précédent : on traite séparément la section comprise entre le premier et le deuxième réservoir, puis la section comprise entre le deuxième et le troisième, et ainsi de suite. L'usage de ces réservoirs assure l'alimentation et permet d'abaisser singulièrement le diamètre des conduites. Cependant, il faut se rappeler une remarque importante ; le diamètre de la conduite qui va du premier au deuxième réservoir doit être assez grand, non seulement pour réparer les pertes

subies par le second réservoir, lorsqu'il concourt à l'alimentation de la première section, mais encore pour emmagasiner tout le liquide nécessaire à la consommation des sections suivantes. Il en est de même pour les autres réservoirs ; chacun d'eux doit emmagasiner le cube nécessaire à tous ceux qui le suivent. Cette condition ne permet pas de réduire autant qu'on le voudrait le diamètre des conduites.

Influence prépondérante du diamètre des conduites. —

C'est le diamètre des conduites qui exerce sur leur débit une influence considérable ; on s'en rend compte à la seule inspection des formules. A moins de circonstances spéciales, il est inutile de faire de grandes dépenses pour augmenter la charge ou pour diminuer la longueur d'une conduite ; en effet, le débit ne varie que proportionnellement à la racine carrée de l'augmentation de charge, ou à la diminution de longueur. L'influence du diamètre sur le débit est beaucoup plus importante, puisque ce débit est proportionnel à la puissance $\frac{5}{2}$ du diamètre. C'est cette dimension qui joue le principal rôle.

C'est ainsi que : 1° si une conduite débite 100 litres, en doublant la charge elle en débitera 140, en la quadruplant elle en débitera 200 ; en doublant le diamètre elle débitera 560 litres, en le quadruplant 3 200 litres ; 2° l'influence du diamètre sur la perte de charge est encore plus considérable, puisqu'elle est proportionnelle à la puissance cinquième du diamètre ; en doublant le diamètre, le débit est à peine sextuple, tandis que la perte de charge devient 32 fois plus petite. Nous croyons utile d'insister sur ces notions déjà exposées plus haut.

DES ORIFICES QUI TERMINENT LES CONDUITES

Les formules relatives à l'écoulement de l'eau dans les conduites supposent que l'orifice terminal est la section même de la conduite, que celle-ci débouche directement dans l'atmosphère ou dans un réservoir. C'est, en effet, cette hypothèse qu'il faut adopter, puisque c'est elle qui correspond au débit maximum en vue duquel la conduite est faite ; mais, dans la pratique, l'hypothèse de l'écoulement à pleine section ne se trouve qu'accidentellement réalisée ; l'orifice terminal est étranglé au moyen d'un robinet, qui permet de proportionner le débit aux besoins du moment ; la section réelle d'écoulement ne peut donc être déterminée ; il serait difficile, fait remarquer Dupuit, de connaître sa grandeur par des mesures directes, grandeur qui serait encore à corriger par des

coefficients de contraction, complètement inconnus. De sorte qu'on règle expérimentalement l'ouverture des orifices pour avoir un certain débit ; il reste alors une inconnue, c'est la charge disponible sur le robinet ou la hauteur à laquelle l'eau pourrait jaillir par un orifice.

Les pertes de charge que nous avons calculées et les lignes de charge que nous avons construites ne s'appliquent donc qu'au cas de l'écoulement à gueule bée par un orifice terminal ; elles se trouvent modifiées dans le cas où le courant est étranglé par un robinet ; dans la pratique, les modifications résultant de cet étranglement ne sont jamais dangereuses, puisqu'elles ont toujours pour effet d'augmenter la charge disponible à l'amont du robinet. Tous les orifices de sujétion continuent donc à être desservis d'une manière certaine ; la conduite joue en partie le rôle de réservoir, son diamètre est trop fort pour le débit momentané qu'on lui demande, mais il n'y a pas de mal à cela et il y aurait, au contraire, inconvénient à ce que la conduite ne pût satisfaire à un maximum accidentel de débit.

INFLUENCE DU PROFIL EN LONG D'UNE CONDUITE SUR SON DÉBIT

Dans tout ce qui précède, nous n'avons point parlé du profil en long des conduites ; c'était chose inutile, car, du moment que l'écoulement a lieu à pleine section, la résistance ne dépend que de la longueur et du diamètre. La direction en plan a bien son influence sur le débit, mais elle est sans importance, ainsi que nous l'avons dit en parlant des coudes.

L'influence du profil en long n'est pas appréciable non plus, lorsque ce profil est peu accidenté ; cependant, elle peut devenir considérable dans certains cas, et il importe d'avoir à ce sujet des notions précises.

On a toujours recommandé, dit Darcy, de poser, autant que possible, les conduites de telle façon qu'elles ne présentent aucun point haut, depuis leur suture au bassin alimentaire jusqu'au point de dégorgeement ; en effet, ces points hauts, qui se trouvent à l'intersection des pentes de signe contraire, favorisent d'abord l'emprisonnement de l'air lorsqu'on met les conduites en charge et, en second lieu, l'accumulation de celui que l'eau renferme.

Ces obstacles diminuent donc la section du tuyau dont le débit, dès lors, est inférieur à celui qu'indiquent les formules. On les fait disparaître au moyen de robinets à air, ou par des tuyaux implantés sur la conduite et suffisamment élevés, ou, enfin, par des soupapes et ventouses à flotteur convenablement disposées. Mais ces appareils, utiles

en général, produiraient un effet contraire à celui qu'on attend d'eux dans une infinité de circonstances.

Il existe certains profils qui, s'ils étaient adoptés pour la pose d'une conduite, rendraient impossible le dégagement de l'air accumulé dans les points hauts, attendu que l'air extérieur entrerait par les robinets, les tuyaux ouverts, les soupapes et les ventouses, et modifierait ainsi complètement les conditions de l'écoulement. Dans ces profils, il convient d'éviter absolument les pentes et les contre-pentes. On verra de plus qu'il faut éviter à tout prix ces profils, car le débit qui les accompagnerait, lors même qu'ils seraient tracés suivant des pentes se succédant toujours avec le même signe, serait soumis aux variations que l'introduction de l'air cause à l'écoulement des liquides dans les siphons.

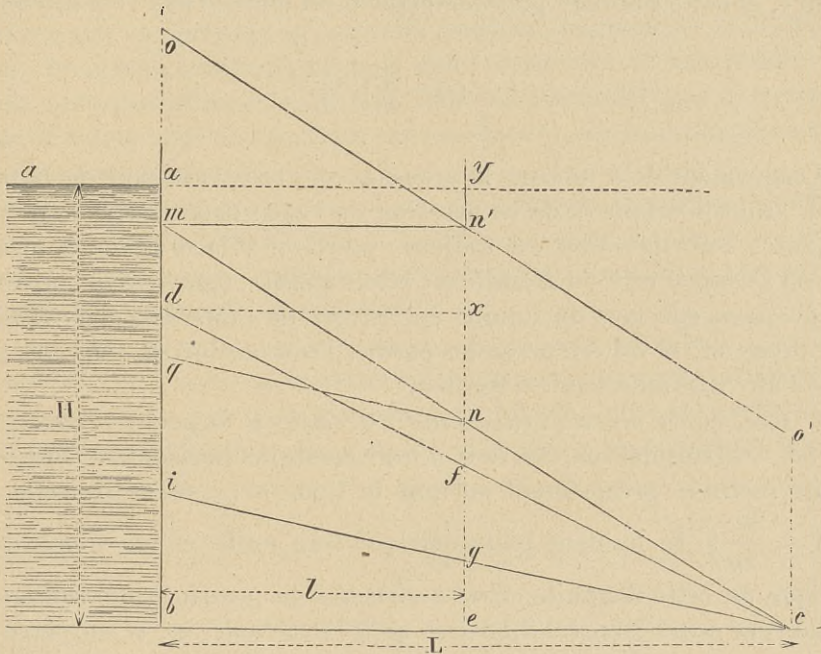


Fig. 50.

Influence de la pente d'une conduite sur les pressions intérieures. — 1^{er} Cas, où la pression intérieure est supérieure à la pression atmosphérique. — Considérons un réservoir (fig. 50), alimentant une conduite horizontale de longueur L, et soit H la hauteur d'eau dans le réservoir au-dessus de la naissance de la conduite. La vitesse d'écoulement dans le tuyau est u et la hauteur génératrice de cette vitesse est $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$, de sorte qu'entre la surface aa de l'eau dans le

réservoir et l'extrémité c de la conduite la charge H est absorbée : 1° par les frottements ; 2° par la production de la vitesse u .

Négligeons la perte de charge due à la contraction, à l'entrée du tuyau, et considérons seulement celle qu'engendre le frottement sur les parois ; cette perte de charge est proportionnelle à la longueur parcourue.

Prenons une hauteur ad égale à $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$; ce qui restera de la charge H , c'est-à-dire la hauteur db , représentera la charge totale absorbée par les frottements de l'origine à l'extrémité de la conduite. Menons la droite dc , ce sera la ligne des niveaux piézométriques ; en un point quelconque e de la conduite, la hauteur piézométrique est ef , elle mesure le frottement qui reste à vaincre pour que le liquide passe de e en c , et cette hauteur piézométrique h est donnée par l'équation :

$$h = \left(H - \frac{u^2}{2g}\right) \frac{L - l}{L}.$$

Cette valeur de h mesure la pression effective, résultant de la pression atmosphérique et de la pression de l'eau ; dans le cas d'une horizontale, cette pression est toujours positive, elle diminue à mesure qu'on s'avance vers l'extrémité où elle s'annule ; dans tout le parcours, la pression effective du liquide est dirigée de l'intérieur à l'extérieur du tuyau et, si on en perce les parois, l'eau en sortira toujours sans que l'air extérieur tende à rentrer.

2° Cas, où la pression intérieure est égale à la pression atmosphérique. — Considérons, au lieu d'une conduite horizontale, une conduite inclinée précisément suivant la ligne dc , c'est-à-dire telle que $\left(H = \frac{u^2}{2g}\right)$, la hauteur piézométrique sera nulle en un point quelconque de cette conduite, c'est-à-dire que la pression atmosphérique s'exercera aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur, et, si on perce les parois en un point quelconque, l'eau ne tendra pas à sortir ni l'air extérieur à rentrer ; c'est là un fait facile à vérifier par l'expérience.

Nous admettons toujours que la longueur de la conduite se confond avec la longueur de sa projection horizontale, quelle que soit l'inclinaison ; cette hypothèse est, en général, parfaitement fondée, car les pentes n'ont jamais une valeur absolue considérable, et, si l'on considère une ligne inclinée d'un dixième, sa longueur est égale à celle de sa projection horizontale multipliée par 1,005 ; la différence est insensible dans la pratique.

Si donc nous considérons la conduite de longueur L , inclinée suivant

la ligne dc , la vitesse de l'eau restera la même que dans la conduite horizontale, car cette vitesse ne dépend que de la longueur de la conduite et de la différence entre le niveau du réservoir et l'orifice extrême c ; la hauteur piézométrique est nulle dans tout le développement de la conduite dc , et l'eau trouve dans la pente qu'elle parcourt les mêmes ressources, pour vaincre les frottements, que celles qui résultaient des diminutions progressives de hauteur des colonnes piézométriques, dans le cas de l'écoulement par le tuyau horizontal. On voit, en effet, que la différence de niveau entre deux points quelconques de la conduite inclinée est précisément égale à la différence de hauteur des deux colonnes piézométriques correspondantes de la conduite horizontale.

Si l'on donne la conduite ic intermédiaire entre dc et l'horizontale bc , la hauteur piézométrique en un point quelconque sera positive et mesurée par la verticale gf , et cette hauteur, augmentée de la différence de niveau existant entre le point considéré et l'extrémité du tuyau, sera précisément égale à la hauteur piézométrique correspondante de la conduite horizontale; par conséquent, les frottements seront pareillement surmontés.

Dans les trois cas que nous venons d'examiner, la vitesse d'écoulement et le débit sont les mêmes : le travail destiné à vaincre les frottements est produit soit par la pente même de la conduite, soit par la variation des hauteurs piézométriques.

Il est facile de calculer l'inclinaison dc , suivant laquelle la pression à l'intérieur du tuyau est constamment égale à la pression atmosphérique : désignons par A la différence de niveau entre le réservoir et l'extrémité de la conduite, la pente de la conduite dc sera égale à :

$$(1) \quad \frac{A - \frac{u^2}{2g}}{L}$$

D'un autre côté, nous avons

$$rj = b_1 u^2 \quad \text{ou} \quad rjL = b_1 L u^2.$$

La quantité jL représente la charge totale A , et l'équation précédente nous conduit à

$$\frac{rA}{b_1 L} = u^2,$$

ce qui nous permet de mettre l'expression de la pente sous la forme

$$A \cdot \frac{1 - \frac{r}{2g \cdot b_1 L}}{L}.$$

Connaissant par les tables la valeur du coefficient b_1 , nous calculerons facilement l'expression précédente, qui, du reste, diffère généralement peu de $\left(\frac{A}{L}\right)$, car la hauteur due à la vitesse u est faible relativement à la hauteur totale de chute A .

3^e Cas, où la pression intérieure est moindre que la pression atmosphérique. — Considérons maintenant une conduite mc plus inclinée que dc ; la charge consommée par le frottement sur la longueur mn est la même que celle qui était consommée sur la longueur égale df (ne pas oublier que les longueurs sont toujours confondues avec leurs projections horizontales); or, sur la longueur df la charge absorbée par les frottements était de fx ; donc elle est aussi mesurée par fx pour la longueur mn , et comme la charge fournie par la pesanteur n'est que de nx puisque la production de la vitesse u absorbe la hauteur xy , le complément, soit nf , doit être représenté par une diminution de pression à l'intérieur de la conduite.

La pression, au point n de la conduite, est donc inférieure à la pression atmosphérique d'une quantité représentée par la verticale comprise entre la direction considérée mc et la direction dc qui correspond au cas où la pression intérieure est constamment égale à la pression atmosphérique.

Si l'on vient à percer la conduite au point n et à la surmonter d'un tube piézométrique, non seulement l'eau ne s'élèvera pas dans le tube, mais la pression extérieure l'emportant sur la pression intérieure, c'est l'air qui pénétrera dans la conduite, et l'écoulement à pleine section ne pourra plus subsister.

Le raisonnement précédent suppose que l'écoulement à plein tuyau existe dans la conduite mc , et il reste à montrer comment on réalisera cette hypothèse dans la pratique.

Considérons d'abord le tuyau horizontal bc ; lorsque l'eau y pénètre, elle le fait avec la vitesse due à toute la charge disponible, cette vitesse se ralentit par suite des frottements à mesure que l'eau s'avance vers l'extrémité du tuyau; les couches liquides successives se trouvent continuellement retardées, non seulement elles ne tendent pas à se séparer les unes des autres, mais elles se pressent même, et l'écoulement à pleine section s'établit nécessairement.

L'eau qui pénètre dans le tuyau dc trouve toujours en passant d'une

section à l'autre la pente nécessaire pour vaincre les frottements, la vitesse est partout la même ; aucune tranche liquide ne marche plus vite que l'autre et ne tend à se séparer de sa voisine ; la continuité de l'écoulement à pleine section est donc réalisée, mais cette continuité est sur le point de disparaître.

Pour toutes les inclinaisons comprises entre l'horizontale et dc , le ralentissement de vitesse a lieu depuis le réservoir jusqu'à l'orifice de la conduite, et l'écoulement à pleine section ne peut manquer de se produire.

Considérons maintenant la conduite mc plus inclinée que dc , l'eau qui y pénètre avec une certaine vitesse trouve une pente supérieure à celle qui est nécessaire pour vaincre les frottements, elle prend donc un accroissement de vitesse qui se traduit par une diminution de la section d'écoulement ; le tuyau n'est plus rempli, et l'eau s'y écoule comme elle le ferait dans un canal cylindrique découvert.

Dans une conduite brisée, telle que qnc , n'ayant qu'une partie de sa longueur au-dessus de dc , l'écoulement à pleine section pourrait se produire de q en n , mais la vitesse en n serait toujours moindre que u , cette vitesse irait en augmentant de n en c , et l'écoulement à pleine section ne saurait se produire.

On voit donc que les conduites dont certaines parties dépassent la ligne dc diffèrent essentiellement de celles placées au-dessous de la même ligne, non seulement en ce qui concerne les différences de pression supportées par les parois intérieures des tuyaux, mais encore en ce qui touche l'écoulement du fluide.

Il n'est cependant pas impossible de faire couler à pleine section les tuyaux, qui coulent à section incomplète lorsque l'eau s'y introduit d'une manière progressive. Il faut les fermer à leur extrémité inférieure lorsqu'on les met en charge, attendre que tout l'air en soit sorti, soit à l'aide de robinets, soit par l'extrémité supérieure, puis enfin, lorsqu'on ouvre le robinet qui fermait la partie inférieure, l'eau coule en vertu de toute la charge, et donne un volume égal à celui que les formules indiquent. Aucune tranche liquide ne peut se séparer des tranches voisines, et un mouvement commun s'établit.

Une conduite, dont le profil dépasserait sur une partie de sa longueur la limite dc , ne doit avoir aucun point haut dans cette partie. On ne pourrait en effet recourir aux ventouses, tubes ouverts ou robinets, pour faire sortir l'air emprisonné dans les tuyaux, puisque ces appareils n'auraient pour résultat que d'introduire de l'air nouveau dans la conduite. Le profil d'une pareille conduite doit être assujéti à cette condition rigoureuse d'avoir toutes ses pentes se succédant avec le même signe. Et remarquons d'ailleurs, à l'appui de cette

observation, que, dans une pareille conduite, les parois étant pressées avec un poids inférieur à celui de l'atmosphère, l'air en dissolution dans l'eau se dégagerait avec une facilité plus grande que dans les conduites ordinaires. Sous le rapport hygiénique, ce dégagement d'air est encore chose fâcheuse. On sait que l'eau est beaucoup plus salubre lorsqu'elle tient une certaine quantité d'air en suspension, et qu'on a même recommandé souvent de placer de temps en temps des chutes dans les aqueducs, afin de favoriser l'accroissement du volume d'air que l'eau peut retenir à la pression atmosphérique.

4° Cas, où la pression intérieure peut être nulle ou négative. — Nous avons vu que, pour une conduite dirigée suivant mc , la pression au point n était inférieure à la pression atmosphérique d'une quantité mesurée par la hauteur nf ; si le point n s'élève jusqu'à venir en n' à une distance telle au-dessus de cd que $n'f$ représente la pression atmosphérique, la pression sera nulle au point n' dans une conduite telle que $mn'e$, le liquide s'écoulera en n' en vertu d'une charge égale à la somme de la pression atmosphérique et de la charge due à la différence de niveau entre a et n' ; l'écoulement sera le même que si la conduite était sciée en n' ; on aura beau allonger la branche descendante $n'e$, le débit restera invariable. Il en sera de même pour toutes les conduites ayant un de leurs points sur la ligne oo' parallèle à dc et située au-dessus d'elle à une distance verticale égale à la hauteur de la colonne liquide qui mesure la pression atmosphérique.

Si une conduite avait un de ses points au-dessus de la ligne oo' , la pression en ce point deviendrait négative, et en remontant vers le réservoir on trouverait encore la pression nulle au point où la conduite coupe la ligne oo' ; l'écoulement serait analogue à celui du cas précédent.

Ces considérations, plus théoriques que pratiques, ont cependant leur intérêt et peuvent trouver leur application notamment dans la question du siphon.

Dans la réalité, l'écoulement ne pourra persister avec une pression nulle ou négative; si l'extrémité c de la conduite débouche en plein air, l'air pénètre dans le tuyau et l'écoulement ne se fait plus à pleine section, la conduite se transforme en une sorte de rigole; si l'extrémité de la conduite plonge dans un réservoir, l'air extérieur ne remonte plus dans le tuyau, mais l'air dissous dans l'eau s'en dégage sous l'influence de la diminution de pression, il s'accumule dans la partie haute de la conduite et finit par arrêter l'écoulement; la vapeur d'eau elle-même se dégage et agit par sa pression propre qui dépend de la température.

Résumé. — Voici le résumé de l'étude précédente :

1° Les conduites sur les parois intérieures desquelles s'exercent des pressions plus grandes que l'atmosphère ne sont sujettes à aucun inconvénient; elles peuvent même avoir des points hauts, attendu qu'il est possible de faire dégager l'air retenu dans ces parties;

2° Les conduites à pressions plus petites que l'atmosphère sont sujettes à des intermittences causées par le dégagement de l'air; elles ne coulent qu'à la manière des siphons et ne peuvent être mises en charge que par le procédé employé pour ces appareils; de plus, dans leur tracé il faut exclure tous les points hauts, puisque ni robinets, ni tuyaux, ni ventouses ne peuvent être appliqués sur leurs parois; enfin le dégagement d'air auquel elles donnent continuellement naissance rend l'eau qu'elles conduisent moins salubre pour les populations qu'elles sont destinées à alimenter;

3° Les conduites à pressions négatives modifient radicalement les conditions de l'écoulement, puisque la pression négative n'arrive que parce que la pose topographique de la conduite met celle-ci dans l'impossibilité de satisfaire aux résultats déduits des formules;

4° Les conduites à pressions égales à l'atmosphère ou à pressions nulles forment la limite : d'une part entre les conduites à pressions plus petites et plus grandes que l'atmosphère; d'autre part entre les conduites à pressions plus petites que l'atmosphère et à pressions négatives. Elles présentent évidemment elles-mêmes les inconvénients qui s'attachent aux conduites dont elles forment la limite inférieure; il convient donc, dans tout projet de distribution d'eau, de chercher à établir les conduites de telle façon que leurs parois aient toujours à résister à des pressions plus grandes que l'atmosphère. Dans le cas où l'on serait exposé à rencontrer des pressions inférieures à la pression atmosphérique en quelque point du parcours, il y aura lieu en cette circonstance de remplacer le tuyau par une rigole découverte.

Influence exercée par l'air confiné sur le débit d'une conduite. — L'influence exercée sur le débit d'une conduite par l'air, qui se dégage de l'eau et qui s'accumule dans les parties hautes du tuyau, a été reconnue depuis longtemps. Couplet l'a constatée sur une conduite amenant l'eau de Roquencourt à Versailles, et voici l'explication qu'en donna l'Académie des sciences :

« M. Couplet a vu qu'en lâchant l'eau à l'embouchure d'une conduite il se passait près de dix jours avant qu'il en parût une goutte à son bout de sortie. Cet accident, si bizarre en apparence, venait, selon l'explication de M. Couplet, d'un air cantonné dans la partie supérieure de certains coudes de la conduite élevés sur l'horizon. Une eau qui se

présentait pour passer tendait à forcer cet air dans son retranchement et à le pousser en avant; mais une autre eau déjà passée avant que l'air se fût amassé dans le haut du coude le soutenait, et, si elle se trouvait être à la même hauteur verticale que celle qui tendait à pousser en avant, il se faisait un équilibre et un repos que l'on voit bien qui pouvait durer longtemps. On remédia à cet inconvénient en adoucissant quelques coudes de la conduite et en mettant aux angles les plus élevés des ventouses où l'air pouvait se retirer sans nuire au cours de l'eau. Après cela, l'eau venait au bout de douze heures, précédée de bouffées de vents, de flocons d'air et d'eau, de filets d'eau interrompus, et tout cela prenait presque la moitié des douze heures d'attente. »

Dans son architecture hydraulique, Belidor démontra la nécessité de placer des ventouses ou des robinets :

1° Pour empêcher la rupture des tuyaux en faisant évacuer l'air qui s'opposait au mouvement du fluide ;

2° Pour permettre au volume débité d'arriver au maximum, ce qui ne pouvait avoir lieu tant qu'il restait de l'air dans les tubes.

Le seul remède que tous les auteurs aient conseillé et que les praticiens aient adopté, pour combattre les effets de l'air emprisonné dans les conduites d'eau, a été de placer, dans les points hauts de ces conduites, des soupapes chargées d'un poids et analogues à celles des chaudières de machines à vapeur, ou des tuyaux verticaux implantés sur la conduite et s'élevant à une hauteur suffisante pour qu'il n'y ait pas déversement, ou des robinets ou des ventouses à flotteurs telles que celles qu'on emploie aujourd'hui dans toutes les distributions d'eau.

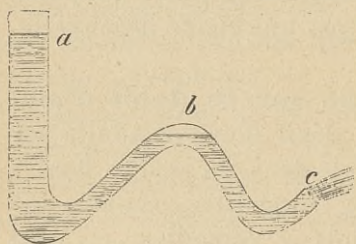


Fig. 51.

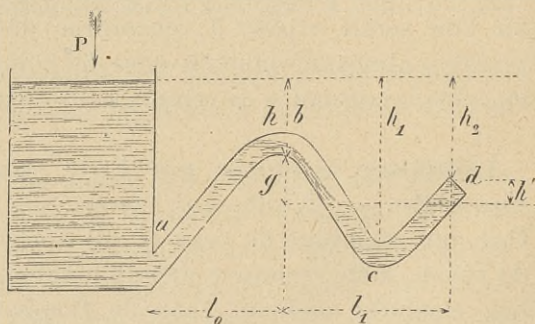


Fig. 52.

Lorsque l'air se loge à la partie haute du tube *b* et s'y confine en gardant avec l'eau une surface de séparation horizontale, il produit un rétrécissement momentané de section qui entraîne une augmentation de vitesse, et par suite une perte de charge quelquefois considérable.

Mais il arrive souvent que l'air confiné occupe un espace analogue à celui que représente la figure 52; l'eau venant du réservoir d'alimentation et de la première partie l_0 de la conduite s'épanche au sommet b comme par un déversoir, s'écoule ensuite pendant quelque temps dans la section descendante comme elle le ferait dans une rigole, et, après un certain temps, finit par remplir de nouveau toute la section du tuyau, de sorte que l'écoulement en d se fait à plein tuyau. La première partie l_0 alimente donc la seconde partie l_1 comme le ferait un réservoir muni d'un déversoir. Confondant toujours les longueurs réelles avec leurs projections horizontales, désignons par :

- f la force élastique de l'air confiné, exprimée en hauteur d'eau,
 - hh_1h_2 les cotes des points b, c, d ,
 - y la hauteur de la lame d'eau qui coule en b sur le déversoir,
 - r et u le rayon de la conduite et la vitesse de l'eau à pleine section,
 - g la hauteur de la bulle d'air,
 - h' la différence de niveau entre le pied de la bulle d'air et l'orifice de sortie.
- La charge de la première partie l_0 de la conduite est. . . $P + h - y - f$
 Et celle de la deuxième partie l_1 $f - h' - P$

Appliquant l'équation fondamentale du mouvement de l'eau dans les tuyaux aux deux sections distinctes l_0 et l_1 , il vient :

$$P + h - y - f = \frac{l_0}{r} b_1 u^2 \quad f - h' - P = \frac{l_1}{r} b_1 u^2.$$

Égalant les deux valeurs de f tirées de ces équations, on trouve :

$$h = h' + y + \frac{l_0 + l_1}{r} b_1 u^2.$$

On a d'autre part :

$$h - y + g = h' + h_2.$$

Combinant ces deux dernières équations, on arrive à :

$$u = \sqrt{\frac{r}{l_0 + l_1} \frac{1}{b_1} \sqrt{h_2 - g}},$$

et cette relation permet de calculer l'influence exercée par la bulle sur la vitesse d'écoulement.

Le cas le plus intéressant à étudier est celui où le tuyau ne donnerait aucun produit; c'est qu'alors

$$u = 0 \text{ et } y = 0,$$

ce qui entraîne

$$h_2 = g \text{ et } h = h'.$$

Ces relations signifient que la hauteur de l'espace occupé par la bulle est égale à la charge sur l'orifice extrême de la conduite.

Dans ce cas, la force élastique f de l'air confiné est égale à $P + h$.

Cette force élastique est généralement constante, cependant elle varie avec la température; elle est plus forte en été qu'en hiver, de sorte que l'écoulement pourra s'arrêter en été et recommencer en hiver.

Telle est l'explication d'un fait singulier d'écoulement qui se présentait en 1750 sur la conduite alimentaire du couvent de Sainte-Marie, faubourg Saint-Jacques, à Paris. Cette conduite fonctionnait bien en hiver, en automne et au printemps, mais s'arrêtait lors des grandes chaleurs de l'été; Deparcieux, consulté à ce sujet, donna les causes du phénomène.

Dans la partie descriptive des appareils, nous reviendrons sur les systèmes mis en œuvre pour l'évacuation de l'air confiné dans les conduites.

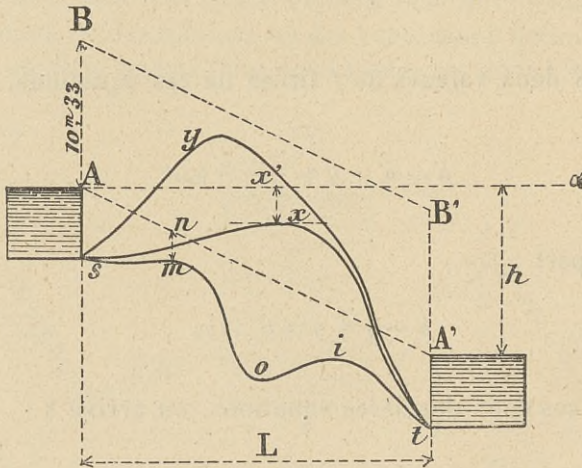


Fig. 53.

Résumé. — En résumé, quand deux réservoirs sont réunis par une conduite, les circonstances suivantes peuvent se présenter suivant le profil de la conduite :

1° Si la chute h entre les deux réservoirs est répartie sur la conduite suivant une pente uniforme et continue $\frac{h}{L}$, si en un mot la conduite suit la ligne droite AA' , la pression de l'eau qui s'y écoule est partout égale à la pression atmosphérique, de sorte que, si on perce la conduite, il n'en sort point d'eau, il n'y entre point d'air, et l'écoulement continue comme si la conduite était étanche; la pression disponible en un point quelconque de la conduite est nulle.

2° Si les deux réservoirs sont reliés par une conduite *Smit* à profil accidenté, qui reste partout au-dessous de la ligne AA' , la pression disponible est positive et mesurée par la verticale mn comprise entre le point considéré et la ligne AA' ; si on perce un orifice en un point quelconque de la conduite, il s'en échappe un filet jaillissant.

3° Si le profil de la conduite s'élève au-dessus de AA' et prend la forme sxt , à la rigueur l'écoulement pourrait se maintenir quelque temps, si on remplissait la conduite comme on le fait pour un siphon, mais, au bout de quelques instants, l'air en dissolution et la vapeur d'eau s'accumulant en x , l'écoulement à pleine section ne pourra se maintenir que sur la longueur sx avec une vitesse dépendant seulement de la charge xx' ; l'écoulement en x et dans une partie de la branche descendante se fera comme sur un déversoir et comme dans un conduit à périmètre non fermé; dans la dernière partie de la branche descendante l'écoulement à pleine section sera rétabli. — Mais la vitesse moyenne se trouvera fort réduite et, si le gaz confiné se trouve soumis à une augmentation de température, sa pression augmentera et l'écoulement pourra s'arrêter complètement pour renaître à une température plus basse. — En tous cas, la pression disponible en x et dans la section à écoulement incomplet est négative; si on y perce un orifice, l'air extérieur entre et l'écoulement ne se fait plus que comme si la conduite débouchait librement dans l'atmosphère en x , tout le bout de conduite xt est inutile.

4° Si la conduite venait, en un de ses points y , à dépasser le niveau du réservoir supérieur, c'est-à-dire l'horizontale Ax , en restant toutefois au-dessous de la parallèle BB' à AA' menée à $10^m,33$ au-dessus du point A , la conduite pourrait encore être amorcée comme un siphon et fonctionner quelques instants, mais le dégagement de l'air et de la vapeur dans la partie haute y ne tarderait pas à arrêter complètement l'écoulement qui ne pourrait même plus se produire par déversement comme dans le cas précédent. — La pression disponible à l'intérieur de la conduite serait toujours négative, mais inférieure à $10^m,33$ en valeur absolue.

5° Enfin, si en un point quelconque la conduite s'élevait au-dessus

de BB', elle ne pourrait même plus fonctionner comme un siphon et jamais un écoulement ne s'y établirait.

Conclusion. — 1° *Le profil en long d'une conduite ne doit jamais s'élever au-dessus de la ligne droite qui joint le plan d'eau du réservoir de départ à celui du réservoir d'arrivée.* — Cela suppose que les deux réservoirs débouchent à l'air libre; s'il en était autrement, il faudrait les relever ou les abaisser fictivement d'une hauteur telle que la pression atmosphérique s'exerce sur chacun d'eux.

2° *Quand la conduite présente un profil accidenté avec pentes et contrepentes, il faut établir des ventouses ou des colonnes piézométriques sur tous les points hauts, afin d'expulser l'air et la vapeur d'eau qui arrêteraient l'écoulement.* Considérons en effet la masse gazeuse qui s'est accumulée au sommet d'une boucle telle que *o i t*, comme la pression de l'air confiné est supérieure à la pression atmosphérique, cet air s'échappera si on lui ménage une ventouse ou un tube débouchant à l'air libre.

Il est rare que la température de l'eau dans les tuyaux dépasse 15°, à cette température la force élastique de la vapeur d'eau est déjà représentée par une colonne de mercure d'environ 0^m,43 et par une colonne d'eau d'environ 1^m,75. On voit que cette tension de la vapeur d'eau confinée peut dans certains cas exercer une sérieuse influence.

RÉSUMÉ DES OBSERVATIONS PRINCIPALES RELATIVES AU MOUVEMENT DE L'EAU DANS LES TUYAUX

Nous avons exposé dans l'étude qui précède tous les faits relatifs à l'écoulement de l'eau dans les tuyaux; toutes les questions pratiques y sont traitées. — Nous résumerons ici les observations capitales qu'il importe de ne jamais perdre de vue.

1° Les formules établies pour le calcul des débits et des charges dans les tuyaux de divers diamètres sont malheureusement basées sur des expériences trop peu nombreuses et aucune n'est parfaite. — Nous engageons le lecteur à se servir de la formule de Darcy et de la table que nous avons dressée d'après cette formule, table dans laquelle les coefficients relatifs aux tuyaux lisses ont été doublés et qui s'applique par conséquent aux tuyaux depuis longtemps en service. — Cette table donnera des résistances trop faibles pour les petits diamètres de 0^m,05 et au dessous et, si la charge doit être ménagée, ce qui est rarement nécessaire dans les petits tuyaux, il faudra corriger l'erreur en aug-

mentant légèrement lesdits diamètres ou en ayant recours aux autres formules. — Pour les diamètres supérieurs à $0^m,60$ on peut à la rigueur prendre les coefficients applicables aux tuyaux lisses, c'est-à-dire réduire de moitié les charges indiquées par la table.

2° La charge n'a qu'une faible influence sur le débit d'une conduite, car celui-ci varie seulement comme la racine carrée de la charge. Cette circonstance permet donc de ménager les charges, circonstance heureuse, et conduit à demander un accroissement de débit à un accroissement de diamètre.

3° En effet, le débit croît comme la racine carrée de la puissance cinquième du diamètre, c'est-à-dire plus vite que le carré du diamètre; la dépense étant proportionnelle au diamètre, on peut avec une petite dépense supplémentaire trouver une forte augmentation de débit.

4° Les pertes de charges dues aux changements de diamètre, aux branchements et aux coudes, sont relativement très faibles dans un réseau de quelque étendue; on en tient un compte suffisant dans les calculs en arrondissant par excès les longueurs des diverses conduites. — Il ne faut pas oublier toutefois que dans les coudes la force centrifuge tend à produire une déformation et doit être contrebutée.

5° Le débit est proportionnel à la vitesse et au carré du diamètre; ce n'est donc pas non plus dans un accroissement de vitesse qu'il faut chercher un accroissement de débit. — Les grandes vitesses engendrent une grande force vive; elles donnent lieu à des chocs, à des coups de bélier et à des pertes fâcheuses pour une distribution; à ce point que, dans certains cas, il faut recourir à des appareils modérateurs. En général, il convient de calculer les tuyaux de manière à ne point dépasser en service ordinaire la vitesse moyenne de 1 mètre à la seconde et il vaut mieux se borner à une vitesse de $0^m,50$ à $0^m,60$.

6° Une conduite formée de plusieurs tuyaux de différents diamètres porte à son extrémité le même débit, quel que soit l'ordre de succession des tuyaux.

7° Quand une conduite se trouve étranglée par un petit diamètre sur une certaine étendue, son débit d'extrémité est pour ainsi dire déterminé par le diamètre de l'étranglement.

8° Jamais il ne faut fractionner entre plusieurs conduites un débit à porter d'un point à un autre, à moins d'y être forcé. — Ainsi une seule conduite de $0^m,25$, à charge égale, est équivalente comme débit à dix conduites de $0^m,10$ et à deux de $0^m,19$.

9° Une conduite, chargée d'un service uniforme de route, consomme une charge qui est le tiers de celle qu'exige le même débit total concentré à l'extrémité. — A charge égale, le débit total de route est égal au débit total d'extrémité multiplié par $\sqrt{3}$.

10° Les réservoirs doivent être les régulateurs de la distribution. Lorsqu'en un point donné il existe une cause de grande consommation intermittente, il faut établir à côté un réservoir spécial ; c'est la solution la plus économique et la meilleure pour assurer le service. Lorsqu'on peut placer un second réservoir à l'extrémité d'une conduite maîtresse de distribution, on améliore le service dans des proportions énormes et on se met en état de faire face très facilement aux variations diverses de la consommation.

11° Les diamètres des conduites de distribution ne doivent jamais être calculés sur le débit moyen qu'elles auront à fournir ; c'est cependant une erreur trop souvent commise. — Il faut considérer leur débit maximum, très variable suivant les pays et suivant les besoins à desservir, et qui souvent dépasse le double du débit moyen.

12° De même il faut ménager, en chaque point du réseau, non seulement la charge nécessaire à la production du débit voulu, charge donnée par la table, mais encore la charge nécessaire pour que l'eau s'élève aux divers étages des édifices. Les distributions d'eau qui n'arrivent qu'au rez-de-chaussée des maisons sont précaires et défectueuses. Il ne faut s'en contenter que s'il est impossible de faire autrement.

13° Le profil en long des conduites doit être étudié avec le plus grand soin. La ligne de charge étant la droite qui relie le niveau d'eau au départ avec le niveau à l'arrivée, il faut que la conduite reste partout au-dessous de cette ligne, afin que la pression intérieure soit toujours supérieure à la pression atmosphérique.

14° Autant que possible, les conduites maîtresses ne doivent présenter en profil vertical aucun coude dirigé vers le haut : car l'air et la vapeur d'eau s'accumulent dans ces parties hautes et le mélange gazeux entrave ou supprime l'écoulement. Le mauvais fonctionnement de nombre de conduites est dû à cette seule cause. Comme il n'est pas toujours possible d'éviter les points hauts sans une dépense excessive, il faut avoir soin d'y ménager des ventouses livrant passage aux gaz que l'eau dégage. — Dans les conduites de distribution, les appareils de prise d'eau suffisent en général au dégagement des gaz.

15° Ordinairement on néglige dans le calcul les pertes de charge dues à la contraction de la veine au départ du réservoir supérieur et à la destruction de la vitesse à l'arrivée dans le réservoir inférieur. — Ces pertes de charge sont, en effet, négligeables en présence de celles qu'entraîne le frottement dans une conduite d'une certaine longueur puisque la quantité $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$, charge correspondant à une vitesse u , n'atteint pas 0^m,05 pour une vitesse moyenne égale à 1 mètre. — Néan-

moins, lorsqu'on relie deux réservoirs par une conduite de quelques mètres de long, il faut tenir compte des pertes de charge au départ et à l'arrivée, sans quoi on commettrait une grosse erreur relative dans l'appréciation de la dénivellation des deux réservoirs.

DU SIPHON

Le siphon sert à transvaser un liquide d'un vase dans un autre vase situé à un niveau inférieur; c'est un appareil en usage dans beaucoup d'industries, il peut trouver son application en grand dans les travaux hydrauliques.

Considérons deux réservoirs A et B réunis par un tube deux fois recourbé à angle droit; ce tube constitue le siphon; supposons-le amorcé, c'est-à-dire rempli de liquide; cette opération sera facile si l'on ménage sur la branche horizontale du siphon un orifice à robinet par lequel on introduira de l'eau qui prendra la place de l'air, les extrémités des deux tubes plongeant dans les réservoirs étant fermées par des robinets.

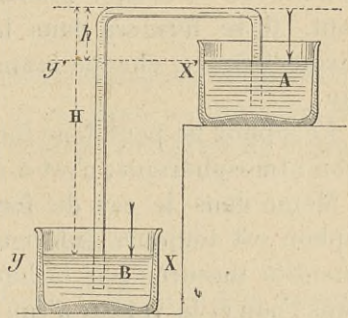


Fig. 54.

Le siphon étant rempli, les deux robinets inférieurs ouverts et le robinet supérieur fermé, qu'arrivera-t-il? D'abord, il ne se produira point de disjonction entre deux tranches liquides contiguës du siphon, car cela déterminerait un vide local que la pression atmosphérique tendrait immédiatement à combler; cela suppose que la hauteur h de la petite branche est inférieure à la hauteur d'eau qui mesure la pression atmosphérique. En outre, une tranche liquide de la branche horizontale du siphon est soumise: à droite, à une pression égale à la pression atmosphérique P diminuée de la hauteur h ; à gauche, à une pression égale à la pression atmosphérique P diminuée de la hauteur H ; la tranche considérée est donc poussée de droite à gauche, c'est-à-dire du réservoir supérieur au réservoir inférieur, par une charge égale à la différence $H - h$ des hauteurs des deux branches du siphon.

Il y aura donc écoulement de A vers B en vertu d'une charge $H - h$, et la vitesse théorique de l'écoulement sera:

$$v = \sqrt{2g(H - h)}.$$

La vitesse pratique dépend de la résistance du tuyau ; si l est le développement total du siphon et r son rayon intérieur, l'équation fondamentale du mouvement dans les tuyaux nous donne :

$$r(H - h) = b_4 l u^2,$$

équation d'où on déduira la vitesse moyenne u .

Dégagement de l'air dans le siphon. — La disposition même du siphon nous indique qu'il ne fonctionnera pas si la hauteur h de la petite branche dépasse la pression atmosphérique ; le siphon étant rempli complètement et mis en communication avec les deux réservoirs, l'eau de chaque branche s'écoulera dans le réservoir correspondant, il se formera dans la partie haute du siphon une chambre barométrique ; chaque branche sera transformée en un baromètre à eau.

Le siphon ne peut donc fonctionner que si h est inférieure à la pression atmosphérique, c'est-à-dire à $10^m,33$ lorsqu'il s'agit de l'eau.

Même dans le cas du fonctionnement, la pression au sommet du siphon est toujours inférieure à la pression atmosphérique d'une quantité mesurée par la hauteur de la petite branche. L'air dissous dans l'eau et la vapeur d'eau elle-même se dégagent donc, s'accumule à la partie haute et ne tarde pas à arrêter l'écoulement.

C'est là l'inconvénient du siphon employé comme appareil d'épuisements ; nous avons eu l'occasion d'installer dans une galerie de mine percée à flanc de coteau un siphon formé de tuyaux en tôle bitumée ; lorsqu'il était amorcé, il fonctionnait bien pendant quelque temps, puis s'arrêtait, de sorte qu'on n'en tira point l'avantage qu'on s'en promettait. Il aurait fallu placer au sommet du siphon une petite pompe à air, mise en mouvement par un enfant ou par une transmission prise sur une machine motrice ; avec cette addition, le siphon deviendrait un appareil d'épuisement commode et économique. On peut recourir aussi à un éjecteur à vapeur, comme nous le verrons plus loin.

Siphon renversé. Conduite forcée. — Autrefois, lorsqu'une conduite d'eau avait à franchir une vallée ou une route, on construisait à grands frais des ponts aqueducs monumentaux ; aujourd'hui, on les évite autant que possible et on les remplace par des conduites forcées ou siphons renversés.

Soit un canal amenant ses eaux en A avec une vitesse v , il faut faire passer ses eaux de l'autre côté d'une vallée en B où recommence une

nouvelle section du canal ; on se sert à cet effet d'une conduite cylindrique en fonte C de longueur l dans laquelle le liquide prend une vitesse u .

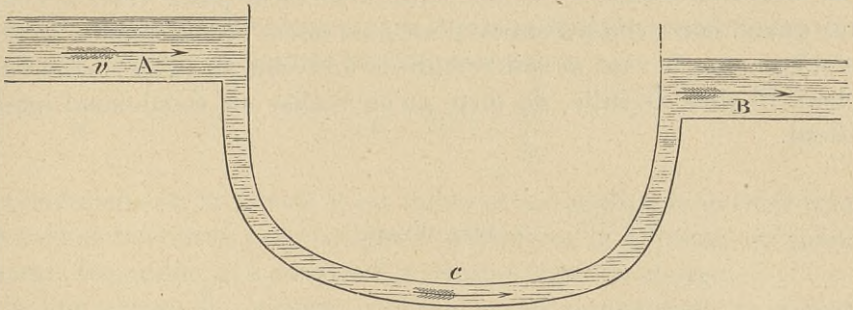


Fig. 55.

Nous admettons qu'à cause des changements brusques de direction la vitesse v est complètement détruite en A et la vitesse u complètement détruite en B par suite des remous ; il en résulte une perte de charge

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{u^2}{2g} ;$$

d'autre part, le frottement dans la conduite C absorbe une charge égale à

$$\frac{b_1 l u^2}{r} .$$

On peut donc calculer la perte de charge totale de A en B et, par suite, l'abaissement que doit éprouver le plafond du canal lorsqu'on passe d'un de ces points à l'autre.

On peut diminuer sensiblement les pertes de charge en terminant la conduite C par des raccords tangentiels de manière que ses orifices d'entrée et de sortie se trouvent dans la direction même du canal. On doit réaliser cette disposition toutes les fois qu'elle est possible.

Écoulement intermittent par siphon. —

Le siphon donne lieu à des phénomènes d'écoulement qui permettent d'expliquer le mécanisme de certaines sources ou fontaines intermittentes que l'on rencontre dans la nature.

Dans un vase V est un siphon S courbé en cercle presque complet et

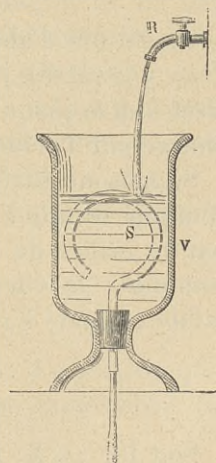


Fig. 56.

traversant le fond du vase ; l'eau arrive par un robinet R dont le débit est moindre que celui du siphon lorsqu'il fonctionne. Le vase se remplissant peu à peu, l'eau finit par dépasser le sommet du siphon, celui-ci se trouve amorcé, il fonctionne et ne tarde pas à vider le vase ; puis, quand son orifice d'entrée n'est plus noyé, l'écoulement s'arrête jusqu'à ce que le vase se soit rempli de nouveau jusqu'au sommet du siphon. Et ainsi de suite, de sorte qu'on réalise un écoulement intermittent.

JETS D'EAU

C'est sur la variation de la charge avec l'étranglement de l'orifice terminal que sont fondés les jets d'eau.

Considérons un réservoir A alimentant une conduite, qui se termine au point C par un orifice dont l'axe est vertical.

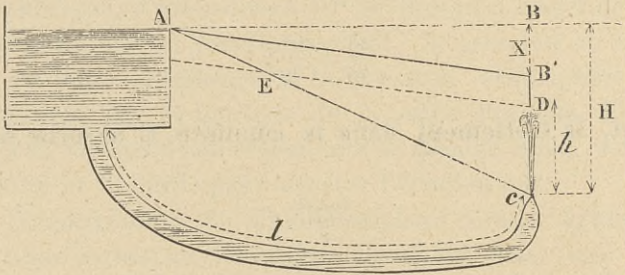


Fig. 57.

Supposons d'abord qu'on place au-dessus de cet orifice un tube élevé, l'eau y montera jusqu'à ce qu'elle atteigne le niveau B du réservoir, c'est-à-dire jusqu'à ce que l'équilibre hydrostatique s'établisse. La charge sur l'orifice C est représentée par la colonne CB.

Supposons maintenant que l'on recouvre l'orifice C d'un ajutage conique, terminé en pointe, de manière à ne laisser sortir l'eau que par un orifice de section incomparablement moindre que celle de la conduite ; la vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite sera très faible et égale à u , les frottements détermineront une perte de charge :

$$X = jl = \frac{b_1 u^2 l}{r}$$

Soit $BB' = X$; prenons en outre au-dessous de B' une hauteur B'D, égale à $\left(\frac{u^2}{2g}\right)$; cette hauteur représente la perte de charge due à la

destruction de la vitesse de la masse liquide qui vient choquer l'ajutage conique.

Il ne reste donc, comme charge disponible sur l'orifice, qu'une hauteur CD, et la ligne de charge est la parallèle DE à B'A.

Le jet d'eau, qui s'échappera de l'ajutage conique, ne s'élèvera donc qu'à une hauteur h , donnée par l'équation :

$$(1) \quad h = H - \frac{b_1 u^2 l}{r} - \frac{u^2}{2g}$$

Généralement, la vitesse u est faible et on néglige le dernier terme du second membre; cela revient à considérer la hauteur CB' comme charge disponible, et à adopter B'A comme ligne de charge.

Si l'ouverture de l'ajutage conique va en augmentant, la dépense augmente et avec elle la vitesse u , de sorte que les pertes de charge à retrancher de H augmentent rapidement; la charge disponible h diminue et il en est de même de la hauteur du jet d'eau.

Enfin, lorsque l'ajutage n'est plus que le prolongement de la section, la hauteur h devient nulle; l'eau qui s'échappe de la conduite n'est animée que de la vitesse u , et le jet ne s'élève qu'à la hauteur $\frac{u^2}{2g}$; c'est-à-dire une hauteur généralement très faible. Alors la ligne de charge est représentée, comme nous savons, par la droite AC.

En réalité, la vitesse u n'est pas complètement absorbée par la contraction due à l'ajutage, et il ne faudrait retrancher dans le second membre de l'équation (1) qu'une quantité $\alpha \frac{u^2}{2g}$; dans laquelle α est un coefficient moindre que l'unité; mais il est plus simple de ne pas tenir compte de ce terme, généralement peu important dans les conduites disposées spécialement pour l'alimentation des jets d'eau.

La hauteur h du jet d'eau, déduite de l'équation (1), est un peu trop forte; elle se trouve atténuée dans la réalité par la résistance de l'air et aussi par le choc des molécules liquides qui retombent.

D'Aubuisson, d'après ses expériences, avait conclu que la hauteur réelle h' du jet d'eau était donnée par la formule :

$$(2) \quad h' = h - 0,01.h^2.$$

Darcy a repris les expériences relatives à cet objet: il a montré que le coefficient de réduction de la valeur théorique h se rapprochait de l'unité, à mesure que le diamètre du jet augmentait :

Ainsi, pour un orifice de 0^m,015 de diamètre, on avait... $h' = 0,93.h$
 Et pour un orifice de 0^m,05..... $h' = 0,95.h$

Le coefficient de réduction par lequel il faut multiplier la hauteur piézométrique, pour avoir celle du jet, n'est donc point constant ; il est probable qu'il varie, non seulement avec le diamètre de l'ajutage, mais encore avec le diamètre de la conduite alimentaire.

Pour des orifices très petits avec des charges considérables, le coefficient de réduction serait encore inférieur aux nombres précédents.

La hauteur d'un jet d'eau est du reste soumise, comme les lignes de charge, à des oscillations continuelles ; dans les expériences de Darcy, la hauteur moyenne n'a été que les 0,96 de la hauteur maxima calculée par les formules précédentes.

La *forme du bec d'écoulement* n'est pas indifférente, car il est clair qu'il faut éviter les chocs et les contractions brusques ; le court ajutage cylindrique qui termine le bec doit donc être raccordé avec le tuyau d'aménée par une tubulure à évasement progressif ; la hauteur d'ascension diminue quand on augmente le diamètre du bec, pourvu, bien entendu, que ce diamètre reste toujours très petit par rapport à celui de la conduite d'aménée.

Pour un bec donné la hauteur du jet n'augmente pas indéfiniment avec la pression ; elle s'arrête à un certain maximum.

M. Lueger a procédé en 1884 à une série d'expériences sur les jets d'eau avec des becs d'un diamètre compris entre 0^m,01 et 0^m,03. Il est arrivé aux résultats suivants :

En appelant s la hauteur du jet, h la charge sur l'orifice, et φ un coefficient numérique, qui dépend du diamètre d de l'orifice, on a :

$$s = \frac{h}{1 + \varphi \cdot h} \qquad \varphi = \frac{0,00025}{d + 1000 \cdot d^3}$$

La hauteur du jet ne dépasse point, quelque grande que soit h , la valeur $\frac{4}{\varphi}$; c'est la limite de s quand h devient infini.

Pour les diamètres	$\varphi =$	Limite de s
0 ^m ,010	0,0228	44 ^m
0 ^m ,015	0,0136	73 ^m
0 ^m ,020	0,009	111 ^m
0 ^m ,025	0,0061	163 ^m
0 ^m ,030	0,0054	227 ^m

Pour une hauteur de pression de 10 mètres, des jets de 0^m,01, 0^m,02 ou 0^m,03 d'embouchure montent à 8^m,2, 9^m,17 ou 9^m,50.

PERTES DE CHARGE PRODUITES PAR LES CHANGEMENTS DE DIAMÈTRE,
LES BRANCHEMENTS ET LES COUDES

1° Changement de diamètre. — Lorsqu'un courant liquide passe d'un tuyau *a* dans un tuyau *b* de diamètre différent, il y a production de chocs et de tourbillons qui absorbent une certaine quantité de force vive représentée par une perte de charge. Le liquide renfermé dans les angles du plus grand tuyau *b* se renouvelle lentement et est agité de mouvements circulaires.

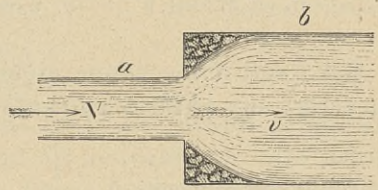


Fig. 58.

Nous avons, plus haut, examiné ce phénomène et évalué la perte de charge, qui est égale à la hauteur représentative d'une vitesse égale elle-même à la différence des vitesses d'écoulement dans les deux tuyaux.

Autrement dit, si *V* est la vitesse moyenne d'écoulement dans le tuyau *a* et *v* la vitesse moyenne dans le tuyau *b*, la perte de charge est égale à

$$\frac{(V - v)^2}{2g}.$$

2° Calcul des pertes de charge au passage des robinets et des vannes. — Les robinets sont de véritables ajutages cylindriques ; l'eau qui s'y presse éprouve de ce fait une perte de charge relativement forte par rapport à celle qu'entraîne le frottement dans le tube et la courbure de ce tube.

Nous avons vu que dans l'ajutage cylindrique la vitesse *V* d'écoulement à l'extrémité de l'ajutage était :

$$V = 0,82 \sqrt{2gh},$$

d'où l'on tire :

$$\frac{V^2}{2g} = 0,67h.$$

Il y a donc une perte de charge égale à 0,33 *h*, ou au tiers de la charge disponible ou à la moitié de la charge utilisée.

Le passage de l'eau dans un orifice rétréci donne lieu à une perte de charge

$$K. \frac{V^2}{2g},$$

qui est, suivant l'importance du rétrécissement, une fraction ou un multiple de la hauteur représentative de la vitesse d'écoulement V .

Ainsi, quand on considère une vanne qui ferme plus ou moins un *tuyau rectangulaire*, si l'abaissement de la vanne varie de dixième en dixième de la hauteur, la valeur du coefficient K varie comme il suit :

Rapport de l'orifice laissé

libre à la section totale.	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Valeur du coefficient K .	0	0,09	0,39	0,95	2,08	4,02	8	17	44	193

S'il s'agit d'une vanne mobile en travers *d'un tuyau cylindrique*, on arrive aux chiffres suivants :

Valeur de l'abaissement.	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{2}{8}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8}$
Rapport des sections.	1	0,918	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159
Coefficient K .	0	0,07	0,26	0,81	2	5,5	17	98

Il ne faut pas accorder à ces chiffres une valeur absolue, ils constituent surtout une indication.

Dans la pratique, on peut toujours calculer la perte de charge d'une manière approximative par la formule :

$$\frac{(V - v)^2}{2g}$$

3° **Branchement.** — Soit un tuyau principal ab (fig. 59), sur lequel se greffe un tuyau secondaire c , on a ce qu'on appelle un *branchement*.

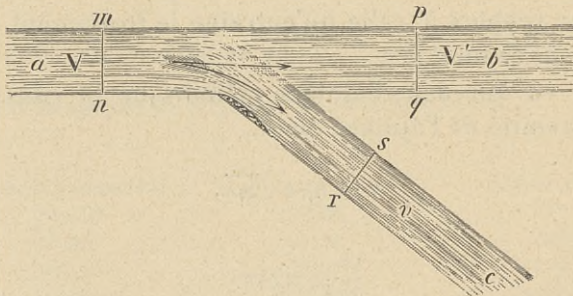


Fig. 59.

Les eaux venant de a se répartissent dans les deux directions b et c et la vitesse V' dans le tuyau principal à l'aval du branchement est moindre que la vitesse V à l'amont.

D'autre part, les eaux s'infléchissent pour passer de a en c , elles se contractent à l'entrée du tuyau c ; il y a donc une perte de force vive

et par suite une perte de charge entre les sections *mn* et *rs*. Il se forme un remous, notamment dans l'angle amont de la conduite.

La perte de charge est difficile à apprécier, elle dépend évidemment de la direction du branchement par rapport à la conduite principale.

Presque toujours les branchements sont normaux ; les expériences de Belanger et Genieys semblent indiquer que, dans ce cas, la perte de charge, lorsqu'on passe de la section *mn* dans la section *rs*, est égale à deux fois la hauteur représentative de la vitesse *v* dans cette dernière section *rs*.

Ainsi la perte de charge serait de $\left(\frac{2v^2}{2g}\right)$.

Les déviations et les remous paraissent avoir leur action principale à l'entrée du branchement *c*, cependant ils doivent se faire sentir aussi sur la conduite maîtresse et les chocs contre l'angle aigu du branchement ne sont pas sans absorber une certaine portion de force vive.

Dans la section d'aval *pq* de la conduite maîtresse, la vitesse *V'* est moindre que la vitesse *V* dans la section d'amont *mn*, puisqu'il passe moins de liquide dans la première que dans la seconde. S'il n'y avait point perte de charge de *mn* en *pq*, la diminution de vitesse se traduirait par une augmentation équivalente du niveau piézométrique, c'est-à-dire par un relèvement de la ligne de charge.

Dans la pratique, on admet que ce relèvement est absorbé par la perte de charge et on conserve le même niveau piézométrique à l'aval qu'à l'amont du branchement.

Il serait facile de déterminer expérimentalement les pertes de charge qui se produisent au passage des branchements ; mais les expériences n'ont pas été entreprises parce qu'elles ne présentent pas un grand intérêt pratique ; généralement, la longueur des conduites est assez considérable pour que les frottements sur les parois possèdent une influence prépondérante et pour qu'on puisse négliger les pertes de charge secondaires.

Néanmoins, il est possible d'en tenir compte en les évaluant comme nous venons de le faire tout à l'heure.

4° Coudes. — Les coudes déterminent une inflexion de la masse liquide qui parcourt le tuyau et entraînent nécessairement une perte de force vive en même temps que la production d'une force centrifuge.

Force centrifuge. — Cette force centrifuge a pour expression $\left(\frac{m.v^2}{R}\right)$, *m* étant la masse du liquide en mouvement, *v* sa vitesse et *R* le rayon moyen du coude.

Considérons une conduite de 0^m,50 de diamètre parcourue par de l'eau animée d'une vitesse de 2 mètres à la seconde ; cette conduite est courbée suivant un arc de 2 mètres de rayon, et on demande la valeur de la force centrifuge déployée sur un mètre courant du coude.

La masse est le quotient du poids par l'accélération g de la pesanteur, par suite :

$$m = \frac{\pi r^2 \cdot 1000}{g} = \frac{3.14 \times 1000}{46.9,8} = 20$$

$$v^2 = 4 \quad R = 2 \quad m \frac{v^2}{R} = 40 \text{ kilog.}$$

Ainsi, la conduite exercera une poussée centrifuge de 40 kilogrammes par mètre courant du coude, et on devra s'opposer à cette poussée qui déformerait la conduite ; à cet effet, la conduite maîtresse étant posée en galerie, on la relie par des supports en fonte au massif de la maçonnerie.

Pertes de charge. — M. Mary a trouvé que les pertes de charge par coude ne dépassaient pas 0^m,002 pour les vitesses de 0^m,58 à 0^m,60 ; pour des vitesses de 1 mètre, la perte de charge produite par un coude correspondrait à un accroissement de la longueur égal à quatre fois son diamètre.

Quelques expériences de Dupuit ont montré aussi que les pertes de charge dues aux coudes et étranglements correspondaient à l'accroissement de résistance qui résulterait d'un léger allongement du tuyau.

La découverte d'une formule qui donnerait exactement l'influence des angles dans les conduites ne saurait, dit Dupuit, avoir beaucoup d'utilité pratique.

Il est inutile de faire des calculs spéciaux au sujet des résistances autres que celle qui résulte du frottement à la paroi. Les expériences montrent en outre que l'avantage d'avoir une conduite plus ou moins rectiligne est de peu d'importance et qu'il ne faut jamais faire de grands sacrifices pour l'obtenir. Il va sans dire qu'il ne faut pas multiplier sans nécessité les coudes et les sinuosités ; mais, quand ils sont motivés par l'état des lieux et qu'on ne saurait les faire disparaître qu'avec de grandes dépenses, il faut s'y résigner. La moindre augmentation du diamètre de la conduite dans cette partie ferait plus que compenser la perte de charge due à ces circonstances.

En somme, pour tenir compte de l'influence des étranglements, des branchements et des coudes, il suffit d'ajouter à la longueur réelle de la conduite une certaine quantité proportionnelle à son diamètre, et l'on pourra profiter de cette circonstance pour arrondir le chiffre de cette dimension, ce qui abrégera les calculs.

Pression exercée par l'eau sur un obstacle placé dans un tuyau cylindrique, perte de charge qui en résulte. —

Soit un tuyau cylindrique horizontal, dans lequel se trouve un corps solide M, qui rétrécit la section; quand l'écoulement régulier s'est établi, la vitesse v , dans les deux sections égales AB, A'B', dont l'aire

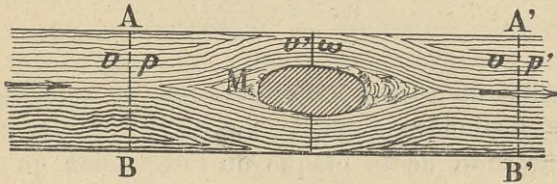


Fig. 60.

est S, est égale; mais dans la section la plus étranglée, d'aire ω , la vitesse v' est plus grande et l'on a :

$$v.S = v'.\omega$$

Les sections AB et A'B' sont supposées en dehors de la zone de perturbation; la pression p , par mètre carré de la première est plus grande que la pression p' de la seconde. En appelant δ le poids du mètre cube d'eau, la perte de charge, lorsqu'on passe de AB à A'B', est égale à $\left(\frac{p-p'}{\delta}\right)$.

La distance est trop petite pour que les frottements du liquide sur lui-même ou sur les parois du tuyau, supposé horizontal, aient une importance notable, la perte de charge correspond donc tout entière à la vitesse perdue, et l'on a :

$$\frac{p-p'}{\delta} = \frac{(v'-v)^2}{2g}$$

L'impulsion R exercée par le liquide en mouvement sur l'obstacle M est égale à la différence des pressions totales pS et $p'S$ exercées sur les sections AB et A'B' limitant la masse liquide, d'où

$$R = S(p-p') = \delta.S. \frac{(v'-v)^2}{2g}$$

Appelons A la plus grande section du corps M, nous pouvons écrire

$$(1) \quad R = \delta. \frac{v^2}{2g} \cdot A. \frac{S}{A} \cdot \left(\frac{S-\omega}{\omega}\right)^2$$

ou bien, en posant :

$$(2) \quad K = \frac{S}{A} \left(\frac{S - \omega}{\omega} \right)^2,$$

l'équation (1) devient :

$$R = K \cdot \delta \cdot A \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Le coefficient K ne dépend en somme que du rapport de la section du tuyau à la section maxima de l'obstacle ; toutes choses égales, d'ailleurs, la réaction de la plaque ou l'impulsion qu'elle reçoit est proportionnelle au carré de la vitesse du liquide.



Fig. 61.

Lorsque l'obstacle M est une sphère, ou un ellipsoïde, ou un corps quelconque présentant au liquide une proue profilée, de telle sorte que l'inflexion des filets liquides

se produise progressivement, on peut admettre qu'il n'y a pas de contraction au passage de la section la plus réduite, et l'on peut prendre

$$\omega = S - A$$

Mais il n'en est pas de même lorsque l'obstacle est une plaque mince, la contraction se produit et la section la plus réduite est en arrière de la plaque ; en appelant m le coefficient de contraction, la section la plus faible ω est :

$$m(S - A),$$

De sorte que le coefficient K s'écrit :

$$K = \frac{S}{A} \left(\frac{\frac{S}{A}}{m \left(\frac{S}{A} - 1 \right)} - 1 \right)^2$$

Si l'obstacle est de forme telle qu'il ne produise pas de contraction, on doit faire $m = 1$, il n'y a plus que le rapport $\frac{S}{A}$ qui influe sur le coefficient K ; on a fait des expériences dans lesquelles ce rapport a varié de 4 à 8, et l'on a trouvé pour K un nombre s'écartant peu de 0,60.

Si l'obstacle est une plaque mince, l'expérience donne pour la valeur de K à peu près 1,90, ce qui correspond pour $\frac{S}{A} = 4$ à la valeur 0,80 pour le coefficient m .

Il faut donc se servir avec une grande prudence des formules que nous venons d'établir, surtout quand les données s'écartent des limites expérimentales ci-dessus indiquées. — Toutefois, elles sont susceptibles de donner des indications utiles pour le calcul de certains robinets, pour le calcul de la soupape d'écoulement du bélier et, aussi, pour le calcul de la sphère dont on se sert pour curer les siphons.

De la compressibilité de l'eau. — La compressibilité de l'eau est excessivement faible et généralement négligeable dans la pratique. Il ne faut pas oublier cependant que toute augmentation de pression entraîne une diminution du volume liquide et que toute diminution de pression entraîne une extension.

Le *coefficient de compressibilité*, c'est-à-dire la variation proportionnelle du volume pour une variation de pression d'une atmosphère, est très difficile à déterminer, car il faut tenir compte de la compressibilité du vase qui contient le liquide et même de sa porosité; il y a là des effets comparables en grandeur à celui que l'on veut mesurer.

Les plus anciennes expériences sur la compressibilité sont celles de Colladon et Sturm; il y en a de plus récentes de M. Cailletet et de M. E. Amagat.

D'après Colladon et Sturm, voici quelques coefficients de compressibilité :

Eau à 0°.....	50	millionièmes.
Eau à 4°.....	48	—
Mercure à 0°.....	3	—
Éther à 0°.....	111	—
Alcool à 7°.....	38	—

D'après cela, à 0°, l'eau perdrait 1 millième de son volume sous une pression de 20 atmosphères et 1 vingtième sous une pression de 1 000 atmosphères.

La compressibilité diminue quand la pression augmente.

Pour la mesurer, on s'est servi d'un manomètre à piston différentiel, comprimé dans un cylindre d'acier de 0^m,03 de diamètre et de 0^m,08 d'épaisseur, placé lui-même dans un vase de cuivre où l'on maintient une température constante; les divers degrés de compression se déterminent par une série de fils de platine que le mercure indicateur atteint successivement; à chaque atteinte, un circuit électrique se ferme et

s'accuse sur un galvanomètre. La compression produit un échauffement considérable, et les déterminations successives s'opèrent pour ce motif avec une grande lenteur. Voici les coefficients de compressibilité de l'eau et de l'éther donnés par M. Amagat, et établis à la température de 17°.

EAU		ETHER	
Entre 1 et 262 atmosphères.....	0,000043	Entre 1 et 154 atmosphères.....	0,000156
— 262 et 805 —	0,000038	— 154 et 487 —	0,000107
— 805 et 1334 —	0,000033	— 487 et 870 —	0,000083
— 1334 et 1784 —	0,000030	— 870 et 1243 —	0,000063
— 1784 et 2202 —	0,000028	— 1243 et 1623 —	0,000051
— 2202 et 2590 —	0,000026	— 1623 et 2002 —	0,000045
— 2590 et 2981 —	0,000024		

Ces nombres ne sont que des coefficients apparents, car il faudrait les corriger de la compressibilité de l'acier.

Ils montrent que l'eau diminue de 4 à 5 millièmes sous une pression de 100 atmosphères et l'éther de 15 millièmes.

DE LA VITESSE DE PROPAGATION DES MOUVEMENTS DANS L'EAU

On admet dans la pratique que les mouvements produits en un point d'une masse liquide se transmettent instantanément; cependant, il n'en est rien; lorsque vous ouvrez un robinet à l'extrémité d'un tuyau, l'écoulement à gueule bée ne se produit pas instantanément, l'eau ne s'écoule pas tout d'une pièce sur la longueur entière du tuyau; il faut que le mouvement se communique d'une tranche à l'autre, car aucun vide ne peut se produire dans la masse, et un certain temps est nécessaire à cet effet.

Nous ne connaissons pas d'expériences sur ce sujet; il serait intéressant et relativement facile d'en instituer, en mesurant avec un chronographe à contacts électriques le temps qui s'écoule entre le moment de l'ouverture instantanée d'un orifice et le moment où est actionné un flotteur placé à une distance variable, ayant même densité que l'eau et établissant un contact électrique au moindre déplacement.

Quoi qu'il en soit, lorsqu'on ouvre un orifice, on substitue brusquement la pression atmosphérique à la pression du liquide au repos; celui-ci qui était comprimé se détend, puisque la pression diminue; l'ébranlement dû à cette extension se propage de l'aval à l'amont, le mou-

vement non permanent s'établit et se transforme, suivant une loi exponentielle d'allure très rapide, en mouvement permanent.

Quelle est la vitesse de propagation ? tout le monde est d'accord pour admettre qu'elle est égale à celle de la vitesse du son dans l'eau.

Dans la détermination de cette vitesse intervient la *compressibilité* de l'eau, que nous avons négligée jusque-là dans nos calculs et qu'il ne faut cependant pas perdre de vue, car elle permet seule d'expliquer certains phénomènes.

Deux formules ont été établies pour déterminer la vitesse V de propagation du son dans l'eau.

Voici la première : la pression p du liquide étant liée à sa densité δ par une relation telle que :

$$p = F(\delta)$$

la vitesse du son est donnée par la formule simple :

$$V = \sqrt{g \cdot F'(\delta)}$$

dans laquelle la quantité sous radical est le produit de l'accélération de la pesanteur par la dérivée de la fonction F .

Appelant K le coefficient de compressibilité de l'eau, V_0 et δ_0 le volume et la densité sous la pression atmosphérique, V et δ le volume et la densité sous la pression p , on a :

$$v = v_0(1 - Kp) \quad \text{ou} \quad \delta_0 = \delta(1 - Kp)$$

$$\delta = \frac{\delta_0}{1 - Kp} = \frac{\delta_0(1 + Kp)}{1 - K^2p^2}$$

On peut négliger le carré de K^2 , car K est un nombre excessivement petit, et il reste :

$$\delta = \delta_0(1 + Kp) \quad \text{ou} \quad p = \frac{\delta - \delta_0}{K\delta_0} = F(\delta)$$

La dérivée de p ou de $F(\delta)$ est :

$$\frac{1}{K\delta_0}$$

et la vitesse

$$(1) \quad V = \sqrt{\frac{g}{K\delta_0}}$$

Nous avons vu que le coefficient de compressibilité était égal à 0,000048 pour une pression d'une atmosphère ou de 10 333 kilogrammes par mètre²; mais il faut le rapporter à la pression de 1 kilogramme, afin d'avoir la valeur de K à introduire dans la formule (1), c'est-à-dire prendre K égal à :

$$\frac{0,000048}{10\ 333}$$

La formule (1) devient donc, en remarquant que la densité δ_0 est égale à 1 000 :

$$v = \sqrt{\frac{9,8096 \times 10\ 333 \times 10^3}{48}} = 1\ 450^m,$$

chiffre qui diffère peu de celui (1 435^m) qui résulte des expériences de Sturm et Colladon.

On arriverait au même résultat en appliquant la formule de Laplace :

$$v = \sqrt{\frac{g}{\varepsilon}}$$

dans laquelle ε est la compression éprouvée par une colonne de la substance considérée, ayant une hauteur d'un mètre et soumise à une pression égale à son poids; ε est précisément égal à la valeur de $K\delta_0$ déterminée tout à l'heure.

De cette étude il faut retenir que la vitesse de propagation des mouvements dans l'eau est très considérable sans être instantanée et que la considération de la compressibilité de l'eau ne doit pas être négligée en toutes circonstances.

CHAPITRE V

JAUGEAGE DES EAUX. — COMPTEURS

SOMMAIRE : Du jaugeage des eaux en mouvement : 1° procédés généraux de jaugeage des eaux courantes, par mesure directe, par déversoir ou par vanne, par la recherche des vitesses, appareils divers pour la mesure des vitesses, moulinet de Woltmann, tube de Pitot; 2° compteurs, leur application au jaugeage et à l'enregistrement du débit des sources. — A. Compteurs de volume, arrêté du 15 octobre 1880 pour la Ville de Paris, essais des compteurs; compteur Frost-Tavenet, Kennedy ou Kern, Frager, Bonna, Schmid, Kent, Samain, Deplechin et Mathelin; compteurs à membranes; compteurs rotatifs à piston, Crown meter. — B. Compteurs de vitesse; turbine universelle, compteur Berhaut, Siemens, Tylor, Leopolder, Everett; compteur Thomson avec lanterne filtrante. — Observations générales sur les compteurs. — C. Appareils jaugeurs; robinets enregistreurs, robinets de jauge, jauge piézométrique Chamerozy; partiteurs et modules, module de Jean de Ribera.

DU JAUGEAGE DES EAUX EN MOUVEMENT

Une des premières opérations à entreprendre pour une étude de distribution d'eau, c'est l'évaluation des ressources disponibles, c'est-à-dire la mesure du débit des sources, des ruisseaux ou des rivières auxquels il s'agit de recourir.

De même, quand la distribution fonctionne, il importe de connaître à chaque instant le débit des conduites et des appareils, ainsi que la consommation des établissements desservis; les redevances sont, du reste, calculées le plus souvent d'après le volume consommé, et il est nécessaire d'enregistrer constamment ce volume.

Enfin on a besoin, dans certains cas, de livrer un volume d'eau toujours le même dans l'unité de temps, et on a recours alors aux appareils de jauge.

Nous avons donc à décrire :

- 1° Les procédés généraux de jaugeage des eaux courantes;
- 2° Les appareils appelés *compteurs*, enregistrant le volume d'eau qui passe dans une conduite fermée;
- 3° Les appareils de jauge qui fournissent un débit constant.

1° PROCÉDÉS GÉNÉRAUX DU JAUGEAGE DES EAUX COURANTES

Jauger un cours d'eau, c'est trouver son débit pendant l'unité de temps, c'est-à-dire trouver le volume qui passe pendant l'unité de temps dans une section donnée.

Cette opération est fort longue et fort délicate, lorsqu'il s'agit de rivières et de fleuves; elle a donné lieu à des observations et à des expériences du plus grand intérêt, mais qui sortent de notre sujet et que nous n'avons pas à rappeler ici.

Pour ne point changer les unités généralement adoptées, le jaugeage doit s'exprimer en mètres cubes à la seconde; multipliant par 1 000 le nombre ainsi obtenu, on a le débit en litres.

Pouce de fontainier. — Autrefois, l'unité de mesure pour les débits d'eau était le pouce de fontainier. Le pouce de fontainier était égal au débit par minute d'un orifice circulaire en mince paroi, d'un pouce ($0^m,0271$) de diamètre, percé dans la paroi d'un réservoir dans lequel l'eau était maintenue à un niveau constant de 7 lignes ($0^m,0158$) au-dessus du centre de l'orifice. Le pouce de fontainier était de 14 pintes 48 pouces cubes, ou de $13^{lit},33$ par minute, ce qui fait $0^{lit},2217$ par seconde.

M. de Prony avait tenté d'introduire une unité analogue qu'il appelait le module; l'usage ne s'en est pas conservé.

Pour exprimer le débit d'une source en pouces de fontainier, on la recevait dans une caisse en tôle, portant sur une même ligne horizontale un certain nombre de trous d'un pouce de diamètre, munis chacun d'un obturateur; la caisse portait latéralement un déversoir arasé à 7 lignes au-dessus du centre des trous. Pour maintenir dans la caisse le niveau constant à la hauteur du déversoir, il fallait ouvrir un nombre plus ou moins grand de trous, et ce nombre mesurait en pouces de fontainier le débit de la source.

Jaugeage par mesure directe. — Le procédé le plus exact, pour les sources petites ou moyennes, et même pour les ruisseaux, est de mesurer directement le volume d'eau qui s'écoule pendant un temps donné. On reçoit dans une caisse, dans une cuve, naturelle ou artificielle, mais de forme régulière, la source ou le ruisseau à mesurer, et l'on compte le nombre de secondes nécessaire au remplissage de la capacité donnée. Cette opération plusieurs fois répétée fournit le débit à la seconde. Une caisse en bois ou en tôle et une montre à secondes suffisent à l'observateur.

On ne saurait trop recommander de recourir à la mesure directe, toutes les fois qu'elle ne présente point de grosses difficultés.

Jaugeage par déversoir ou par vanne. — Le jaugeage des sources et des petits cours d'eau s'effectue souvent au moyen de vannes ou de déversoirs; on s'arrange de manière à maintenir le niveau d'amont à un repère constant, tout en faisant passer le débit total soit sur un déversoir, soit par un vannage.

Nous avons donné aux pages 43 et 52, les formules relatives aux vannes, et à la page 62 les formules relatives aux déversoirs. Le lecteur trouvera là tous les renseignements nécessaires.

Le jaugeage par déversoir en mince paroi est toujours le meilleur, et il est facile d'établir en travers d'un ruisseau un barrage en planches surmonté d'une feuille de tôle échancrée, de manière à former un déversoir de largeur connue.

Lorsqu'on a, ce qui est le cas ordinaire, à procéder à une série d'observations, on peut faire une installation permanente et même recourir, pour mesurer la hauteur de la tranche d'eau déversante, à un papier enregistreur, comme l'indique M. Quintin, ingénieur des Ponts et Chaussées :

Le déversoir en maçonnerie A, ou le barrage établi en travers du

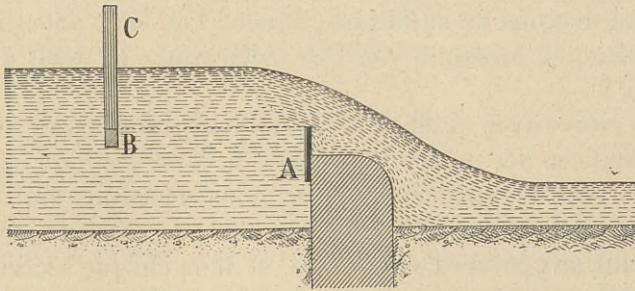


Fig. 62.

courant, est surmonté d'une feuille de tôle mince, bien dressée, dont le bord supérieur est horizontal; cette tôle forme un excellent déversoir.

À l'amont, à une distance suffisante pour que l'appel du déversoir n'influe pas sur la surface du courant, est fixé un taquet B, bien repéré par rapport à la crête du déversoir A ou, mieux encore, placé juste au niveau de cette crête. — La hauteur d'eau est mesurée par une règle en métal C, munie en haut et en bas d'un ressort pince-papier; on peut donc appliquer sur cette règle une bande de papier impressionnable, d'un centimètre de large par exemple, qui se décolore lors-

qu'elle est plongée dans l'eau ; la partie décolorée donne une évaluation commode et exacte de la hauteur à relever.

Toutes ces observations ne sont pas difficiles : cependant elles exigent du soin et de la méthode.

Jaugeage par la recherche des vitesses. — Dès que l'on se trouve en présence d'un cours d'eau de quelque importance, les méthodes précédentes sont inapplicables.

Pour arriver à un résultat d'une exactitude mathématique, il faudrait relever la vitesse en tous les points d'une même section transversale et multiplier chaque vitesse par la section élémentaire correspondante. La somme de tous ces produits donnerait le débit total.

Malheureusement, c'est une opération longue et difficile de relever les vitesses non seulement à la surface d'un courant, mais encore en beaucoup de points de la section.

Lorsqu'on n'a pas besoin d'une grande exactitude, on se contente de déterminer à l'aide d'un flotteur la vitesse maxima à la surface, et on en déduit la vitesse moyenne à l'aide des formules et des tables de la page 91.

Nous rappellerons que la formule de de Prony est inexacte, et qu'il faut recourir aux formules de M. Bazin, et mieux encore à ses tables.

Enfin, l'emploi des formules donnant la vitesse moyenne en fonction de la vitesse maxima ne suffit plus, lorsque l'on veut obtenir un résultat bien précis, et lorsqu'il s'agit de déterminer le débit d'un grand cours d'eau :

Alors on relève avec exactitude une section transversale et on détermine la vitesse en des points rapprochés de cette section ; on a recours à cet effet à l'un des instruments que nous décrirons tout à l'heure. On divise la section transversale en une série de sections élémentaires correspondant aux points d'expérience, et dans chaque section élémentaire on admet une vitesse constante égale à celle qu'on a trouvée au point d'expérience qui correspond à cette section. La somme des débits ainsi trouvés représente d'une manière suffisamment exacte pour la pratique le débit total du cours d'eau.

Tout revient donc à déterminer soit une vitesse à la surface, soit une vitesse à l'intérieur d'une masse liquide.

Les vitesses à la surface s'obtiennent généralement au moyen de flotteurs ; les vitesses à l'intérieur s'obtiennent à l'aide de divers appareils, dont les plus connus et les plus maniables sont le moulinet de Woltmann et le tube de Pitot perfectionné par Darcy.

Des flotteurs. — Les flotteurs les plus simples consistent en de

petits morceaux de bois ou de papier que l'on abandonne au fil de l'eau, et voici comment on opère :

On plante sur la rive deux piquets ou repères *a* et *b*, espacés d'une distance *d* ; à l'amont de *a* on lâche un flotteur, on observe à l'aide d'une montre à secondes les instants du passage en *a* et *b*, et on en déduit par conséquent le temps qu'il a fallu au flotteur pour parcourir la distance *d*. Une seule épreuve serait insuffisante, on la renouvelle plusieurs fois et on obtient une moyenne du nombre de secondes *t* qu'il faut à un flotteur pour parcourir la distance *d* exprimée en mètres. La vitesse au milieu du courant sera donc exprimée par le rapport $\frac{d}{t}$.

Les flotteurs de superficie, aussi légers que le papier ou le bois, sont très mauvais ; ils obéissent à l'action du vent, ils sont arrêtés par le moindre obstacle et ne donnent que des résultats incertains.

Nous avons trouvé une assez grande régularité dans les indications du flotteur suivant, bien facile à construire :

Nous prenons une petite bouteille *a*, d'un décilitre par exemple ; à

son goulot, nous attachons par une courte ficelle un bouchon ordinaire *b* ; la bouteille *a* est munie de son bouchon, on la leste à l'intérieur, soit avec de la grenaille de plomb, soit avec de l'eau, de telle sorte que tout l'appareil flotte, le bouchon *b* restant seul à la surface du liquide ; après quelques tâtonnements, on arrive à ce résultat. On a alors un flotteur presque insensible au vent et à la résistance de

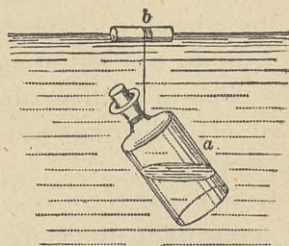


Fig. 63.

l'air et qui marche avec la vitesse moyenne des filets situés dans le voisinage de la surface. Lorsqu'on lance l'appareil dans l'eau, il plonge, puis se relève, et, après quelques oscillations, se fixe dans la position indiquée par la figure.

Les ingénieurs américains, dans leurs expériences sur le Mississipi, ont employé en grand ce genre de flotteur ; ils se servaient de barils sans fond, lestés avec des saumons de plomb, de manière à rester verticaux ; le baril est lié par un cordage à un flotteur de superficie, une caisse creuse par exemple, portant une tige verticale de fer terminée par un petit drapeau.

En allongeant ou en raccourcissant le cordage, on plaçait le baril à diverses hauteurs, et on pouvait ainsi déterminer la vitesse en un élément quelconque du courant.

Cependant, sous de grandes dimensions, ce flotteur complexe doit

perdre de ses avantages, car la résistance du cordage et du flotteur de superficie n'est pas sans influence.

Il va sans dire que les opérations de jaugeage par flotteurs doivent être exécutées sur une partie de cours d'eau rectiligne, de section régulière, où on observe une allure constante sans remous et sans chute.

Appareils divers pour mesurer les vitesses. — Certains expérimentateurs ont mis en œuvre des appareils spéciaux qu'il suffit de rappeler, car l'usage ne s'en est pas propagé.

Ainsi, on a eu recours à des flotteurs composés d'une sorte de bâton régulier, lesté à sa partie inférieure, de manière à se tenir debout dans l'eau et à descendre sensiblement jusqu'au fond du courant ; ce bâton est abandonné au fil de l'eau et descend incliné vers l'aval ; sa vitesse représente la vitesse moyenne de l'eau dans le plan vertical qu'il parcourt.

Le capitaine Boileau, auteur d'un *Traité du mouvement des eaux*, se servait d'un tube en verre, immergé parallèlement au courant et renfermant une bulle d'air dont on mesurait la vitesse de déplacement ; cette vitesse de déplacement était liée par une relation fixe avec la vitesse du courant et on tarait l'appareil en faisant mouvoir le tube à des vitesses connues dans une eau stagnante. La vitesse de la bulle d'air était d'autant plus forte que le tube s'éloignait davantage d'être capillaire.

Grandi eut recours à une boîte immergée à une profondeur voulue et présentant un orifice étroit sur sa face exposée au courant ; le poids d'eau qui pénétrait dans la boîte dans un temps donné représentait la vitesse ; ce système ne pouvait conduire à des résultats bien exacts, parce que la boîte a nécessairement des dimensions assez considérables pour produire dans le liquide des remous et des variations de vitesse.

Castelli se servait d'un pendule à cadran ; c'était une balle de plomb réunie par une tige rigide à son axe horizontal de rotation ; la balle de plomb, descendue à la profondeur du filet liquide dont on voulait connaître la vitesse v , recevait de ce liquide une poussée vers l'aval mesurée par kv^2 , k étant un coefficient constant ; elle était soumise d'autre part à l'action de son poids dans l'eau p ; la résultante de ces deux forces faisait avec la verticale un angle α donné par :

$$\text{tang } \alpha = \frac{Kv^2}{p} \quad \text{d'où} \quad v = \sqrt{\frac{p}{K} \text{ tang } \alpha}$$

la tige du pendule se plaçait précisément de manière à faire l'angle α

avec la verticale ; donc, en tarant à l'avance l'instrument pour déterminer la constante $\left(\frac{p}{K}\right)$, la mesure de l'angle α donnait la valeur de la vitesse.

Le tachomètre de Brünings repose sur le même principe ; une plaque métallique guidée horizontalement est exposée au courant ; l'extrémité d'aval de la tige qui la guide est reliée par une ficelle à une poulie horizontale qu'elle quitte pour devenir verticale et aboutir à l'extrémité d'une balance dite romaine ; on dispose le contrepoids mobile de cette balance de telle sorte que la plaque exposée au courant reste immobile et le fléau de la romaine horizontal. Si l'on désigne alors par d la distance du contrepoids p de la romaine à son axe d'oscillation, par V la vitesse du liquide, par l la longueur fixe du bras de la romaine sur lequel la ficelle agit, la pression exercée sur la plaque est kv^2 et elle est transmise à la romaine. Celle-ci se trouvant en équilibre, les moments des efforts exercés à ses deux extrémités sont égaux, et l'on a :

$$kv^2.l. = pd \quad \text{ou} \quad v = \sqrt{\frac{p.d}{K.l}} = A \sqrt{d}.$$

La lecture de la distance d suffit, lorsque l'appareil est taré, pour donner la valeur de la vitesse.

M. de Perrodil a appliqué la *balance de torsion* à la mesure de la vitesse des eaux courantes.

M. Ritter a proposé l'emploi du *thermomètre* pour le jaugeage des petits cours d'eau qui se jettent dans une rivière et dont les eaux se trouvent d'ordinaire à une température inférieure à celle de la rivière ; la loi des mélanges permet de conclure de l'observation des températures le rapport des débits.

Mais il n'y a que deux appareils qui soient entrés réellement dans le domaine de la pratique : le moulinet de Woltmann et le tube de Pitot perfectionné par Darcy.

Moulinet de Woltmann. — Nous avons donné la théorie de cet appareil dans notre traité d'hydraulique ; il est inutile de la reproduire ici, car il n'est d'aucun usage dans les distributions d'eau.

Le principe en est connu, c'est le même que celui de l'anémomètre ; deux bras en croix, montés sur un manchon à axe horizontal mobile, portent quatre ailettes planes ou hélicoïdales qui reçoivent le choc du courant liquide. Sous le choc, le moulinet tourne et sa vitesse dépend de celle du liquide qui le frappe ; elle devient constante quand

le travail produit par le choc de l'eau égale celui des résistances passives.

La vitesse du moulinet est représentée par le nombre de tours qu'il effectue à la seconde ; ce nombre est enregistré par des engrenages à cadran.

L'appareil, descendu à la profondeur voulue, est guidé par une tige horizontale, il est muni, dans le prolongement du moulinet, d'un gouvernail qui force le moulinet à se présenter au courant.

La vitesse du liquide, au point où fonctionne le moulinet, est obtenue par une formule telle que :

$$v = \alpha + \beta.n$$

dans laquelle α et β sont des constantes expérimentales et n le nombre de tours du moulinet à la seconde.

Du reste, on tare et on gradue l'instrument par expériences directes en le faisant mouvoir dans une eau tranquille à des vitesses données, et on construit la table ou la courbe qui lie les vitesses au nombre de tours.

On construit aujourd'hui des moulinets perfectionnés très sensibles, à embrayage et à débrayage électrique et à enregistreurs.

Cet appareil ne peut évidemment pas être d'un usage pratique sur les petits cours d'eau.

Tube de Pitot. — Le tube, imaginé par Pitot et présenté par lui à l'Académie des Sciences en 1732, a été mis sous une forme pratique par Darcy.

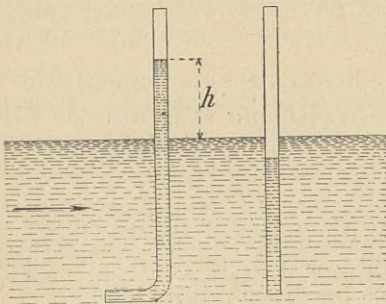


Fig. 64.

Réduit à sa plus simple expression théorique, il pourrait être formé d'un seul tube en verre, horizontalement recourbé à son extrémité ; l'eau qui pénètre par la partie horizontale exposée au courant se tient en équilibre dans le tube vertical, à une hauteur au-dessus de la surface du courant égale à h ou $\frac{V^2}{2g}$, V étant la vitesse du filet fluide que l'on considère.

Lorsque l'on est placé dans des circonstances qui permettent de mesurer exactement h , on déduit, en effet, V de cette hauteur avec une précision très suffisante.

Mais, en général, le clapotement de l'eau contre la surface extérieure du tube et contre son armature ne permet point de comparer le niveau de l'eau dans le tube à celui de la surface du courant, troublée par la présence de l'appareil ; les ondulations qui courent toujours à la surface suffiraient, d'ailleurs, pour rendre bien difficile la mesure précise du niveau de cette surface.

C'est pour éviter cette difficulté que Pitot ajouta un second tube vertical dont l'extrémité inférieure trempait dans le courant.

Pitot croyait que le niveau de l'eau dans le tube droit devait être égal à celui de la surface du courant, et qu'ainsi la différence de niveau, ou h , hauteur due à la vitesse, pourrait être facilement obtenue.

Il y avait là une première erreur : lorsque l'on plonge un tube droit dans un courant, l'eau dans le tube se tient en contre-bas de la superficie du courant d'une quantité en rapport constant avec le carré de la vitesse du filet fluide qui passe sous son orifice inférieur ; ainsi la différence h entre le niveau de l'eau dans les tubes représente une quantité supérieure à la hauteur due à la vitesse réelle du filet fluide considéré.

D'où une cause d'inexactitude que Pitot n'avait pas pressentie.

En second lieu, les oscillations étaient très fortes dans des tubes ainsi disposés ; d'autant plus fortes que les orifices avaient tout le diamètre des tubes, et que même on croyait nécessaire de disposer ces orifices en forme d'entonnoir.

On voit donc aisément pourquoi le tube de Pitot ne pouvait rendre aucun service pratique. D'abord sa construction reposait sur une erreur de principe ; ensuite les oscillations qui avaient lieu dans les tubes ne permettaient pas d'apprécier, principalement dans les vitesses faibles, les différences de niveau cherchées.

Darcy a corrigé ces inconvénients ; il s'est servi de deux tubes qui débouchent l'un contre le courant, l'autre perpendiculairement au courant ; il y a surélévation d'eau dans le premier et dénivellation dans le second par rapport à la surface libre du courant. La différence de hauteur entre les deux tubes étant h , la vitesse du liquide est de la forme $m\sqrt{2gh}$; le coefficient m est égal à 0,84 lorsque les ajutages sont à angle droit.

Ces ajutages sont de petit diamètre, deux millimètres par exemple, tandis que le diamètre des tubes en verre qui les prolongent et qui sont accolés sur une monture mobile, le long d'une tige verticale, est d'un centimètre.

La lecture se ferait mal au voisinage de la surface du courant ; pour parer à cet inconvénient, Darcy réunit les deux tubes à leur partie supérieure dans un tube unique, muni d'un robinet ; on aspire l'air

par ce tube unique de manière à abaisser la pression interne au dessous de la pression atmosphérique et on ferme le robinet ; l'eau s'élève donc à telle hauteur que l'on veut dans les deux tubes accolés, mais la dénivellation entre leurs deux colonnes liquides reste la même, et la lecture de la hauteur h n'offre aucune difficulté.

On peut même, en fermant les robinets des ajutages inférieurs, tirer l'appareil hors de l'eau sans rien changer à son état et ne faire la lecture qu'à ce moment.

Le tube de Darcy a été perfectionné par M. Harlacher, qui s'en est servi pour la mesure des débits de l'Elbe et du Danube (1881).

2° COMPTEURS

Les *compteurs* sont les principaux appareils de mesure en matière de distributions d'eau.

Ils peuvent même être appliqués avec grand avantage à l'étude *prolongée du débit des sources* et des ruisseaux.

Il suffit de recevoir l'eau courante à jauger dans un bassin, prolongé par un bout de tuyau sur lequel on intercale un compteur ; le débit quotidien s'obtient ainsi très facilement par une simple lecture, et on peut même rendre l'appareil enregistreur. Il permettra alors de suivre pendant des années la variation du débit et donnera, sans peine et sans grande dépense, les renseignements les plus précieux. Il est désirable que cet usage des compteurs s'introduise dans la pratique, même pour les études ordinaires, car la location d'un bon appareil est une petite dépense.

Pour le moment, ils ne servent qu'à constater les consommations d'eau et à établir les sommes dues par les usagers.

On distingue deux classes de compteurs :

A. — Les compteurs de volume, mesurant réellement ou pesant l'eau qui passe.

B. — Les compteurs de vitesse, qui, comme le moulinet de Woltmann, permettent de déduire, du nombre de tours effectué par un arbre dans l'unité de temps, la vitesse du fluide et, par suite, le volume de ce fluide qui passe en un temps donné.

On conçoit facilement qu'en principe les compteurs de volume sont supérieurs aux compteurs de vitesse.

A. — COMPTEURS DE VOLUME

On a appliqué parfois l'action de la gravité pour obtenir des compteurs de volume ou plutôt des compteurs de poids. Imaginez une

balance où les deux plateaux sont remplacés par des vases égaux A et A'; un robinet R peut amener l'eau de la distribution alternativement dans l'un et l'autre vase : quand l'un est plein, le fléau de la balance bascule, le robinet commandé par le fléau s'ouvre vers l'autre plateau et celui-ci se remplit à son tour. A chaque oscillation, un taquet fait avancer d'un cran le rochet moteur d'une minuterie. Tel est l'ancien compteur à augets de Flicoteaux (*fig. 1*, pl. 1).

On obtient ainsi un appareil qui ne peut convenir qu'à un écoulement à l'air libre, et non à un écoulement par conduite forcée. Il en est de même des compteurs rotatifs à augets, à vannettes, à tympan hélicoïdal comme le compteur Casalonga (*fig. 2*) ou Parkinson ; l'usage en est tout à fait exceptionnel.

Les compteurs sous pression sont au contraire d'un usage courant ; ils ne sont pas tous autorisés par l'administration. Ainsi la ville de Paris n'admet chaque système qu'après des épreuves très prolongées, dont les conditions sont réglées par un arrêté spécial ci-après résumé.

ARRÊTÉ DU 15 OCTOBRE 1880, VILLE DE PARIS

Aucun compteur ne peut être mis en service qu'après un poinçonnage officiel, qui n'est accordé qu'aux systèmes autorisés à titre définitif ou provisoire.

Les compteurs doivent rester étanches sous une pression intérieure de 15 atmosphères et fonctionner régulièrement sous des pressions variant de 1 mètre à 7 atmosphères.

On appelle *débit normal* d'un compteur le plus grand volume qu'il peut fournir à l'heure, d'une manière régulière et continue, sous une pression de 3 atmosphères ; il faut cependant que le fonctionnement reste régulier pour un écoulement de :

2, 3, 4, 6, 8, 12, 15 litres à l'heure, dans des compteurs ayant un débit normal de :

3, 5, 10, 20, 30, 60, 120 mètres cubes à l'heure.

Il est accordé une tolérance pour les petits débits d'épreuve qui ne correspondent à aucun puisage usuel ; cette tolérance est de 20 0/0 en plus ou en moins pour les débits d'épreuve inférieurs à un demi-litre par minute, et de 10 0/0 jusqu'à 1 litre.

Tout puisage atteignant 1 litre par minute devra être enregistré à 8 0/0 près par le compteur, et la tolérance n'est admise que par défaut, c'est-à-dire qu'elle doit se produire uniquement en faveur de l'abonné et non en faveur de la ville.

Si l'écart est dépassé, le compteur est changé, mais les deux parties contractantes, l'abonné et la ville, ne peuvent exercer aucune répétition, l'une contre l'autre, car chacune d'elles possède à tout moment le droit de provoquer la vérification du compteur.

L'autorisation de fournir des compteurs n'est donnée par la ville de Paris qu'après versement d'un cautionnement de 5000 francs, et elle est toujours révocable pour inexécution des conditions ou pour mauvais fonctionnement des appareils.

Essais des compteurs. — Dans la pratique, lorsqu'un compteur est présenté à l'admission, il est soumis pendant plusieurs mois à des

essais par le service municipal, et quelques appareils sont également mis en observation dans des propriétés particulières. Il est indispensable que les essais soient prolongés, car les organes délicats de ces appareils sont soumis à des chocs, à des coups de bélier, à une usure continuelle provenant non seulement du frottement des pièces entre elles, mais encore du frottement des particules solides entraînées ou déposées par l'eau et même du frottement du liquide dont l'action indéfiniment prolongée ne saurait être négligeable.

On conçoit donc combien il est difficile d'établir un bon compteur, capable de fournir un long service sans dérangement et sans réparations : il faut, du reste, qu'il n'exige pour son fonctionnement qu'un travail minime et n'absorbe qu'une charge insignifiante.

Après les premiers essais, un arrêté préfectoral autorise à titre provisoire la pose de trois cents appareils, plus tard l'autorisation est étendue à mille appareils, plus tard encore elle devient illimitée.

Il est clair qu'avec toutes ces précautions le nombre des appareils autorisés est fort restreint. Nécessairement, la fourniture des compteurs se trouve ainsi constituée en une sorte de monopole au profit de quelques maisons et l'introduction d'un nouveau système n'est possible que pour les constructeurs capables de supporter une avance considérable de temps et d'argent.

1° Compteur Frost-Tavenet. — Le compteur Frost-Tavenet, admis par la ville de Paris, et fabriqué par la Compagnie Continentale des compteurs, est un appareil à un seul piston à double effet : chaque oscillation simple du piston fait passer un volume d'eau constant de la conduite d'amenée ou conduite d'amont dans la conduite de distribution, ou conduite d'aval, et cette oscillation fait avancer d'une dent la première roue du train d'horlogerie qui indique par ses cadrans extérieurs les unités, les dizaines, les centaines, et, s'il le faut, les milliers de mètres cubes consommés.

Les figures 3 et 4, planche I, donnent les coupes verticale et horizontale d'un compteur ; il se divise en trois parties : 1° le pot ou cylindre de mesurage G où se meut le piston compteur ; 2° le corps du milieu qui renferme le mécanisme de manœuvre et de comptage ; 3° le chapeau.

La tige H du piston F communique son va-et-vient au taquet K solidaire du tiroir A, et ce tiroir, en agissant sur les lumières P et Q, détermine le va-et-vient du petit piston auxiliaire B, qui commande le tiroir E ; celui-ci met les lumières 1 et 3 alternativement en communication avec la conduite d'amenée et avec la conduite de distribution.

L'eau sous pression, après avoir traversé un grillage en cuivre qui

arrête les matières en suspension, pénètre librement dans le corps du milieu et dans le chapeau.

Au moment indiqué par les figures, l'eau sous pression arrive sous le piston F et le pousse vers le haut ; l'eau emmagasinée au-dessus du piston passe par la conduite 1 dans le tiroir E et dans la conduite 2 qui communique avec l'orifice de sortie. En s'élevant, la tige H vient soulever le taquet K et le tiroir A, la lumière P qui admettait l'eau sous pression se trouve recouverte par le tiroir et communique alors avec l'eau d'aval, dont la pression est bien inférieure à celle de l'eau d'amont : quant à la lumière Q, elle débouche alors sous le tiroir A et se met en communication avec l'eau d'amont ; le piston B est donc poussé vers la droite et il en est de même du tiroir E, qui recouvre non plus les lumières 1 et 2, mais les lumières 2 et 3 ; le canal 3 communique donc avec l'aval, tandis que 1 communique avec l'amont ; le piston F est alors poussé vers le bas, il descend avec sa tige jusqu'à ce que l'encoche supérieure de cette tige rencontre le taquet K et ramène le piston A à sa position initiale.

Le mouvement oscillatoire une fois commencé se poursuit donc indéfiniment ; il peut s'arrêter ou reprendre à un moment quelconque suivant que le consommateur ouvre ou ferme sa prise d'eau.

La tige H porte à gauche deux taquets N et N' ; à chaque oscillation double, N soulève un levier à cliquet qui fait avancer d'une dent le rochet *r* de l'horlogerie. Ce rochet est relié à l'appareil enregistreur, situé en dehors de l'enveloppe, par un petit arbre qui traverse le presse-étoupe P. Le taquet N' doit forcer le levier à cliquet O à redescendre dans le cas où il resterait en l'air. La minuterie extérieure, à cadrans plus ou moins nombreux, enregistre les volumes d'eau.

Pour des diamètres de tuyaux de 7, 10, 15, 20, 30, 40, 60, 80, 100 mill.
le prix des compteurs est de. . 85, 115, 165, 200, 275, 450, 700, 1 000, 2 400 fr.

En résumé, on voit combien un appareil de ce genre est complexe et délicat ; tout le mécanisme est en bronze, il résiste bien aux coups de bélier, fonctionne par la seule pression de l'eau et n'exige aucun graissage. Aussi l'entretien est-il à peu près nul pendant les premières années : plus tard l'usure arrive et il faut changer les cuirs des pistons, remplacer certaines pièces.

Il faut avoir soin de proportionner le calibre du compteur au débit qu'on exige, car si la vitesse du mécanisme est trop grande, l'usure est rapide. Le débit varie avec la pression motrice, c'est-à-dire avec la différence qui existe entre la hauteur piézométrique d'amont et la hauteur d'aval ; si la pression du réseau est de 30 mètres au compteur et

que la prise d'eau soit à 10 mètres au-dessus du compteur, la pression motrice est de 20 mètres. Les diverses circonstances de la prise d'eau sont donc à considérer.

2° Compteur Kennedy ou Kern. — C'est un des compteurs admis par la ville de Paris (*fig. 5 à 7, pl. 1*) ; il comprend un piston à double effet mobile dans un cylindre qui forme le socle de l'appareil ; sur ce cylindre est boulonnée la boîte renfermant le mécanisme et portant sur le côté les cadrans enregistreurs.

L'étanchéité du piston avec frottement très faible est assurée par une bague en caoutchouc qui roule dans la gorge allongée du cylindre ; les bases de celui-ci sont garnies de deux anneaux en caoutchouc contre lesquels s'amortissent les chocs du piston s'il vient à s'en produire ; en même temps ces anneaux forment un joint parfait.

La tige de piston guidée par un galet se prolonge par une crémaillère dont l'oscillation se communique à un pignon dont l'axe commande d'un côté la minuterie et de l'autre le changement de direction obtenu par une clef ou robinet de distribution.

L'axe commun de la clef et du pignon porte un levier à deux bras mis en mouvement par un autre levier à contrepoids ; celui-ci est fou sur l'arbre ; après avoir renversé la position de la clef, il tombe sur un tampon en caoutchouc qui amortit la chute. La figure 6 montre la coupe de la clef de distribution, ainsi que la marche de l'eau dans les conduits ; l'appareil est représenté au moment où le piston effectue sa course ascendante : l'eau arrive par l'orifice A, suit le canal D et vient soulever le piston ; l'eau qui se trouve au-dessus du piston est refoulée dans le canal C, contourne la conduite D et se trouve dirigée par la clef dans le conduit de sortie B. Le piston continuant à remonter, le levier à contrepoids arrive à dépasser la verticale et à tomber de l'autre côté en entraînant le bras correspondant de la clef du robinet ; cette clef décrit un quart de tour et le mouvement du piston se renverse.

La minuterie compte et totalise les coups de piston ou plutôt les transforme en volumes d'eau ; sur certains compteurs on monte un véritable enregistreur, et on recueille un diagramme qui donne à chaque instant la consommation et qui permet d'enregistrer les pertes.

Le compteur Kennedy est ingénieux et son bon fonctionnement doit tenir particulièrement à l'usage du piston en caoutchouc durci, dont la densité est voisine de celle de l'eau ; le mouvement ascendant ou descendant exige à peu près la même force ; la bague roulante donne un frottement très doux sans nuire à l'étanchéité ; mais il exige un graissage sans lequel il peut s'arrêter tout en laissant passer l'eau.

Quand les compteurs reçoivent une eau acide, attaquant le fer, on

garnit le cylindre d'une chemise en laiton. En somme, ce compteur s'accommode assez bien des eaux industrielles.

Les compteurs ordinaires, munis à l'entrée et à la sortie d'une bride pour raccord avec tuyaux de plomb, portent les numéros :

00 0 1 02 2 3 4 5 6 7 8 9 10

ont un diamètre d'orifice égal en millimètres à :

7 10 15 20 30 40 60 80 100 130 150 200 250

débitent au maximum par heure en mètres cubes :

2,7 4,5 9 13 18 36 45 81 145 227 317 454 681

et sont cotés au tarif en francs :

105 129 165 209 335 520 860 1 135 1 450 2 580 3 170 4 950 7 850

Le débit du compteur varie, cela va sans dire, avec la charge : si la pression de l'eau est par exemple de 40 mètres à l'amont du compteur et que l'orifice qu'il ait à desservir soit à 10 mètres au-dessus de lui, la charge au passage du compteur sera de 30 mètres.

Pour les petits compteurs la charge ne peut guère tomber au-dessous de 1 mètre et pour les grands au-dessous de 0^m,10.

Avec les divers numéros de compteur, dont les orifices ont un diamètre exprimé en millimètres par :

7 10 15 20 30 40 60 80 100 130 150 200

le débit en mètres cubes par heure sous une charge de 4 mètres est :

1,4 2,2 3 4,6 9,1 18,9 29,4 60,5 98 194 332 444

et il tombe, sous une charge de 1 mètre, à :

0,5 0,75 1,1 1,9 3,9 8,6 14,6 30,5 47,5 79 130 »

Si l'on veut calculer le débit sous une charge quelconque, il suffit de se rappeler que ce débit varie comme les racines carrées des charges.

Il est bien entendu qu'il faut tenir compte des pertes de charge dans les tuyaux, de la perte due à la vitesse de sortie de l'eau et même des charges absorbées par les robinets et les coudes ; toutes ces causes réduisent, et parfois d'une quantité considérable, la pression motrice sur le compteur.

3° **Compteur Frager.** — Le compteur Frager est admis depuis

longtemps par la ville de Paris; il existe à Paris et dans la banlieue près de 100 000 de ces appareils. C'est un compteur à deux pistons.

Le premier modèle date de 1872; il a été modifié en 1878, et le dernier modèle est de 1883; en voici la description (*fig. 1, pl. 2*):

Dans deux cylindres verticaux juxtaposés C et C' se meuvent les pistons P et P'; au dessus est une pièce D qui sert à la distribution et qui porte latéralement deux glaces G et G' avec tiroirs T et T'. Le tout est recouvert d'un chapeau de fonte qui porte la minuterie et les tubulures d'entrée et de sortie E et S.

L'eau entre par E, traverse la grille J et se répand autour de la pièce D; elle trouve ouverte la lumière 1 de la glace de droite qui la conduit sous le piston P, tandis que la partie supérieure du cylindre C communique avec la coquille du tiroir T' par la lumière 3 et la coquille par la lumière 5 conduit à la sortie S; ainsi le piston P est poussé vers le haut et chasse une cylindrée d'eau, tandis qu'une autre cylindrée se loge au-dessous de lui; mais quand il arrive vers le sommet de sa course, le fond de son manchon P rencontre le bas de la tige R et la soulève, elle soulève en même temps le tiroir de gauche, qui découvre la lumière 4 et recouvre 2; la lumière 4 communique avec le dessus du piston P' et la lumière 2 avec le dessous, tandis que la lumière centrale communique aussi avec la sortie; le piston P' est donc pressé de bas en haut et se met à descendre. Son oscillation succède à celle du piston de gauche; quand il arrive au bas de sa course, il entraîne la tige R' et le tiroir correspondant et renverse les pressions dans le cylindre gauche, qui redescend à sa position initiale; puis le piston P' remonte. La rotation complète comprend donc quatre cylindrées; chaque rotation est marquée par un cliquet monté sur la tige R qui, chaque fois que celle-ci descend, prend une dent du rochet K, origine de la minuterie.

L'arbre K tourne dans un joint de rondelles de bon cuir gras d'épaisseur régulière, parfaitement découpées et centrées; on serre le chapeau pour éviter les fuites et le joint doit devenir bien étanche sans que l'arbre cesse de tourner facilement à la main.

Le joint intérieur de la tubulure de sortie se compose d'une rondelle de caoutchouc recouverte d'une mince rondelle de cuir pour empêcher l'adhérence au couvercle.

Le joint du couvercle se compose d'une feuille de caoutchouc cuir découpé suivant le contour de la bêche; le serrage de ce grand joint serre aussi celui du joint de la tubulure de sortie; il faut donc que le réglage des joints soit effectué avec grand soin.

Un piston se compose d'un manchon sur lequel se vissent deux disques qui serrent sur une bague intermédiaire les rondelles de caoutchouc

formant les garnitures. Un écrou-chapeau assure la fixité de l'ensemble et sert de butée à la tige de commande des tiroirs.

La garniture en caoutchouc se compose d'une rondelle découpée suivant deux cercles concentriques et dont les dimensions sont telles qu'en étendant le cercle intérieur pour lui faire embrasser la portée du disque la garniture s'emboutit d'elle-même.

Si les pistons venaient à s'arrêter par un obstacle quelconque, le coup de bélier pourrait mettre l'appareil hors d'usage ; aussi peut-on

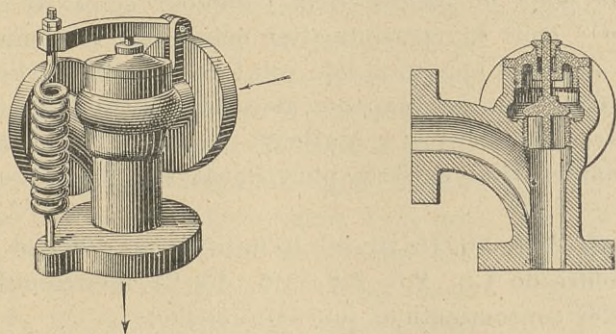


Fig. 65.

placer, particulièrement sur les grands compteurs, une *soupape de sûreté* (fig. 65), qui forme un coude droit et se place sur la tubulure d'entrée du compteur ; elle est munie d'un tuyau de décharge et s'ouvre plus ou moins suivant l'importance du coup de bélier.

De même on peut placer sur la tubulure de sortie un *clapet de rete-*

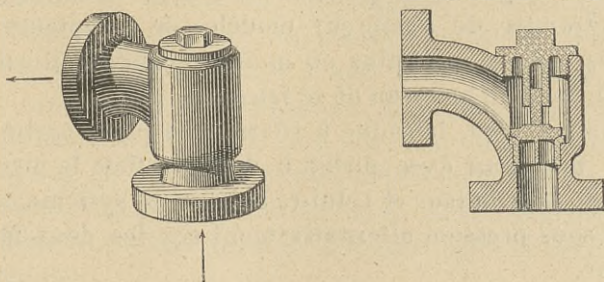


Fig. 66.

nue, quand on a à craindre un mouvement de recul de l'eau dans les conduites (fig. 66).

Les compteurs Frager ont donné de bons résultats à Paris et dans un grand nombre de villes ; ils n'occasionnent qu'une perte de charge modé-

rée malgré les détours imposés à l'eau pendant son voyage, pourvu toutefois que les dimensions de l'appareil soient proportionnées au débit qu'on lui demande ; une pression de 1 mètre suffit à leur marche ; ils n'exigent aucun graissage ; la position verticale des pistons et leur grande dimension, la commande directe des organes, la position verticale des tiroirs et leur faible déplacement réduisent les frottements et l'usure ; la verticalité notamment atténue beaucoup l'action destructive des graviers, qui se déposent toujours et séjournent dans des cylindres et sur des tiroirs horizontaux.

On adopte pour le calibre d'un compteur celui de la conduite qu'il dessert ; pour la consommation ménagère, le compteur de 10 millimètres suffit aux appartements, celui de 15 millimètres aux petits hôtels et aux maisons de campagne avec petit jardin, le compteur de 20 millimètres aux maisons à plusieurs étages et celui de 30 aux maisons importantes. Les calibres plus élevés s'appliquent aux usages industriels.

Les calibres de 8, 10, 15, 20, 30, 40 millimètres peuvent donner des débits à l'heure de 1,5, 2,5, 3,8, 5,6, 15, 21, mètres cubes et conviennent à des consommations journalières de :

0 à 0,5 0,5 à 0,8 0,8 à 1,5 1,3 à 4, 4 à 12, 12 à 30 mètres cubes

Pour des consommations journalières de 30 à 80, de 80 à 200 et de 200 à 500 mètres cubes, il faudrait prendre les calibres 60, 80 ou 100 millimètres. — La C^{ie} Michel a également exploité le brevet d'un compteur à un cylindre, système Berthon et Debenoit, qui ne s'est pas propagé.

4° Autres compteurs à piston. — Il a été construit, en France comme à l'étranger, de nombreux modèles de compteurs à un ou à deux pistons, qui se sont plus ou moins répandus ; il est, du reste, difficile à un modèle nouveau de se faire une place.

Le compteur *Bonna*, fabriqué à Glasgow, a pour partie essentielle un cylindre mesureur avec piston à double effet ; la tige du piston commande un distributeur et celui-ci agit sur le système de tiroir qui envoie l'eau sous pression alternativement sur les deux faces du piston mesureur.

Le compteur de *M. Schmid* (fig. 8 à 10, pl. 1), mécanicien à Zurich, comprend deux pistons verticaux, allongés, mobiles à frottement doux dans deux cylindres en bronze bien alésés, commandant deux bielles calées à 90°, dont l'arbre commande une minuterie. — Ce sont les pistons eux-mêmes qui se servent réciproquement de tiroirs, chacun étant percé de canaux de distribution. — Tout le mécanisme

est noyé et n'exige aucun graissage, mais il faut installer du côté de l'arrivée une crépine qui arrête toute particule solide. Ce compteur, exploité en France par MM. d'Espine et Achard, est destiné à l'alimentation des chaudières à vapeur; il fonctionne donc sous une pression ordinaire de 6 kilogrammes et avec des eaux chaudes. Par le contrôle qu'il permet, il conduit à de sérieuses économies de combustible.

Le *compteur Kent*, destiné à l'eau sous basse pression, est très ingénieux; la figure 67 en fait comprendre le mécanisme. C'est un cylindre vertical divisé par une cloison interne en deux segments inégaux; le petit segment est lui-même divisé en deux chambres, l'eau arrive par l'une en D et s'en va par l'autre en E'; la lumière D communique avec la lumière D' et E' avec E. Dans le grand segment est un piston creux B, sorte d'ovale allongé, qui tourne sur l'arbre carré A et qui en même temps peut glisser et prendre un mouvement de va-et-vient sur deux faces parallèles de cet arbre dont les angles sont abattus. A l'origine du mouvement le piston ovale occupe la position indiquée par les lignes pleines, il est accolé au diaphragme du côté de la lumière d'entrée; mais l'eau sous pression arrive par les lumières D et D' à l'intérieur du piston et sur la face du piston voisine du diaphragme, pendant que l'autre face est baignée par de l'eau communiquant avec l'extérieur par la lumière E; le piston se met donc à tourner dans le sens de la flèche, et chasse l'eau dans la lumière E. — Quand il est arrivé à toucher la partie du diaphragme, voisine de E', et qu'il recouvre la lumière E, il occupe la position pointillée; son creux communique alors à droite de l'arbre A avec l'eau extérieure et à gauche de cet arbre avec l'eau sous pression; la différence de pression ramène le piston à sa position initiale et une nouvelle rotation commence.

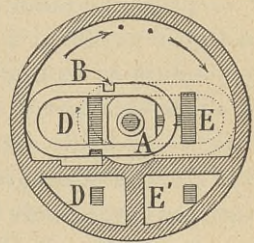


Fig. 67.

Le piston est en ébonite et les autres pièces en métal dur; l'appareil exige évidemment un ajustage parfait, mais pas de graissage intérieur. Nous ignorons ce que cet appareil a donné dans la pratique, mais il est fort ingénieux.

Le *compteur Samain*, modèle 1892 (*fig. 2*, pl. 2), est à deux pistons horizontaux.

Il se compose d'un corps cylindrique horizontal, divisé en son milieu par une cloison F, qui forme ainsi deux cylindres égaux.

Chacun contient un piston jaugeur. Ces deux pistons sont animés d'un mouvement lent de va-et-vient par le seul entraînement du

liquide. Ils engendrent à chaque déplacement une quantité d'eau constante et connue. Une aiguille indicatrice se déplace sur un cadran divisé et marque exactement la quantité d'eau qui traverse l'appareil.

Les extrémités de chaque cylindre communiquent immédiatement et directement avec la boîte de distribution B, par les conduits 1, 3, 4, 5, ménagés dans la fonte, sans obliger le liquide à suivre des canaux entrecroisés.

Les conduits 2, 2 communiquent ensemble avec la tubulure de sortie.

Les tiroirs D et D' distribuent le liquide aux pistons P et P' dans leurs cylindres respectifs, mais le tiroir d'un cylindre est actionné par le piston de l'autre, au moyen des leviers O et V.

Le piston P', étant arrivé à fond de course, a rencontré l'embase H de la tige T'; celle-ci a entraîné le levier O et le tiroir D' pour découvrir le conduit 4; le liquide entrant par la tubulure E traverse la grille G et s'introduit par le conduit 4 pour agir sur le piston P et le faire mouvoir vers la droite. Dans ce mouvement, le liquide évacué par les conduits 5 et 2 sort de l'appareil. Mais en arrivant à fond de course le piston P rencontrera l'embase de la tige T, entraînera cette tige, le levier V et le tiroir D. Le conduit 3 sera découvert et livrera passage au liquide pour déplacer le piston P' vers la droite, celui-ci chassera devant lui le liquide qui sortira de l'appareil par les conduits 1 et 2. Le piston P' arrivant à fond de course rencontrera l'embase C de la tige T', entraînera cette tige, fera mouvoir le levier O et le tiroir D' pour découvrir le conduit 5. L'eau passera aussitôt par ce conduit et actionnera P vers la gauche. Le liquide précédemment introduit par 4 sortira par 4 et 2. En arrivant à fond de course, P déplacera le tiroir D et découvrira le conduit 1. La même circulation et le même travail se reproduiront ainsi indéfiniment, lentement, sans chocs, sans bruit, sans intermittences, et sans réduire sensiblement la pression du liquide. La tige T' porte un prolongement qui actionne les pièces de l'enregistreur. A chaque mouvement de cette tige, l'aiguille reçoit une impulsion en avant.

Les pistons sont en bronze, et les cylindres sont doublés en cuivre. — Vu sa marche lente, cet appareil est de dimensions relativement grandes; l'absence de presse-étoupe dispense de tout graissage.

Il a été construit des *compteurs à trois pistons*, par exemple l'appareil Deplechin et Mathelin avec bielles calées à 120° l'une de l'autre sur le même arbre; ce sont des appareils analogues au *moteur Brotherhood*, ils en ont les avantages et les inconvénients; plus grande régularité du mouvement, mais aussi organes plus nombreux et plus exposés au jeu. Il existe aussi un compteur à quatre pistons du même genre, montés sur arbre vilebrequin; c'est l'ancien *compteur Samain* (fig. 4 et 5, pl. 2). L'eau sous pression agit sur les

pistons en les poussant vers l'arbre et ce mouvement refoule l'eau de la précédente éclusée. Il y a au sommet de l'appareil un tiroir tournant en ébonite équilibré par un piston placé sous la crapaudine de l'axe; les figures font comprendre le mécanisme de la distribution. Les pistons sont garnis de cuir embouti; la minuterie est horizontale et placée sur le couvercle. Ce compteur n'est pas très compliqué et, malgré l'inconvénient de posséder un grand nombre de pièces mobiles, a donné un service assez satisfaisant.

5° Compteurs à membranes. — Imaginez une membrane flexible, en caoutchouc par exemple, limitée à un bord circulaire et formant comme une sorte de saladier à fond plat, boulonné à son pourtour sur un siège en métal; si la partie bombée de cette membrane communique avec l'eau sous pression et la partie creuse avec l'eau extérieure, la membrane se déforme, s'aplatit et se creuse en sens contraire, refoulant ainsi un certain volume d'eau. Elle agit donc comme un piston, ou comme l'ancienne pompe, dite pompe des prêtres, dont le piston était un cône en cuir à base fixe, au sommet duquel une tige verticale imprimait un mouvement de va-et-vient.

Des tiges spéciales, des bielles fixées au centre de la membrane, et mobiles avec elle, commandent les soupapes d'arrivée et de sortie de l'eau ainsi que l'arbre de la minuterie.

On a construit plusieurs appareils de ce genre qui paraissent s'être peu répandus, malgré leur simplicité relative. Nous citerons le compteur Maldant.

Ils ne conviennent évidemment qu'à de petites vitesses et à des pressions modérées; il faut constituer la membrane d'une excellente matière, bien résistante et non altérable. Avec le temps elle ne manquerait pas de se déformer; aussi, pour conserver la constance des volumes refoulés, faut-il, comme le montrent les dessins du compteur Maldant, limiter les oscillations de la membrane à des espèces de coupes métalliques.

6° Compteurs rotatifs à piston; compteurs à couronne (*crown-meter*). — En théorie les mouvements rotatifs sont toujours préférables aux mouvements alternatifs, puisqu'ils évitent les chocs et les coups de béliers et assurent une régularité parfaite de mouvement.

Il est donc naturel que de nombreux inventeurs aient cherché, pour les compteurs comme pour les pompes, à substituer le piston rotatif au piston alternatif.

Le *crown-meter*, ou compteur à couronne, fabriqué à Paris par la compagnie Michel, est très répandu en Amérique. Il n'a qu'une pièce

mobile, coûte bon marché, est d'un entretien facile et d'un petit volume; l'expérience a montré de plus qu'il était très sensible et fonctionnait parfaitement sous les petites pressions; mais il exige de bonnes eaux et une construction soignée.

Les numéros. . .	2	3	4	5	6	
ayant des tubulures de :	40	45	20	30	40	millimètres.
pèsent :	45	49	28	47	88	kilogr.
et sont vendus :	95	110	150	220	350	francs.

L'appareil est représenté par les figures 6 à 10, planche 2. L'eau entre par la tubulure A, traverse le filtre F à large surface et pénètre dans le cylindre par sa base inférieure.

Il y a dans le corps cylindrique du compteur quatre pièces dont une seule est mobile : 1° la couronne C qui est fixe et qui forme le cylindre du moteur; 2° le piston P, en forme de pignon mobile qui est excentrique par rapport à la couronne; 3° les deux valves V, pourvues de canaux en spirales et qui forment les bases du cylindre; le piston est exactement ajusté contre elles.

L'eau, pénétrant par le bas, entraîne le pignon P qui roule à l'intérieur de la couronne; ce pignon porte sur ses deux faces des logements et des rainures formant deux tiroirs inverses qui s'équilibrent et dont le jeu, combiné avec les canaux des valves, détermine le roulement par l'effet de la pression de l'eau.

Celle-ci, après ce travail, se répand par l'orifice central de la valve supérieure dans le couvercle d'où elle gagne, par une tubulure latérale, l'orifice de sortie S.

Le pignon-piston porte un tourillon central vertical qui décrit un cercle et imprime son mouvement de rotation au premier arbre de la minuterie.

Le compteur enregistre réellement les volumes, car, si l'ajustage est bien fait, l'eau ne peut à aucun moment trouver un passage direct entre le dessous et le dessus du piston.

Le fonctionnement de l'appareil est très simple, quoiqu'il exige une description minutieuse; voici cette description telle que la donnent les constructeurs:

« *Fonctionnement du piston dans le cylindre.* — L'engrenage intérieur formé par le piston et le cylindre présente cette particularité que l'on a conservé sur les deux pièces des portions correspondantes des circonférences primitives sur lesquelles s'effectue le roulement. L'axe du pignon décrit un cercle autour de celui de la couronne.

Pour se rendre compte aisément du fonctionnement de l'appareil, on ramène le centre du piston au repos en communiquant à tout le système, autour de l'axe de la couronne, une vitesse angulaire égale et directement opposée à celle de ce point; on se représente alors les deux pièces tournant sur leurs axes devenus fixes, et, si l'on considère l'ensemble des positions successives de deux dents voisines du cylindre et du piston, on voit les sommets se rapprocher progressivement à mesure qu'ils s'éloignent de la ligne des centres, et se rejoindre sur le prolongement de cette ligne.

On assure ce résultat en donnant au cylindre une dent de plus qu'au piston. En imposant aux courbes d'extrémité des dents un profil et un développement convenables, on prolonge leur contact suffisamment pour qu'une paire de dents ne se sépare que lorsque la suivante est en prise. De cette manière le piston présente toujours avec le cylindre au moins deux contacts diamétralement opposés, et l'espace interposé entre les deux pièces se trouve divisé en deux biefs qui, par une distribution convenable, sont maintenus en communication constante, l'un avec l'arrivée, l'autre avec le départ du liquide.

Mesurage du liquide. — Observons maintenant que les creux de chaque roue passent pleins d'eau du bief d'amont au bief d'aval, mais qu'ils reviennent au premier déchargés d'une certaine quantité de liquide dont une dent de la pièce opposée est venue prendre la place; les dents travaillent ainsi dans les creux comme des pistons plongeurs dans les cylindres.

Nous évaluerons dès lors aisément le cube débité par tour de la couronne. Ce volume est égal au volume des dents qui ont traversé la ligne des centres, soit à huit fois les volumes réunis de la dent du cylindre et de la dent du piston, il ne dépend donc ni de la pression ni de la vitesse du liquide.

Distribution. — Voyons maintenant comment la distribution s'opère par le jeu combiné du piston et des valves.

Les valves fixées au cylindre présentent une lumière centrale qui sert d'admission pour la valve inférieure et d'échappement pour la valve supérieure.

Les autres lumières disposées circulairement autour de celle-ci distribuent l'eau dans les diverses parties du cylindre, à l'aide de canaux en spirale qui viennent déboucher à 90° de leur point de départ.

Le piston présente sur ses deux faces deux tiroirs inverses composés chacun d'un logement central ou coquille, et d'une rainure circulaire; la coquille de l'un communique avec la rainure de l'autre par des canaux obliques, de telle sorte que la coquille inférieure et la rainure

supérieure sont constamment en charge, tandis que la coquille supérieure et la rainure inférieure sont en décharge.

Si l'on ramène les deux axes au repos comme nous l'avons supposé, tout se passe comme si le tiroir restait fixe, la valve tournant autour de son axe.

Si l'on considère sur la valve inférieure une lumière et le creux du cylindre qu'elle alimente, on voit qu'au moment où celui-ci passe du bief d'amont au bief d'aval la lumière accomplit simultanément cette même évolution, car cette lumière, qui s'ouvrait d'abord sous la coquille donnant de l'eau au bief d'amont, s'ouvre ensuite sous la rainure recevant de l'eau du bief d'aval.

Aux environs des positions médianes, elle se trouve complètement fermée par le bord du tiroir, de telle sorte qu'elle ne puisse jamais, en communiquant simultanément avec les deux biefs, livrer au liquide un passage direct.

Le tiroir et la valve supérieure agissent dans le même sens que les organes inférieurs.

Durée. — Nous avons démontré que le piston divisait le cylindre en deux biefs à pressions différentes : cette pièce est donc constamment sollicitée par une pression dont la résultante normale au milieu de la ligne des contacts n'engendre aucun frottement sur les courbes d'extrémités des dents. Sous l'action de cette force le pignon roule à l'intérieur de la couronne sans glissement et il n'y a pas d'usure sensible sur les contacts.

D'autre part, l'étendue des surfaces glissantes, l'interposition constante d'une lame liquide, l'équilibrage des pressions et la légèreté du piston en caoutchouc durci, dont la densité diffère peu de celle de l'eau, assurent la conservation des deux faces de cette pièce.

On s'explique ainsi de prime abord la longue durée de l'appareil.

Sensibilité. — On peut démontrer de même sa sensibilité exceptionnelle. On voit en effet qu'il ne peut se produire de fuites que par les jeux qui existent entre le piston et le cylindre.

Or le moindre courant éprouve, en traversant ces passages capillaires, une perte de charge très sensible et produit, entre les deux côtés du piston flottant, une différence de pression qui, multipliée par la grande section de cette pièce, représente une force capable de vaincre aisément les résistances qu'elle peut rencontrer.

B. — COMPTEURS DE VITESSE

Les compteurs de vitesse ne mesurent point un nombre de cylindrées, c'est-à-dire un volume qui passe; ils enregistrent le nombre des tours qu'effectue, sous la poussée de l'eau qui s'écoule, un arbre à aubes ou à palettes, et, comme ce nombre de tours dépend de la vitesse d'écoulement, on peut dans de certaines limites le considérer comme proportionnel au volume débité; le tarage de l'instrument permet donc de transformer en volume le nombre de tours.

Les compteurs de volume sont assimilables aux moteurs à piston et les compteurs de vitesse aux turbines et aux roues à palettes. — En principe, il n'y a point chez les premiers de communication possible entre l'eau d'amont et l'eau d'aval, tandis que chez les seconds les aubes mobiles ont toujours un certain jeu dans la chambre où elles tournent et l'eau peut à la rigueur passer même quand l'appareil ne marque rien.

Compteur à turbine dit turbine universelle. — La compagnie Michel, propriétaire du compteur Frager, construit aussi la turbine universelle, dont voici la description (*fig. 3, pl. 2*):

L'eau pénètre par la tubulure E, elle traverse le cylindre filtrant F, qui arrête le gros des impuretés. Elle s'engage ensuite dans les canaux de la couronne d'injection C; ces canaux viennent de fonte, fermés à l'extrémité par une mince toile de métal; on en débouche un plus ou moins grand nombre, suivant le calibre de l'appareil; chaque trou fournit un jet qui agit sur les ailettes de la turbine, pour déterminer son mouvement. L'eau sort enfin par la tubulure G.

L'axe de la turbine mène un train d'horlogerie, logé dans une boîte à graisse. Le dernier arbre sortant par un presse-étoupes porte le pignon de commande de l'horlogerie extérieure.

Ce pignon, variable, avec le calibre, actionne le cadran R, à l'aide d'un intermédiaire dont la monture mobile autour du centre du cadran se fixe à la demande du pignon.

La turbine est en caoutchouc durci, par suite légère et résistante; les frottements sont donc très réduits. Les aubes sont profilées pour recevoir l'eau sans choc à la vitesse moyenne. Les pièces non mobiles sont en bronze phosphoreux. Aussi l'usure est-elle faible et les réparations sont rares avec un bon graissage des pièces.

Les calibres ne diffèrent entre eux que par les pignons du presse-étoupes et par le nombre des trous débouchés dans la couronne d'in-

jection ; si ce nombre était trop considérable eu égard au débit, l'appareil n'aurait pas une sensibilité suffisante et pourrait laisser passer de l'eau sans l'enregistrer.

Pour des tubulures de 7 à 30 millimètres, l'appareil ne pèse que 10 kilogrammes et coûte seulement 65 à 80 francs.

Pour des tubulures de 40 à 100 millimètres, le poids varie de 45 à 60 kilogrammes et le prix de 150 à 200 francs.

Pour des tubulures de 150 à 250 millimètres, le prix varie de 550 à 1 000 francs.

Ce compteur convient pour les grands débits ; en 1889, un modèle de 600 millimètres a mesuré toute l'eau consommée à l'Exposition.

Compteur à turbine système Berhaut. — La Compagnie continentale, propriétaire du compteur Frost-Tavenet, exploite aussi la turbine Berhaut (*fig.* 12, pl. 2).

L'eau entre par le raccord A et passe dans le filtre B, elle pénètre dans la boîte intérieure C par les trous inclinés *a'*, actionne la turbine et s'échappe par les orifices *e* pour gagner le raccord D.

La turbine est en ébonite ; des entailles inclinées *c* sont pratiquées dans son pourtour, elle porte cinq ailettes *b* sur sa face inférieure et quatre ailettes *d* sur sa face supérieure. Ces dernières ont pour but de ralentir la vitesse de rotation de la turbine et de la rendre proportionnelle au débit.

Une plaque R, fixée au moyen d'un écrou sous la boîte à turbine, permet de régler avec précision le mesurage du compteur en couvrant ou en découvrant légèrement les deux petits orifices verticaux *o*.

L'arbre de la turbine est en nickel pur. Cet arbre et tous les pivots du mouvement intérieur tournent librement dans des garnitures d'ébonite, les contacts métalliques, qui engendrent les grippements et les oxydations, se trouvent écartés.

Les compteurs de 10 à 20 millimètres sont en bronze ; les autres sont en fonte avec pièces intérieures et couvercle en bronze. Les compteurs de 60 à 100 millimètres sont à brides et comprennent une boîte à boue avant l'entrée, ou boîte à crépine verticale.

Les numéros 1 à 9 correspondent à des tuyaux de :

10 15 20 25 30 40 60 80 100 millimètres de diamètre.

et coûtent :

50 60 75 100 130 150 280 325 425 francs.

Le poids est de 3 kilogrammes à 4^{kg},35 pour les numéros 1 à 3, 13 à

22 kilogrammes pour les numéros 4 à 6 et 52 à 75 kilogrammes pour les numéros 7 à 9.

Compteur Siemens. — Le compteur Siemens, très répandu en Angleterre et en Allemagne, a été aussi propagé dans plusieurs villes de France ; après un essai de plusieurs années, on l'a remplacé généralement par un compteur à piston.

Il y en a deux modèles : le modèle anglais et le modèle allemand. Dans le *modèle anglais* la turbine à axe vertical reçoit l'eau par le centre et la rend à la périphérie par des canaux courbes très étroits ; pour prévenir un accroissement excessif de vitesse, des ailettes sont attachées à la périphérie de la roue et ont pour effet de proportionner à peu près le débit à la vitesse de rotation ; on en détermine la surface expérimentalement. Il y a là une cause sensible de perte de charge.

Les canaux d'écoulement sont très petits et n'offrent qu'une section fort réduite par rapport à celle de l'ajutage d'arrivée, le rapport tombe au-dessous du cinquième ; aussi les canaux s'engorgent-ils facilement surtout avec des eaux incrustantes ; la vitesse augmente alors, mais le débit diminue. Si les eaux sont sableuses au contraire, l'usure augmente les sections et dérègle l'appareil.

L'appareil est paresseux pour les petits écoulements et marque trop aux grandes vitesses, d'autant plus qu'en vertu de la vitesse acquise la turbine tourne encore un peu quand l'écoulement est arrêté. Cet inconvénient est grave avec les puisages fréquemment interrompus.

Le compteur Siemens a moins d'inconvénient en Angleterre que chez nous, parce qu'avec le système intermittent de distribution on lui demande un travail constant chaque jour pendant un temps continu pour remplir un réservoir donné.

Dans le *modèle allemand* les défauts sont bien atténués (*fig. 11, pl 2*).

L'eau arrive au bas du cylindre, y traverse un filtre horizontal et pénètre par des trous inclinés dans une boîte cylindrique où se meut une roue horizontale à quatre ailettes. L'eau s'échappe au-dessus de cette roue, mais pour rompre son mouvement de rotation on a disposé au-dessus de la roue un diaphragme fixe. Le nombre des rotations est transmis par une vis à une roue qui baigne dans l'huile.

Le frottement de l'arbre est moindre que dans le modèle anglais, mais il est également paresseux et la paresse augmente avec l'âge.

Nous avons vu, en effet, en étudiant le moulinet de Woltmann, que la vitesse de l'eau était liée au nombre n de tours par une formule du

premier degré ($a + b \cdot n$); tant que la vitesse est inférieure à la constante a , n reste nul et cependant l'eau passe.

Pour obvier à cet inconvénient, on a parfois placé sur le conduit d'arrivée une soupape à contrepoids qui retombe sur son siège quand la vitesse s'abaisse au-dessous d'une certaine limite; l'écoulement se fait alors par un conduit auxiliaire débouchant dans le conduit principal à l'amont et à l'aval du compteur; sur ce conduit auxiliaire on installe un compteur supplémentaire beaucoup plus sensible.

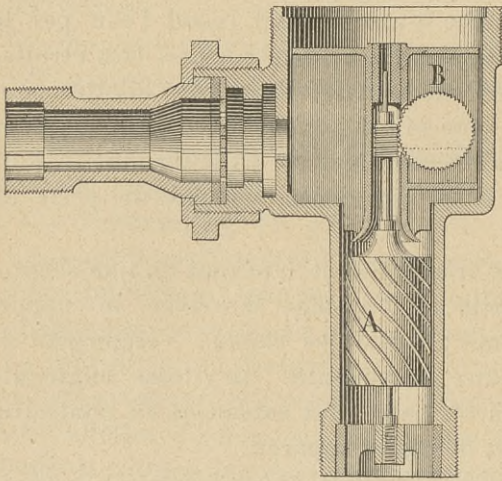


Fig. 68.

Une solution aussi compliquée est évidemment inadmissible. L'appareil Siemens est très sensible aux coups de bélier. Le compteur *Tylor* est un appareil similaire, ainsi que le compteur *Leopolder* employé à Vienne. Dans le compteur *Everett*, également essayé à Vienne le moteur est un cylindre vertical A, muni à son pourtour de rainures hélicoïdales; l'eau suivant les rainures fait tourner le cylindre et son axe vertical qui commande la minuterie B. — Il est clair que cet appareil doit manquer de sensibilité pour les faibles écoulements et laisser passer le liquide sans l'enregistrer; les petites rainures curvilignes doivent déterminer une perte de charge sensible et se laisser facilement obstruer par les particules solides ou par les dépôts calcaires. L'appareil doit exiger un entretien assidu.

Compteur Thomson. — La disposition de ce compteur d'invention récente, peu connu en France, est vraiment ingénieuse. Nous le classons dans les compteurs de vitesse bien qu'il participe des compteurs de volume.

La coupe de l'appareil est donnée par la figure 69; nous engageons le lecteur à négliger l'enveloppe extérieure de forme lenticulaire et à ne considérer que le mécanisme interne, qui se compose d'une chambre fixe renfermant un disque mobile.

La chambre fixe est formée par deux cônes tronqués droits à axe

vertical *aa*, l'un tourné vers le haut et l'autre vers le bas ; ils sont reliés sur leur pourtour par un segment *bb* de surfacesphérique et l'ensemble forme une cavité à bases tronconiques renversées et à pourtour sphérique. Dans cette cavité est un disque circulaire *cc*, égal au méridien du pourtour sphérique ; ce disque est ajusté en sa partie centrale sur la boule sphérique *d*, que traverse l'axe *e*. Le disque *c* est toujours tangent à deux génératrices, l'une du cône inférieur, l'autre du cône

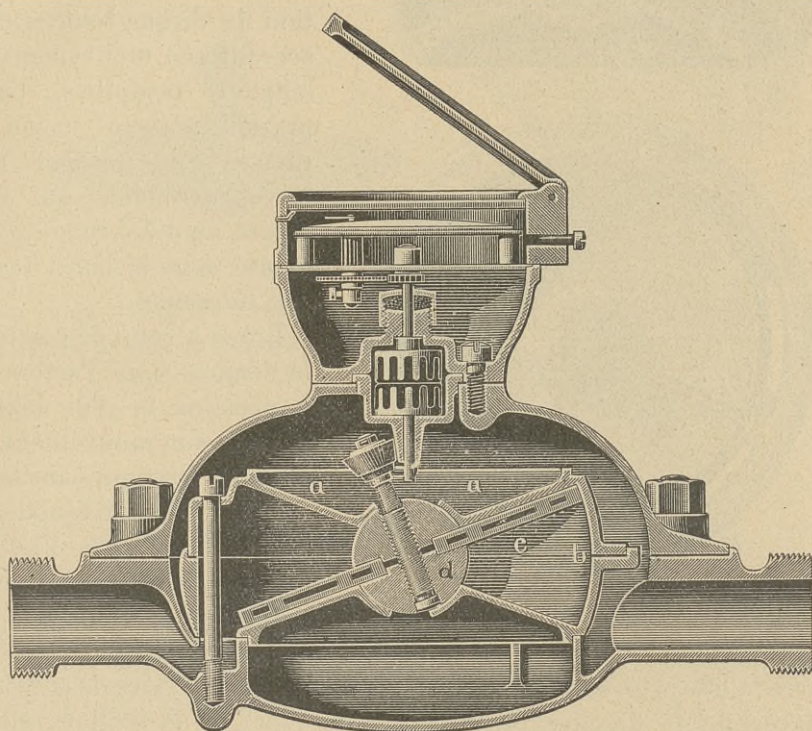


Fig. 69.

supérieur, situées dans le prolongement l'une de l'autre ; si on lui imprime un mouvement de rotation, en le forçant à rester ainsi tangent aux deux troncs de cône, la boule *d* prendra le même mouvement et l'axe *e* qui la traverse décrira un cône autour de la verticale. Or cet axe *e* se termine en haut, par une roue à jante conique qui actionne un arbre vertical, commandant la minuterie ; l'axe *e* est même relié à cet arbre par une petite manivelle. — Donc, tous les tours du disque ou toutes les fractions de tour se transmettent à l'arbre vertical de l'enregistreur.

Comme on le voit, le disque dans son mouvement divise constam-

ment la chambre en deux parties égales communiquant l'une par la lumière *m*, avec l'eau à admettre, l'autre par la lumière *n* avec l'eau à envoyer au consommateur ; la pression est donc plus forte d'un côté que de l'autre et le disque se déplace et tourne.

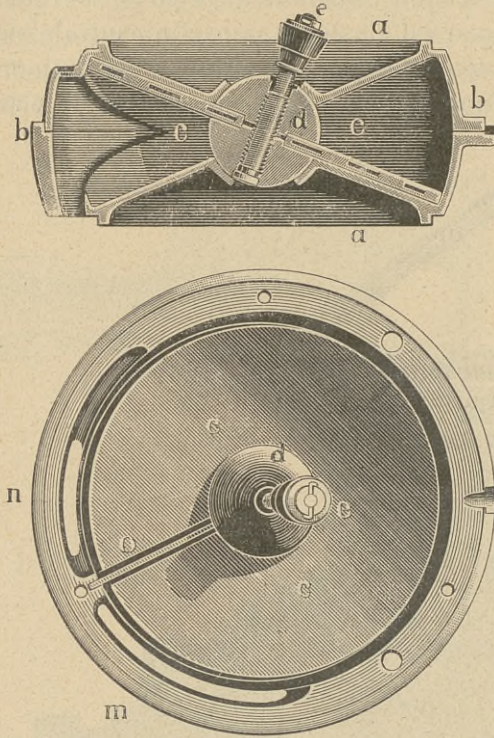


Fig. 70.

bizarre ? Cette pression s'exerce sur une surface égale à l'aire de la section transversale du diaphragme diminuée de l'aire de la section radiale du disque opposée au diaphragme ; si par exemple le diaphragme a une section de 18 centimètres carrés et la section radiale du disque opposée au diaphragme une section de 6 centimètres carrés, si de plus la différence de pression entre l'amont et l'aval du compteur est de $0^{\text{kg}},5$ par centimètre carré, le disque est soumis à une pression de 6 kilogrammes. Mais il peut fonctionner sous une pression infime.

Tout l'appareil est en bronze ; à poids égal le bronze est quatre fois plus résistant que la fonte, il n'a besoin ni de peinture, ni de galvanisation, n'est pas attaqué et ne s'encrasse pas et ses défauts ne peuvent être dissimulés.

Les compteurs essayés à l'usine à haute pression ne comportent qu'une tolérance de 1 0/0 pour les grands débits et 2 0/0 pour les petits.

Afin d'annuler la rotation du disque tout en conservant son mouvement oscillatoire complexe, on a pratiqué suivant un de ses rayons une rainure *t* à lèvres arrondies, qui embrasse un diaphragme *o* implanté dans la boîte fixe et fixe lui-même.

Grâce à cette disposition, le disque, sous l'action de la pression la plus légère, exécute son mouvement oscillatoire conique sans tourner cependant ; il fonctionne comme une sorte d'hélice, toujours dans le même sens.

Quelle est la pression qui met en mouvement ce piston

Le piston-disque de ce compteur se prête à la rigueur au passage de particules étrangères ; son mouvement est continu et très sensible,

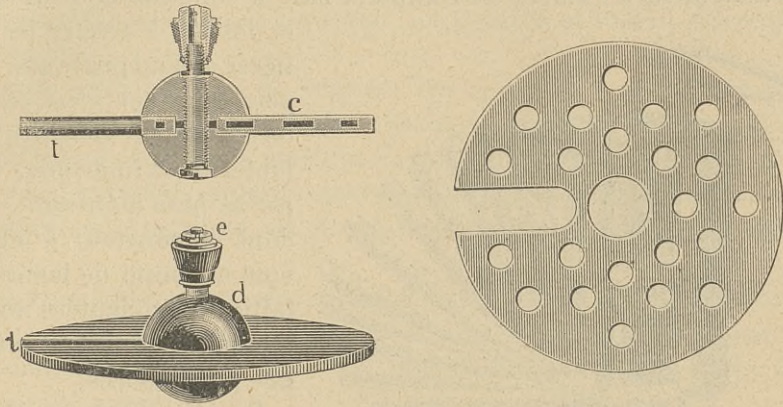


Fig. 71.

il n'exige point de graissage. Il est composé d'une plaque perforée, en acier, avec couvertures en caoutchouc.

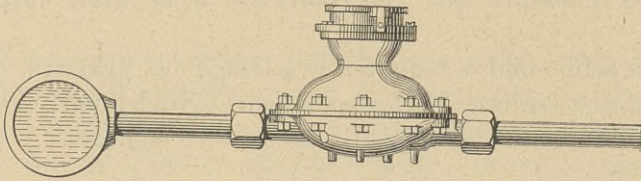


Fig. 72.

Le principe et le fonctionnement nous paraissent des plus ingénieux et il semble que les fuites latérales doivent être inférieures à celles que permettent les turbines. Toutefois, comme cet appareil n'est point répandu en France, nous ne pouvons dire ce qu'il devient par une expérience prolongée.

Le train d'engrenages de ce compteur ne comporte ni pignons ni petits pivots sujets à l'usure ; le premier engrenage ne fait qu'un tour pour 12 oscillations du disque. On peut facilement enlever toute la caisse supérieure pour visiter le disque.

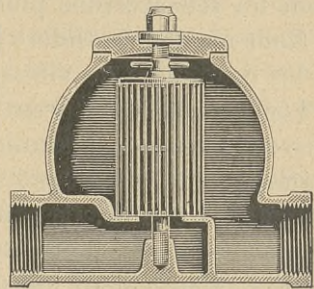


Fig. 73.

L'appareil est relativement simple ; le nombre des exemplaires qui en ont été vendus dans ces dernières années est très considérable.

Lanterne filtrante précédant le compteur. — La Compagnie du compteur Thomson complète son compteur par un appareil, placé immédiatement à l'amont du compteur sur la conduite de prise d'eau

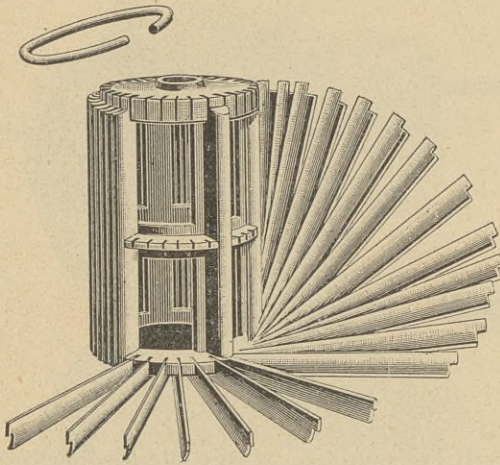


Fig. 74.

et destiné à arrêter les matières de tout genre que l'eau peut entraîner; c'est, comme on le voit sur la figure, une lanterne cylindrique, libre par sa base inférieure, mais dont le pourtour à claire-voie est muni de lames métalliques implantées normalement au cylindre suivant des génératrices.

Ce système arrête facilement les herbes flottantes; il est très facile à visiter et à nettoyer, car les lames sont amovibles, grâce à un

dispositif très simple que l'on comprend à la seule inspection de la figure.

Si l'on a seulement à redouter le passage des graviers, on peut se contenter d'une lanterne perforée de trous cylindriques. Ces appareils sont en bronze; ils nous ont paru devoir être signalés.

Observations générales sur les compteurs. — Nous avons laissé de côté, dans ce qui précède, les appareils appelés compteurs piézométriques, tels que l'appareil Chameroy et l'appareil Deacon; nous les retrouverons plus loin.

Nous n'avons considéré jusqu'à présent que les compteurs de volume et les compteurs de vitesse.

Les premiers mesurent exactement les volumes qui passent et ne laissent aucune communication directe, même très petite, entre l'eau d'amont et l'aval, à condition, cela va sans dire, qu'ils soient soigneusement entretenus. Ce sont presque toujours des appareils assez compliqués, à pièces nombreuses et parfois délicates; aussi sont-ils d'ordinaire relativement lourds et coûteux; l'étude minutieuse des détails, la bonne qualité des matériaux, l'atténuation des frottements et par conséquent de l'usure, la précision du montage, la facilité des réparations et de l'entretien, l'absence d'un graissage spécial sont les garanties principales de leur bon fonctionnement. Et encore faut-il un essai prolongé pour apprécier avec certitude le mérite d'un appareil donné.

Aussi les municipalités, et en particulier la ville de Paris, entourent-elles de formalités nombreuses et prolongées l'admission de nouveaux appareils ; on ne saurait blâmer cette pratique ; cependant il faut reconnaître qu'elle n'est point favorable au progrès et établit des sortes de monopoles.

Parmi les compteurs de volume, les appareils à piston ont été jusqu'à ce jour les plus répandus ; ils ont cependant les inconvénients théoriques de toutes les machines à mouvement alternatif et, en principe, les appareils rotatifs devraient l'emporter sur eux ; la faveur accordée en Amérique au crown-meter est une indication dans ce sens.

Les compteurs de volume, grâce à leur sensibilité et à leur précision, sont ceux qui ménagent le mieux les intérêts du vendeur d'eau, et le consommateur, d'autre part, ne saurait se plaindre de payer toute l'eau qu'il prend.

Mais si leur prix élevé les rend tolérables dans les grandes villes, où les immeubles ont toujours une valeur considérable, il n'en est pas de même dans les petites villes et les bourgs. Si, pour une simple maison, il faut consacrer 100 ou 200 francs à l'établissement d'un compteur, il est certain que les abonnements ne se développeront guère.

Il faut donc, pour les petites distributions, trouver des compteurs à bon marché, sauf à sacrifier un peu de l'exactitude.

Du reste, l'exactitude absolue n'est généralement pas nécessaire en pareil cas ; il suffit d'une exactitude relative, surtout lorsqu'on dispose d'une quantité d'eau suffisante. Le compteur a surtout pour but, dans ce cas, de réprimer les gaspillages et d'établir une échelle des redevances en rapport avec la consommation.

Les compteurs de vitesse peuvent y pourvoir ; leur inertie sous les petits écoulements ne constitue pas un vice rédhibitoire. L'adoption des compteurs dans toutes les distributions d'eau à ressources limitées est certainement désirable, mais il est indispensable aussi d'imposer au consommateur la dépense la plus faible possible.

Il ne faut pas oublier, en effet, que non seulement les compteurs perfectionnés coûtent cher de premier établissement, mais aussi que *l'entretien en est fort onéreux* ; à Paris, l'entretien annuel du plus petit modèle est généralement pris à forfait par les fournisseurs à raison de 9 francs par an, et le forfait est de 12 francs pour les modèles courants. C'est une lourde charge qu'il faut subir ; car, si on néglige l'entretien, l'enveloppe du compteur est bientôt envahie par la rouille, les organes intérieurs eux-mêmes s'usent et s'engorgent et il faut au bout de quelques années remplacer tout l'appareil.

L'entretien et la réparation des compteurs de vitesse sont plus faciles et moins coûteux ; néanmoins, il ne faut pas oublier qu'on doit aussi les visiter fréquemment, qu'il faut autant que possible les soustraire au passage des particules solides, qu'avec certaines eaux il faut veiller à la formation des dépôts et incrustations qui altèrent profondément les indications de l'appareil.

Quoi qu'il en soit, les compteurs de vitesse s'imposent évidemment dans les petites distributions, lorsque l'eau n'est pas assez abondante pour permettre le système des abonnements à forfait qui malheureusement entraîne trop de gaspillage. Mais on peut dire que le *compteur économique* est encore à créer.

C. — APPAREILS JUGEURS

A la différence des compteurs, ces appareils ont pour fonction, non point de mesurer le volume d'eau qui passe, mais de livrer passage à un volume donné pendant l'unité de temps.

Robinet enregistreur. — Sous une pression constante un robinet donné, d'ouverture réglée, débite un volume constant ; si on lui fait commander un mouvement d'horlogerie qui enregistre la durée de l'écoulement, on réalise un compteur de consommation.

La difficulté est la même que dans tous les appareils similaires : c'est de réaliser une pression constante. Dans une distribution d'eau, la pression est essentiellement variable, comme la consommation elle-même.

Robinet de jauge. — Le robinet de jauge est disposé de manière à laisser passer un volume donné à l'unité de temps ; c'est une imitation de l'ancienne jauge du fontainier dont nous avons parlé plus haut.

L'appareil se compose en réalité de trois robinets (*fig. 3*, pl. 37) ; le robinet de jauge proprement dit est au milieu, les deux autres sont des robinets d'arrêt qui permettent de retirer de temps en temps la clef du robinet de jauge de son boisseau et de la nettoyer.

Le passage de l'eau dans la clef se fait par un petit trou que l'on voit nettement sur la coupe en travers, et le diamètre de cet orifice est fixé par l'expérience, de manière à débiter au point où il est placé le volume d'eau concédé.

Ce petit orifice est précédé d'un grillage qui empêche l'introduction des ordures. Sur les carrés des trois robinets s'emmanche une barre de fer qui les rend solidaires et les maintient simultanément ouverts ;

cette barre de fer est fixée par un cadenas dont la clef reste aux mains de l'administration.

Généralement, les robinets de jauge sont établis sur des tuyaux en plomb et reliés aux deux parties des tuyaux par des nœuds de soudure ; on ne se servirait d'assemblages à brides que pour des tuyaux en fonte.

La manœuvre des robinets constituant l'appareil se fait au moyen d'une clef qui, d'un côté, porte un carré destiné à ouvrir ou fermer le robinet d'arrêt, et, de l'autre côté, porte une douille à baïonnette permettant de manœuvrer le robinet de jauge et d'enlever la clef de ce robinet pour la nettoyer, faire disparaître les obstructions, vérifier ou modifier le trou de jauge.

Inconvénients du robinet de jauge. — Le robinet de jauge nécessite la création d'un réservoir quelquefois considérable dans l'édifice qu'il alimente ; il fait perdre la pression disponible et force le consommateur à boire de l'eau froide en hiver, de l'eau chaude en été.

La constance de son débit suppose, en outre, la constance de la charge ; celle-ci n'est jamais réalisée et, dans une grande distribution d'eau, la charge en un point donné peut varier de plusieurs mètres aux diverses heures de la journée ; cela se conçoit, car le niveau du réservoir d'alimentation varie, et les pertes de charge en route sont nécessairement irrégulières.

Aussi le robinet de jauge donne-t-il trop d'eau pendant la nuit, et moins qu'il n'en faut pendant le jour ; de là des réclamations.

Pour les petits débits, le trou de jauge se réduit à un orifice de la grosseur d'une aiguille ; aussi le moindre grain de gravier, le moindre brin d'herbe en suspension dans l'eau obstrue-t-il cet orifice. D'autre part, le seul frottement de l'eau use le bronze et agrandit le trou, de sorte que le débit augmente avec le temps ; l'exactitude de l'appareil ne peut inspirer aucune confiance.

Les trous de jauge percés dans une plaque d'agate ou de pierre dure sont plus résistants à l'usure.

Le robinet de jauge est appelé à disparaître partout où il subsiste encore ; il faut se garder de le prescrire dans les installations ; nouvelles ; le compteur lui est, à tous égards, préférable, lorsque la nécessité de ménager l'eau ne permet pas l'alimentation à robinet libre.

Jauge piézométrique Chameroy. — Plusieurs appareils ont été inventés pour améliorer le robinet de jauge. La figure 75 représente la jauge piézométrique Chameroy. L'eau arrive par la conduite forcée *a*, dans une cavité dont la partie centrale est occupée par un cylindre creux en fonte muni d'une fenêtre latérale *b* ; dans ce cylindre

est posé un appareil mobile composé d'un cylindre vertical *c* surmonté d'une tige verticale et d'un plateau horizontal *d*; celui-ci se meut dans un cylindre vertical *ee*, dont la section intérieure est supérieure à la section du plateau *d*, de sorte qu'il reste un intervalle annulaire libre entre ce plateau et le cylindre *ee*. Ainsi l'eau arrive en *a*, traverse la fenêtre *b*, passe dans le vide annulaire précité et gagne le tuyau *f*, qui l'emmène soit dans un réservoir libre, soit dans une conduite.

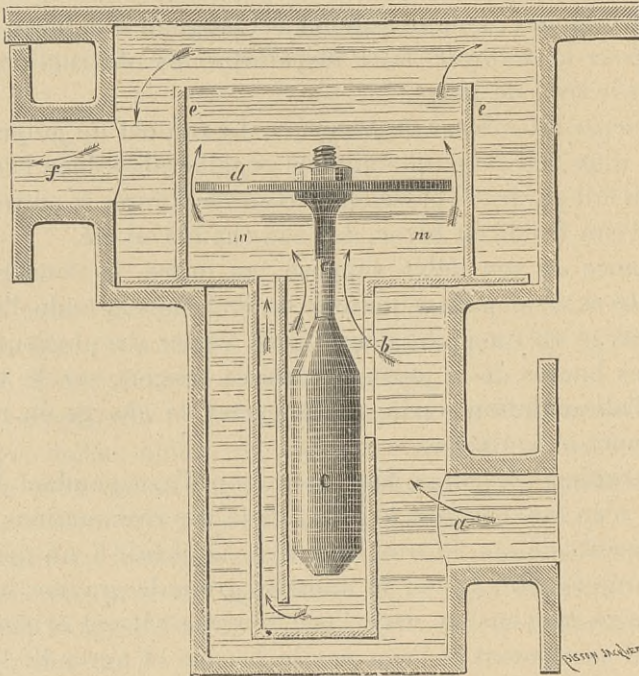


Fig. 75.

La pression de l'eau s'exerce sous le plateau *d* et tend à le soulever; à l'origine elle le soulève en effet; mais, à mesure que le plateau s'élève, la fenêtre *b* se rétrécit, la perte de charge due à l'étranglement augmente sans cesse, la pression sous le plateau *d* diminue et l'équilibre finit par s'établir entre cette pression et le poids de l'appareil mobile *cd*. Ainsi, la pression dans l'espace *m* se maintient constante, elle ne dépend que du poids de l'appareil; cette pression étant constante ainsi que la surface annulaire qui donne écoulement à l'eau, le débit reste constant.

C'est la fenêtre *b* et l'appareil *c* qui servent de régulateur automatique.

Cet appareil, disait Belgrand, remédie aux inconvénients suivants des abonnements jaugés, inconvénients très graves :

1° Il débite un volume d'eau constant sous des charges variables ; les abonnements jaugés donnent lieu à des plaintes continuelles dues à la variation de pression de l'eau dans les conduites ;

2° Il rend impossibles les fraudes et les détournements d'eau. Par exemple, le réservoir qui reçoit l'eau d'un abonnement jaugé étant généralement placé dans les combles, l'abonné pique des tuyaux frauduleux sur la conduite qui relie le réservoir au robinet de jauge posé habituellement sous la voie publique. Avec la jauge Chameroy on peut piquer autant de tuyaux qu'on veut sur la colonne montante et le débit n'augmente pas.

Cet appareil a fonctionné pendant un an dans les ateliers de Chailot avec une régularité parfaite, sous des charges comprises entre 1 mètre et 4 atmosphères.

Il eût été intéressant de l'essayer pour de très petits débits, de 500 litres par vingt-quatre heures par exemple ; vu l'absence de frottements, il eût sans doute réussi.

Mais, en fait, il ne s'est pas propagé, ce qui s'explique par la défauteur justement accordée à l'abonnement à la jauge.

Des partiteurs et modules. — Les appareils analogues qui ont pour but soit d'assurer un débit constant sous une pression variable, soit de partager un débit variable en parties proportionnelles, sont peu répandus dans les distributions d'eau. On les rencontre plus souvent dans les irrigations, surtout à l'étranger, sous le nom de *partiteurs*.

Nous signalerons seulement, à cause de son principe, le module de Jean de Ribera.

Module de Jean de Ribera. — Veut-on tirer d'un bassin A un débit constant, quelle que soit la hauteur de l'eau dans ce bassin, on peut recourir à un orifice circulaire, dans lequel oscille verticalement un obturateur suspendu à un flotteur F. L'eau s'échappe donc par un orifice annulaire dont la largeur est $(R - r)$, R étant le rayon constant de l'orifice ménagé dans le fond du bassin et r le rayon variable de l'obturateur.

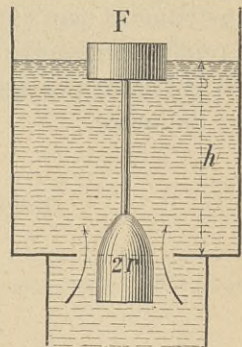


Fig. 76.

En appelant m le coefficient de contraction de la veine annulaire, le débit est donné par la formule :

$$Q = m\pi (R^2 - r^2)\sqrt{2gh},$$

Q étant constant, cette formule permet de calculer la valeur de r correspondant à chaque valeur de h et de déterminer le profil de l'obturateur.

Un appareil de ce genre demande à être construit avec le plus grand soin et il faut que l'obturateur et le flotteur soient bien guidés dans leur mouvement. En fait on ne peut tirer de cet appareil des résultats bien exacts, et, comme les vannes automobiles à débit constant, il est plus intéressant en théorie qu'en pratique.

Compteur Ventury. — Ce compteur, sans machinerie, fonctionne en Amérique. En voici le principe : on intercale en un point d'un tuyau de section S une portion rétrécie de section s , raccordée avec les deux parties du gros tuyau par un ajustage tronconique, n'entraînant ni remous ni perte de charge sensible. La vitesse d'écoulement est v dans la grande section et V dans la petite, la charge piézométrique est P dans la première et p dans la seconde. D'après le théorème de Bernoulli on a :

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\delta} = \frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\delta}.$$

On peut remplacer les vitesses par le rapport du débit constant Q aux sections S et s et l'équation devient :

$$Q = K\sqrt{P - p}.$$

De sorte qu'il suffit de mesurer les colonnes piézométriques dans la section courante et dans la section réduite pour avoir le débit ; on tare l'instrument par expérience ; à l'aide de flotteurs sur les colonnes on le rend enregistreur.

Il est clair que cet appareil ne peut convenir qu'à des conduites de fort diamètre.

CHAPITRE VI

ÉTUDE PHYSIQUE, CHIMIQUE ET BACTÉRIOLOGIQUE DES EAUX ET PROCÉDÉS D'ANALYSE

SOMMAIRE. — Composition chimique de l'eau pure. Des trois états de l'eau : 1° glace, pressions dues à la congélation de l'eau ; 2° eau liquide ; densité et volume aux diverses températures ; cohésion de l'eau ; pouvoir adhérent ; capillarité ; solubilité des corps solides ; solubilité des gaz ; valeurs des coefficients de solubilité ; chaleur spécifique de l'eau ; 3° eau gazeuse : chaleur latente ; évaporation ; tableau des forces élastiques de la vapeur d'eau ; état hygrométrique de l'air ; poids de vapeur d'eau contenu dans l'air. — Analyse des eaux : 1° hydrotimétrie ; principe de l'essai hydrotimétrique ; liqueurs hydrotimétriques ; déterminations successives ; comparaison avec l'analyse chimique ; classification des eaux d'après leur degré hydrotimétrique ; degré hydrotimétrique de quelques eaux ; degrés hydrotimétriques anglais et allemand ; variation du degré hydrotimétrique des eaux ; conclusion sur l'essai hydrotimétrique ; 2° analyse chimique : dosage des gaz ; détermination de l'acide carbonique combiné ; dosage de l'acide sulfurique ; dosage de l'acide phosphorique ; dosage du chlore ; dosage de la matière organique ; résidu ou extrait sec ; dosage de l'azote combiné ; dosage de la silice et des bases ; recherche des sulfures ; recherche du plomb ; variations de l'oxygène en dissolution dans l'eau ; composition chimique des diverses eaux, eau de pluie, eau de rivière, eau de source, eau de puits ; 3° examen bactériologique des eaux : des bactéries ; méthodes d'examen bactériologique ; nombre de bactéries existant dans les eaux de Paris : eaux de sources, eaux de rivières, eaux de puits ; remarque sur le nombre de bactéries contenues dans un centimètre cube d'eau ; relation entre la qualité de l'eau et les organismes qu'elle renferme. — Qualités d'une eau potable ; leur définition ; difficulté du problème ; caractères des eaux potables ; limites entre lesquelles doivent se maintenir les éléments d'une eau potable. — Examen des projets de distribution d'eau au point de vue de la valeur des eaux ; établissements dans lesquels s'effectue l'analyse des eaux ; rôle du comité consultatif d'hygiène publique de France ; questionnaires à joindre aux projets d'amenée d'eau potable ; instructions sur le puisement pour l'analyse des échantillons d'eau destinés à l'alimentation publique ; de l'envoi des échantillons au laboratoire du comité d'hygiène.

COMPOSITION CHIMIQUE DE L'EAU PURE

L'eau pure est formée de deux volumes d'hydrogène et d'un volume d'oxygène.

A 0° et sous la pression d'une colonne de 760 millimètres de mercure

1 litre d'air, dont la densité est prise pour unité, pèse.....		1 ^{re} 293
1 — d'oxygène, qui a pour densité 1,1056 —	1,1056	1 ^{re} 4298
1 — d'hydrogène — — 0,06926 —	0,06926	0 ^{re} 08936

La densité de la vapeur d'eau, à 0° et sous la pression 760, est 0,622 et son poids 0^{gr},806 ; le volume x de vapeur d'eau, qui résulte de la combinaison de deux volumes d'hydrogène et d'un volume d'oxygène, s'obtient donc par l'équation :

$$x \times 0,622 = 2 \times 0,06925 + 1,4056$$

qui donne

$$x = 2.$$

Deux atomes d'hydrogène combinés à un atome d'oxygène donnent deux atomes d'eau, et la notation atomique de l'eau est H²O.

En poids, le rapport de l'oxygène à l'hydrogène, combinés pour former l'eau, est égal au rapport de la densité de l'oxygène au double de la densité de l'hydrogène, ce qui donne :

$$\frac{1,4056}{2 \times 0,06925} \text{ ou } 8.$$

Dans un poids donné d'eau il y a donc 8 parties d'oxygène pour 1 d'hydrogène, soit pour 100 parties :

88,88.....	d'oxygène
<u>11,12.....</u>	d'hydrogène
100,00.....	d'eau

DES TROIS ÉTATS DE L'EAU

L'eau est connue sous les trois formes : solide, liquide et gazeuse.

1° GLACE

L'eau se présente sous la forme solide pour des températures inférieures à 0°.

Lors donc qu'on abandonne l'eau liquide à une température décroissante, elle se congèle à 0° ; si l'eau n'est pas chimiquement pure et qu'elle renferme des sels en dissolution, chaque dissolution a son point spécial de congélation, généralement inférieur à 0° ; aussi c'est de la glace à peu près pure qui se forme d'abord à la surface. — C'est ainsi que, par la congélation, l'eau de mer donne de la glace susceptible de fournir de l'eau potable ; la glace ne renferme plus comme impuretés que les parcelles de dissolution emprisonnées dans ses cristaux.

Par la même raison, l'eau sale des étangs et des mares donne une glace à peu près transparente.

Il ne faut pas oublier cependant que, si la congélation purifie l'eau chimiquement et mécaniquement, elle ne détruit pas les microbes : *La glace provenant d'une source contaminée est aussi dangereuse que l'eau même.*

La *densité de la glace*, par rapport à l'eau à 4° centigrades, est égale à 0,918 : pour un poids donné d'eau le volume solide est donc au volume liquide dans le rapport de 1,089 à 1. La glace qui se forme dans une masse liquide vient à la surface.

Pression due à la congélation de l'eau. — L'eau qui se congèle en vase clos possède donc une force expansive considérable ; aussi les vases et conduites d'eau, mal protégés contre le froid, sont-ils exposés à éclater pendant l'hiver.

Des expériences anciennes ont mis en évidence la force expansive de l'eau qui se liquéfie : Huyghens a fait crever un canon de fusil rempli d'eau et placé tout fermé dans un mélange réfrigérant.

Dans des expériences plus récentes, MM. Martins et Chancel ont fait éclater des bombes de 0^m,32 de diamètre extérieur et de 0^m,039 d'épaisseur, remplies d'eau et plongées dans un mélange réfrigérant ; sous l'influence de la pression, le point de congélation de l'eau s'abaissait jusqu'à un certain moment où la résistance de la bombe était vaincue. La rupture des projectiles s'est produite sous des pressions qu'on peut évaluer à 500 ou 520 atmosphères.

Le point de congélation de l'eau s'abaisse de 1 degré pour une pression de 133 atmosphères ; il y a donc eu un abaissement de 3 à 4 degrés, ce qu'on a pu en effet constater par un thermomètre plongé dans la partie restée liquide au centre de la bombe.

On ne saurait résister efficacement aux pressions produites par la congélation de l'eau : il n'y a qu'une chose à faire, c'est de mettre toutes les conduites et tous les appareils fermés et pleins d'eau à l'abri de la gelée, — c'est une précaution indispensable. Quand la surface de l'eau communique librement avec l'air, le danger est beaucoup moindre ; néanmoins il est toujours préférable de vider entièrement les vases.

De l'eau pure, purgée de gaz, l'eau distillée par exemple, abandonnée à un refroidissement lent, peut descendre jusqu'à — 20° sans se solidifier, pourvu qu'aucune vibration ne lui soit transmise ; mais, au moindre mouvement, au moindre contact d'un corps extérieur, la masse se congèle et la température remonte à 0°.

L'eau, contenue dans un tube capillaire, ne gèle pas non plus à 0° ; elle peut être conservée à l'état liquide jusqu'à — 17°.

La *chaleur latente de fusion* de la glace est de 79,2 calories ; la calorie est la quantité de chaleur nécessaire pour élever de 1 degré la température d'un kilogramme d'eau. Ainsi le travail de la liquéfaction d'un kilogramme de glace exige autant de chaleur qu'il en faut pour élever de 1 degré la température de 79 kilogrammes d'eau.

2° EAU LIQUIDE

Densité et volume de l'eau aux diverses températures.

— L'eau a son maximum de densité à 4°,07 ; un litre d'eau pèse alors 1 kilogramme.

			lit.
à 0° il pèse.....	999,86	et occupe	1,00053
10° —	999,73	—	1,00026
20° —	998,19	—	1,00175
30° —	995,67	—	1,0048
40° —	992,33	—	1,0077
50° —	988,17	—	1,0119
60° —	983,32	—	1,0169
80° —	971,86	—	1,0289
90° —	965,43	—	1,0357
100° —	958,63	—	1,0431

à 4° au-dessous de zéro le volume de la glace est 1,00054

Cohésion de l'eau, pouvoir adhérent, capillarité. — Les molécules d'un liquide parfait, tel que celui que l'on considère habituellement dans les calculs de l'hydraulique, sont d'une mobilité parfaite les unes par rapport aux autres, n'exercent aucun frottement, ne possèdent aucune adhérence soit entre elles, soit avec les parois qui les contiennent.

Cette hypothèse n'est pas d'accord avec la réalité ; les molécules liquides jouissent d'une cohésion, elles exercent, lorsqu'elles sont en mouvement, un frottement appréciable les unes sur les autres et l'eau adhère dans une certaine mesure aux parois qui la contiennent.

Une gouttelette d'eau projetée sur une surface plane ne s'étend pas indéfiniment, elle demeure en relief par l'effet de la cohésion ; une tige de verre, plongée dans l'eau, en sort avec une goutte adhérente, qui démontre bien l'adhésion du verre au liquide.

Cette action est surtout mise en lumière par les phénomènes capillaires : quand on plonge une lame solide dans un liquide, il y a attraction des molécules solides sur les molécules liquides et cette attraction est contraire à la cohésion des molécules liquides entre elles : si la première force l'emporte sur la seconde, le liquide s'élève le long de

la lame et la mouille : c'est le cas de l'eau sur du verre ou sur du métal ; l'eau se raccorde alors avec le solide par une courbe ou ménisque concave ; si la première force est inférieure à la seconde, il y a dépression du liquide et formation d'un ménisque convexe : c'est le cas du mercure et du verre.

Ne nous occupons ici que de l'eau : l'action capillaire devient beaucoup plus apparente lorsqu'on y plonge soit un tube de petit diamètre, soit un appareil formé de deux lames de verre très rapprochées ; l'eau s'élève alors, à l'intérieur des tubes ou des lames, à un niveau supérieur à celui qu'elle occupe dans le vase.

Dans un tube capillaire de diamètre d mesuré en millimètres, l'ascension moyenne de l'eau est donnée, également en millimètres, par la formule :

$$\frac{30(1 - 0,002 t)}{d},$$

dans laquelle t est la température du liquide.

Ainsi, dans un tube de 3 millimètres de diamètre, l'ascension sera de 10 millimètres à 0°, de 9^{mi},6 à 20°.

L'ascension entre deux feuilles de verre est aussi en rapport inverse de leur écartement, de sorte que, si les feuilles ne sont pas parallèles et forment un angle très petit, la ligne supérieure du liquide à leur intérieur est une hyperbole.

Quand on approche l'une de l'autre deux feuilles de verre parallèles plongeant dans l'eau, elles s'attirent brusquement lorsqu'elles arrivent à une très petite distance l'une de l'autre, ce qui prouve que la pression horizontale du liquide est moindre à l'intérieur des lames qu'à la surface libre.

C'est par le même effet que deux corps flottants mouillés par l'eau, deux morceaux de bois par exemple, s'attirent et s'accolent lorsqu'ils passent à une très faible distance l'un de l'autre.

Ces phénomènes capillaires ont, dans la nature, une importance considérable. Il y a, par exemple, dans les végétaux, des tubes d'un diamètre inférieur à un dixième de millimètre et, si l'on généralise la formule précédente, on voit que l'eau s'y élèvera de plus de 300 millimètres.

La même action se produit sur les bois, sur les pierres poreuses qui baignent dans l'eau.

La capillarité a une grande influence sur les eaux souterraines ; dans un terrain l'ascension capillaire est d'autant plus forte que le terrain est plus dense, il semble que le diamètre des tubes capillaires intérieurs, diamètre proportionnel à l'écartement des particules solides,

est d'autant plus petit que la densité est plus grande (expériences de *Klenze*).

Solubilité des corps solides. — L'eau dissout en plus ou moins grande proportion la plupart des corps solides ; les corps absolument insolubles sont peu nombreux.

Le *coefficient de solubilité* d'un corps à une température donnée est le rapport du poids total de ce corps, que l'eau peut dissoudre, au poids de l'eau elle-même. Autrement dit, c'est le poids du corps donné que peut dissoudre 1 kilogramme d'eau.

Les sels de potasse, de soude et d'ammoniaque sont presque toujours solubles, quel que soit leur acide.

La solubilité augmente d'ordinaire avec la température ; cependant le sulfate de soude présente un maximum de solubilité à 33° et d'autres sels sont moins solubles à chaud qu'à froid.

Entre 0° et 100° le coefficient de solubilité du :

Chlorure de potassium varie de.....	0,29 à 0,60
Chlorure de sodium ou sel marin.....	0,35 à 0,40
Sulfate de potasse.....	0,10 à 0,26
Sulfate de soude.....	0,05 à 0,42
Azotate de potasse.....	0,13 à 2,36

Voici pour une série d'autres sels les coefficients de solubilité dans l'eau froide et dans l'eau bouillante :

Coefficient de solubilité de divers corps

DÉSIGNATION DU CORPS	EAU FROIDE	EAU BOUILLANTE	DÉSIGNATION DU CORPS	EAU FROIDE	EAU BOUILLANTE
Carbonate de baryte.....	0,00007	0,00006	Carbonate de magnésie,...	0,0001	0,001
Sulfate de baryte.....	0,000002	»	Azotate de plomb.....	0,39	1,39
Chaux vive.....	s'hydrate		Chlorure de plomb.....	0,006	0,05
Chaux hydratée.....	0,0018	0,001	Sulfate de plomb.....	0,00005	insoluble
Carbonate de chaux.....	0,00018	0,0001	Carbonate de zinc.....	0,00005	insoluble
Protoxyde de fer hydraté..	0,000006	décomposé	Chlorure de zinc.....	très soluble	très soluble
Sulfate ferreux.....	0,6	3,30	Sulfate de zinc cristallisé...	1,15	6,54
Magnésie hydratée.....	0,0002	insoluble	Sulfate d'ammoniaque.....	0,71	0,98
Sulfate de magnésie.....	0,27	0,74	Sulfate d'alumine.....	0,87	1,14

Le sulfate de chaux est plus soluble que le carbonate ; son coefficient, de 0,0019 à 0°, s'élève jusqu'à 40° où il atteint 0,0021, puis s'abaisse et tombe à 0,00174 à 100°.

Le carbonate de chaux est peu soluble dans l'eau, puisque 1 litre d'eau n'en dissout à froid que 18 centigrammes, mais l'eau chargée

d'acide carbonique augmente la solubilité dans une proportion notable; quand l'acide carbonique se dégage, le calcaire se dépose. C'est le phénomène qui se produit dans les fontaines pétifiantes, dans les cavernes à stalactites et même parfois dans les tuyaux de conduite. Les eaux naturelles sont toujours chargées d'acide carbonique, aussi dissolvent-elles plus de calcaire que n'en retient l'eau pure.

Parmi les corps insolubles il faut citer : alumine, antimoine, chlorure d'argent, bismuth, phosphate basique de chaux, protoxyde et bioxyde de cuivre, sulfures de cuivre et d'étain, carbonate de fer, oxyde magnétique et oxyde ferrique, protoxyde, bioxyde et sesquioxyde de plomb, carbonate et sulfure de plomb, silice, oxyde de zinc et sulfure.

Solubilité des gaz. — Le coefficient de solubilité d'un gaz est le volume de ce gaz, mesuré à 0° et sous la pression 760 millimètres de mercure, qui se dissout dans l'unité de volume de l'eau.

Un litre d'eau dissolvant dans ces conditions 0^{lit},04114 d'oxygène, le coefficient de solubilité de l'oxygène est 0,04114.

On voit qu'il y a une différence entre le coefficient de solubilité des solides et celui des gaz, le premier représente un poids proportionnel et le second un volume ; pour avoir le poids du gaz dissous, il faut multiplier le coefficient de solubilité par la densité.

Le coefficient de solubilité des gaz diminue rapidement avec la température, l'eau bouillante ne retient plus que les gaz avec lesquels elle contracte une combinaison chimique.

Valeur de quelques coefficients de solubilité sous la pression 760

TEMPÉRATURE	AZOTE	HYDRO- GÈNE	OXYGÈNE	AIR	ACIDE CARBO- NIQUE	OXYDE DE CARBONE	GAZ DES MARAIS	HYDRO- GÈNE SULFURÉ	ACIDE SULFU- REUX	AMMO- NIAQUE	CHLORE
	lit.										
0°	0,020	0,019	0,041	0,025	1,80	0,032	0,054	4,37	79,79	1 049	1,43
10°	0,016	0,019	0,032	0,020	1,18	0,026	0,044	3,59	55,65	812	3,00
20°	0,014	0,019	0,028	0,017	0,90	0,023	0,035	2,90	39,37	654	2,00
Densité de ces gaz à 0° par rapport à l'air	0,9714	0,06926	1,1056	1	1,529	0,968	0,558	1,171	2,25	0,597	2,47
Poids du litre de ces gaz à 0° et sous la pression 760.	1 ^{gr} ,256	0 ^{gr} ,0895	1,43	1 ^{gr} ,2932	1 ^{gr} ,977	1 ^{gr} ,254	0 ^{gr} ,716	1 ^{gr} ,523	2 ^{gr} ,87	0 ^{gr} ,761	3,18

Il convient de rappeler les lois de la solubilité des gaz :

Première loi. — A la même température, les quantités de gaz dis-

soutes par l'unité de volume d'eau sont proportionnelles à la pression que le gaz exerce sur le liquide.

Deuxième loi. — Lorsqu'un mélange de gaz est en présence d'un liquide, chacun d'eux s'y dissout comme s'il occupait seul tout le volume du mélange gazeux.

Exemple : Composition de l'air dissous dans l'eau. — Ainsi l'air est composé en volume de $\frac{1}{5}$ d'oxygène et $\frac{4}{5}$ d'azote ; un litre d'eau dissoudra donc à 0° :

$$\frac{1}{5} 0,041 \text{ litre d'oxygène plus } \frac{4}{5} 0,020 \text{ litre d'azote,}$$

ou :

$$0 \text{ lit. } 0082 \text{ d'oxygène et } 0 \text{ lit. } 0163 \text{ d'azote.}$$

La composition de l'air dissous dans l'eau est en volume :

$$33,7 \text{ d'oxygène et } 66,3 \text{ d'azote,}$$

soit un tiers d'oxygène et deux tiers d'azote.

L'analyse de l'air abandonné par l'eau qu'on échauffe a vérifié ce résultat ; la composition de cet air demeure la même à toutes les températures, les quantités de gaz dissoutes changent, mais le rapport des volumes d'oxygène et d'azote, c'est-à-dire le rapport de leurs coefficients de solubilité, demeure constant.

Chaleur spécifique de l'eau. — La chaleur spécifique d'un corps est le nombre de calories nécessaire pour élever de 0° à 1° la température de 1 kilogramme de ce corps.

L'unité est la calorie, c'est-à-dire la quantité de chaleur nécessaire pour élever de 0° à 1° un kilogramme d'eau.

La chaleur spécifique de l'eau est considérable par rapport à celle des autres corps :

Ainsi à 0° elle est égale à 1, tandis que celle de l'huile d'olive est 0,5, celle de l'alcool 0,06, celle de l'air 0,24.

De 0° à 100°, la chaleur spécifique moyenne est : pour l'eau égale à 1, pour le fer 0,109, le zinc et le cuivre 0,095, l'argent 0,055, l'argile 0,186, le verre 0,177, le bois 0,03.

Les variations de température, produites par une quantité de chaleur donnée, sont donc à poids égal beaucoup moindres pour l'eau que pour les métaux ou pour les gaz.

3° EAU GAZEUSE

Nous avons peu de choses à dire de la vapeur d'eau, qui est étrangère à notre sujet.

Chaleur latente de vaporisation. — Pour passer de l'état liquide à 100° à l'état de vapeur également à 100°, l'eau absorbe 536,67 calories.

Pour convertir l'eau liquide prise à 0° en vapeur à 100° il faut donc lui communiquer 636,67 calories.

Si la température de la vapeur dépasse 100°, la tension en vase clos augmente rapidement ; pour passer de 0° à la température T, il faut communiquer à chaque kilogramme d'eau une quantité de chaleur sensiblement égale à :

$$607 + \frac{1}{3} T \text{ calories.}$$

Evaporation. — L'évaporation à la surface de l'eau est très variable suivant les circonstances ; nous en parlerons plus loin en traitant des eaux météoriques.

Vapeur d'eau contenue dans l'air, tension maxima de la vapeur d'eau, état hygrométrique. — On sait que l'atmosphère par sa pression s'oppose à une vaporisation abondante de l'eau. Mais, lorsque l'on fait passer quelques gouttes d'eau dans la chambre supérieure du baromètre où existe un vide parfait, il y a production immédiate de vapeur et dépression de la colonne atmosphérique. On dit que la vapeur est saturée lorsqu'il reste toujours un peu de liquide au-dessus du mercure ; dans ce cas, si l'on enfonce le tube, c'est-à-dire si l'on diminue la capacité de la chambre vide, il y a une certaine quantité de vapeur qui revient à l'état liquide ; inversement, si l'on élève le tube, c'est-à-dire si l'on augmente la capacité de la chambre vide, il y a une certaine quantité de liquide qui passe progressivement à l'état de vapeur.

Pour une température donnée, la dépression de la colonne barométrique reste toujours la même, quel que soit le volume de vapeur, pourvu qu'il y ait toujours de l'eau liquide au-dessus du mercure.

Ainsi, à une température fixe, la tension de la vapeur saturée est constante.

C'est ce qu'on appelle la *tension maxima* de la vapeur d'eau à cette température ; cette tension maxima ou force élastique augmente avec

la température. — Les forces élastiques s'expriment comme la pression atmosphérique en millimètres de mercure.

Tableau des forces élastiques de la vapeur d'eau

TEMPÉRATURE	TENSION	TEMPÉRATURE	TENSION	TEMPÉRATURE	TENSION
degrés	mill.	degrés	mill.	degrés	mill.
— 32	0,32	10	9,17	50	91,98
— 25	0,60	15	12,70	60	148,49
— 15	1,40	20	17,39	70	233,02
— 5	3,11	30	31,55	80	354,64
— 0	4,60	40	54,91	100	524,45

Ainsi à 0° la force élastique de la vapeur d'eau saturée fait équilibre à une colonne de mercure de 4^m,6 de hauteur.

État hygrométrique de l'air. — Dans l'air il y a toujours de la vapeur d'eau, mais la quantité en est très variable avec les vents et la température. La quantité de vapeur augmente lorsque soufflent les vents qui ont passé sur de grandes étendues de mer; elle augmente aussi avec la température puisque l'évaporation est plus active.

Mais il est rare que l'atmosphère soit saturée; généralement la tension f de la vapeur d'eau qu'elle contient est inférieure à la force élastique maxima F , qui convient à la température considérée.

L'état hygrométrique de l'air se mesure par le rapport $\left(\frac{f}{F}\right)$ ou fraction de saturation, que l'on désigne fréquemment par la lettre e .

Poids de vapeur d'eau contenu dans l'air. — Lorsque l'on connaît l'état hygrométrique e , il est facile de trouver la force élastique f de la vapeur d'eau contenue dans l'atmosphère, puisqu'elle est égale à eF ; la tension maxima F est inscrite dans les tables en regard de la température.

La densité de la vapeur d'eau est 0,622, c'est-à-dire que son poids est égal à la fraction 0,622 du poids d'un égal volume d'air pris à la même température et à la même pression.

A 0° et sous la pression 760, le litre d'air pèse..... 1^{er},293
— et le litre de vapeur d'eau.... 0,622 × 1,293

Le poids varie proportionnellement à la pression et en raison inverse du binôme de dilatation $1 + \alpha t$; de sorte qu'à la température t et à la pression f le poids de vapeur d'eau contenu dans un litre d'air sera donné par la formule

$$0,622 \times 1,293 \times \frac{f}{760} \cdot \frac{1}{1 + \alpha t},$$

dans laquelle le coefficient de dilatation α est égal à la fraction $\frac{1}{273}$.

Exemple : Quel est le poids d'eau contenu dans un litre d'air à la température de 20° avec un état hygrométrique de 0,6?

Nous savons que la tension maxima de la vapeur d'eau, à 20° , est de $17^{\text{mm}},39$, la tension réelle est égale aux six dixièmes de la précédente, c'est-à-dire à environ 10 millimètres. — Nous ferons donc $f = 10$ et la formule nous donnera pour le poids de la vapeur d'eau contenue dans le litre d'air $0^{\text{sr}},0096$, ce qui fait $9^{\text{sr}},6$ par mètre cube.

Supposez maintenant que la température de l'atmosphère se refroidisse brusquement et tombe à 0° , ce qui arrivera si la masse d'air vient à rencontrer un glacier, une montagne élevée, la tension maxima de la vapeur d'eau s'abaissera à $4^{\text{mm}},6$; un mètre cube d'air, en admettant qu'il demeure saturé, ne pourra plus contenir que $5^{\text{sr}},4$ de vapeur d'eau et en abandonnera par conséquent, sous forme de pluie, $4^{\text{sr}},2$.

Ainsi tout abaissement brusque de température entraîne une augmentation de l'état hygrométrique; le point de saturation se trouve même souvent dépassé et l'excès d'humidité se résout en pluie.

De même toute compression exercée sur la masse gazeuse a pour effet d'augmenter la pression f de la vapeur d'eau dans le rapport inverse des volumes avant et après la compression; il en résulte que, par l'effet de la compression, la force élastique f se rapproche de la force élastique maxima F et peut même la dépasser, auquel cas l'air abandonne sous forme de pluie une partie de l'humidité qu'il renferme.

Lorsque des vents violents et chargés d'humidité viennent se briser contre les parois inclinées des montagnes, leur force vive se transforme en compression et ils produisent sur le versant qu'ils frappent des pluies considérables.

Les *condensations d'eau* parfois considérables qui se produisent sur les tuyaux de conduite d'eau, sur les parois des réservoirs, notamment sur celles des réservoirs métalliques, sont dues à la vapeur d'eau contenue dans l'atmosphère qui se précipite au contact d'une surface froide. Il importe dans bien des cas de tenir compte de ce phénomène, afin d'en atténuer les effets et de se débarrasser des eaux de condensation.

ANALYSE DES EAUX

L'eau naturelle, quelle que soit sa provenance, n'est jamais de l'eau pure; elle renferme en dissolution des sels et des gaz qu'elle a recueillis dans son long voyage au milieu des airs et de la terre ou à la surface du sol.

Nous ne parlons point, pour le moment, des matières solides en suspension dans les eaux courantes et nous ne considérons que les eaux limpides.

Longtemps on ne s'est préoccupé que des minéraux et des gaz contenus dans les eaux ; c'est dans ces dernières années seulement qu'on y a étudié la présence des organismes infiniment petits.

L'analyse chimique complète d'une eau donnée est une opération longue et minutieuse. Lorsqu'on n'a point de motifs sérieux de suspicion contre une eau à essayer et qu'on désire seulement une estimation approchée de sa valeur comme eau potable ou industrielle, on a recours à l'*essai hydrotimétrique*, qui a pour but de rechercher seulement la proportion de sels terreux et particulièrement de sels calcaires en dissolution.

Nous avons donc à étudier successivement :

- L'hydrotimétrie,
- L'analyse chimique,
- L'examen bactériologique.

1° HYDROTIMÉTRIE

Définition du système. — L'hydrotimétrie, imaginée en France par MM. Boutron et Boudet, a pour objet la mesure de la *crudité* d'une eau.

A proprement parler, la crudité est l'état de ce qui est cru ; les fruits crus sont parfois indigestes ; de même on appelle eau crue une eau indigeste, froide et lourde à l'estomac, de saveur ordinairement désagréable.

La crudité de l'eau dépend de sa teneur en sels terreux, et particulièrement en sels calcaires.

Il vaut mieux dire *dureté* que crudité ; une eau dure est celle qui prend mal le savon et qui donne sur la peau une impression de dureté lorsqu'on s'y lave les mains, elle durcit les légumes lorsqu'on veut les y faire cuire.

L'eau distillée, qui ne renferme pas de calcaire, reste limpide quand on y verse quelques gouttes d'une solution de savon ou d'oxalate d'ammoniaque. Elle se trouble et donne un dépôt plus ou moins abondant suivant qu'elle renferme plus ou moins de calcaire. On a, par cet essai simple, un aperçu de la teneur d'une eau en calcaire.

Le sulfate est décelé par une solution de sel de baryte, chlorure ou azotate ; il se forme un précipité blanc de sulfate de baryte. On peut

purifier cette eau sulfatée en l'agitant avec quelques cristaux de soude ; le sulfate de chaux se décompose et donne du carbonate de chaux et du sulfate de soude.

Le calcaire en dissolution est à l'état de bicarbonate ; par la chaleur ou par le mouvement, il perd la moitié de son acide carbonique et le protocarbonate insoluble se dépose. C'est lui qu'on trouve dans les canaux, sur les roues d'usine, dans les conduites d'eau et dans les réservoirs, sur les parois des bouilloires de nos cuisines, etc. On en détermine également la précipitation en ajoutant à l'eau un lait de chaux qui s'empare d'un élément d'acide carbonique et forme du carbonate simple.

Les dépôts de sulfate de chaux sont d'une dureté et d'une adhérence extrêmes.

Les eaux dures sont impropres au lavage ; elles *caillent* le savon et donnent des dépôts qui empâtent le linge sans le nettoyer. Un mètre cube d'eau de Seine use, sans effet utile, 2 kilogrammes de savon, 1 mètre d'eau de l'Ourcq 3 kilogrammes, d'eau d'Arcueil 3^{kg},75 et d'eau de certains puits de Paris jusqu'à 15 kilogrammes et davantage.

Elles sont impropres à la cuisson des légumes : des pois que l'on fait cuire dans l'eau d'un puits de Paris se transforment en petites balles dures.

L'*hydrotimétrie* a pour objet de déterminer la quantité de sels terreux contenus dans l'eau, le poids des sels de chaux, carbonate et sulfate de chaux en dissolution, le poids d'acide carbonique dissous.

Principe de l'essai hydrotimétrique. — Voici le principe des essais hydrotimétriques : la dissolution alcoolique de savon produit dans une eau non chargée de sels terreux (calcaires ou magnésiens) une mousse persistante à la surface ; au contraire, s'il y a dans l'eau des sels terreux, la mousse ne se produit pas et il se forme des grumeaux insolubles qui sont des savons calcaires.

On prépare une dissolution titrée de savon, c'est-à-dire que l'on dissout un poids connu de savon dans un volume connu d'alcool à un certain degré. La dissolution faite, on la met dans une burette graduée, et, grâce aux données précédentes, on sait combien une division de la burette contient de savon. On verse goutte à goutte la dissolution de savon dans l'eau qu'on veut essayer, et l'on agite après avoir versé chaque goutte ; tant qu'il ne se produit pas une mousse persistante, c'est qu'il reste encore des sels terreux dans la liqueur ; aussitôt qu'on reconnaît l'existence de la mousse persistante, l'opération est terminée ; on lit alors sur la burette combien de divisions de la dissolution on a employées, et, s'il y en a par exemple 17, on dit que l'eau

marque 17°, à l'hydrotimètre considéré. Si partout on emploie le même hydrotimètre, la même dissolution de savon, il est clair que tous les résultats sont comparables, et que l'on a de la sorte des renseignements précieux sur la crudité relative des eaux employées.

En somme, ce procédé ne donne que des indications approchées; dans des dissolutions qui ne renfermeraient que des sels neutres de chaux, on pourrait de la sorte calculer exactement la proportion de ces sels; mais les sels de magnésie décomposent aussi le savon, de même l'acide carbonique; à ce sujet, il faut remarquer que la mousse persistante ne tarde pas elle-même à disparaître, parce que l'acide carbonique de l'air la décompose. Les matières organiques modifient aussi les résultats.

L'eau distillée n'a jamais un degré nul.

Les résultats de l'opération varient encore suivant la rapidité avec laquelle elle est conduite, suivant l'appréciation de l'opérateur qui nécessairement met un nombre variable de gouttes en excès; la liqueur hydrotimétrique, qu'on se procure chez les fabricants de produits chimiques, n'a pas une composition bien constante.

La méthode exige donc les plus grandes précautions, si l'on veut en tirer quelque exactitude. Mais, comme méthode approchée, elle rend des services dans la pratique et renseigne d'une manière suffisante sur la dureté relative des eaux.

Liqueurs hydrotimétriques. — Trois liqueurs sont nécessaires pour l'épreuve hydrotimétrique complète :

<i>Première liqueur.</i> — Savon blanc de Marseille bien sec.	400 gr.
Alcool à 90°.....	1 600 —
Eau distillée.....	1 000 —
TOTAL.....	2 700 gr.

On dissout le savon dans l'alcool jusqu'à l'ébullition, on filtre pour enlever les impuretés et matières étrangères et on ajoute ensuite l'eau distillée.

Deuxième liqueur. — Dans un litre d'eau distillée on dissout 0^{gr},23 de chlorure de calcium fondu et sec. On vérifie cette liqueur normale en dosant, par l'oxalate d'ammoniaque, la chaux qu'elle renferme et qui doit être 0^{gr},126 par litre.

Troisième liqueur. — Solution d'oxalate d'ammoniaque au soixantième.

On admet que la liqueur normale 2 correspond à 22° hydrotimétriques. Comme on opère toujours sur 40 centimètres cubes de la liqueur à essayer, ce volume renferme 10 milligrammes de chlorure de calcium, représentant 22°; 1° correspond donc à 0^{mg},455 de chlorure de calcium par 40 centimètres cubes, ou à 11^{mg},4 par litre.

C'est un point de départ choisi arbitrairement, mais qu'il faut conserver avec soin pour que toutes les observations demeurent comparables.

La solution normale 2 est versée dans une burette, graduée de telle façon que 2^{es},4 donnent vingt-trois divisions. La première division ne compte pas et le 0 est placé à la seconde; la division réservée et non comptée renferme la quantité de liqueur nécessaire pour faire mousser 40 centimètres cubes d'eau distillée; les vingt-deux autres divisions sont donc considérées seules comme efficaces.

On commence par vérifier la liqueur hydrotimétrique 1, on en prend 40 centimètres cubes dans une éprouvette ou un flacon et on y verse la solution 2 au chlorure de calcium, jusqu'à ce qu'il se forme par l'agitation de l'éprouvette une mousse persistante; à ce moment, on doit avoir épuisé les 22° de la burette; sinon la liqueur 1 est mal préparée.

Cette vérification faite, on prend toujours 40 centimètres cubes de la liqueur hydrotimétrique 1 et on y verse avec une burette graduée l'eau à essayer jusqu'à ce qu'on obtienne la mousse persistante; la burette indique alors le nombre de degrés afférent au liquide considéré.

Quand l'eau est très calcaire, les grumeaux qui se forment empêchent la formation de la mousse; il faut alors diluer l'eau donnée avec de l'eau distillée, de manière à n'avoir dans l'eau d'essai que 10 centimètres cubes et même moins de l'eau donnée; le nombre de degrés indiqué par l'eau d'essai est multiplié en conséquence.

Déterminations successives. — Généralement, on se contente du degré hydrotimétrique total obtenu comme nous venons de le dire.

Mais on peut pousser l'analyse plus avant à l'aide de quatre titrages successifs, comme l'explique nettement M. Albert Lévy, directeur du service chimique à l'Observatoire de Montsouris.

1° On détermine le degré total A de l'eau à analyser;

2° On ajoute à 50 centimètres cubes de l'eau donnée 2 centimètres cubes de liqueur 3, solution d'oxalate d'ammoniaque, on filtre et on ne conserve que 40 centimètres cubes du liquide obtenu, on en détermine le degré B; la chaux a été précipitée par l'oxalate;

3° On fait bouillir l'eau donnée pendant une demi-heure pour en chasser l'acide carbonique et le carbonate de chaux, on filtre, on complète le volume primitif avec de l'eau distillée, on essaie 40 centimètres cubes de la liqueur, ce qui donne un degré C;

4° On prend 50 centimètres cubes de l'eau provenant de l'opération

précédente, on agite avec 2 centimètres cubes de la solution d'oxalate d'ammoniaque, on laisse reposer, on filtre et on essaie 40 centimètres cubes de la liqueur, ce qui donne un degré D.

Les sels de magnésie correspondent à ce degré D.

Les sels de chaux correspondent à A — B degrés.

Le sulfate de chaux correspond à C — D degrés.

Le carbonate de chaux correspond à A — B — (C — D) degrés.

L'acide carbonique correspond à B — D degrés.

Le nombre A correspond à l'action entière de l'acide carbonique, des sels de chaux et de magnésie.

Valeur en grammes pour un litre d'eau de 1° des corps suivants

	gr.		gr.
Chaux	0,0057	Sulfate de magnésie	0,0125
Chlorure de calcium.....	0,0114	Chlorure de sodium.....	0,0120
Carbonate de chaux.....	0,0103	Sulfate de soude.....	0,0146
Sulfate de chaux.....	0,014	Acide sulfurique anhydre.	0,0082
Magnésie.....	0,0042	Chlore.....	0,0073
Carbonate de magnésie..	0,0088	Savon à 50 0/0 d'eau.....	0,4061
Chlorure de magnésium..	0,0090	Acide carbonique gazeux.	0,0099

La quantité d'acide carbonique correspond à 5 centimètres cubes de ce gaz.

Connaissant le titrage en degrés, il est facile de calculer la teneur en poids par litre des substances qui précèdent.

Comparaison avec l'analyse chimique. — M. Albert Lévy signale les résultats comparatifs ci-après. La différence A — B, multipliée par 0^{gr},0057, donne le poids de la chaux contenue dans un litre d'eau.

	DEGRÉ HYDROTIMÉTRIQUE		CHAUX	
	TOTAL	APRÈS EMPLOI D'OXALATE	CALCULÉE	ANALYSÉE
	degrés	degrés	milligr.	milligr.
Eau de la Vanne.....	19,8	0	113	112
— la Dhuis.....	24,6	3	123	125
— la Seine.....	17,7	0,6	97	99
— l'Oureq.....	34,7	8,7	148	149
— la Marne.....	22,5	2,7	143	111
— d'un puits rue de Flandre.....	50	8,2	238	238
— du drain Saint-Maur.....	26,8	4,4	127	127

Comme on le voit, on peut arriver avec l'hydrotimétrie à des résultats satisfaisants, mais il faut s'entourer de précautions minutieuses.

CLASSIFICATION DES EAUX D'APRÈS LEUR DEGRÉ HYDROTIMÉTRIQUE

De 0° à 15°, eau très pure, excellente ;

De 15° à 30°, bonne eau potable, propre au blanchissage et à la cuisson des légumes ;

De 30° à 60° eau à peu près impropre aux usages domestiques et à peine susceptible d'alimenter des chaudières à vapeur avec précautions spéciales.

Au-dessus de 60°, eau impropre à tous usages.

Degré hydrotimétrique de quelques eaux

DÉSIGNATION DE L'EAU	DEGRÉ HYDROTIMÉTRIQUE	
	TOTAL	APRÈS ÉBULLITION
Eau de pluie.....	degrés 3,5	degrés »
— du Rhône.....	15	»
— de la Vanne, amenée à Paris (année 1892).....	19,8	5,1
— de la Dhuis, — —.....	23,6	6,0
— de l'Avre, — —.....	17,7	7,0
— de l'Oureq, — —.....	35,2	12,1
— de la Marne, — —.....	23,3	6,9
— du drain .St-Maur, — —.....	24,9	8,0
— de la Seine à l'usine d'Ivry.....	17,8	4,8
— — — d'Austerlitz.....	18,5	5,2
— — — de Chaillot.....	19,6	5,7
Puits artésiens de Grenelle et de Passy.....	9 à 12	»
Eau d'Arcueil.....	40 à 53	»
— de Belleville.....	128	»
Sources du granit du Morvan.....	2 à 11	»
— des sables de la craie inférieure.....	7 à 12	»
— des sables de Fontainebleau.....	6 à 22	»
— de la craie blanche.....	12 à 17	»
— des calcaires de Beauce.....	17 à 25	»
— du niveau des marnes vertes et des marnes de gypse, eaux séléniteuses.....	23 à 155	»

Degrés hydrotimétriques anglais et allemand. — Le degré anglais pour la dureté (*hardness*) de l'eau s'établit par la méthode de Clarke ; il indique le poids en grains de carbonate de chaux contenu dans un gallon d'eau ou dans 70 000 grains d'eau ; 1° de Clarke correspond à 0^{gr},0143 de carbonate de chaux par litre d'eau.

Le degré allemand (*härtegrad*) indique le nombre de centigrammes de chaux contenu dans un litre d'eau ; c'est le plus rationnel.

1 degré français = 0°,56 allemand = 0°,7 anglais ;

1 degré allemand = $\frac{23}{14}$ ou 1,786 degré français = $\frac{5}{4}$ degré anglais ;

1 degré anglais = $\frac{10}{7}$ ou 1,428 degré français = $\frac{4}{5}$ degré allemand.

Voici, d'après Turner et Brightmore, le degré hydrotimétrique de quelques eaux anglaises, rapporté à l'échelle française :

Londres, Compagnie de Kent, sources de la craie.....	33°
— Compagnie de Middlesex, eau de la Tamise.....	21°
Liverpool, eau du terrain silurien.....	6°
Manchester, source du terrain carbonifère.....	4°
Glasgow, eau des lacs d'Écosse.....	1°
Édimbourg, eau du terrain silurien.....	10°
Sunderland, sources de la Dolomite.....	43°

Action de l'eau pure sur les conduites de plomb. — Une eau à très faible degré hydrotimétrique n'est pas toujours désirable. D'abord une certaine proportion de sels de chaux et de magnésie est nécessaire à la santé. Ensuite, ces eaux pures absorbent souvent une assez grande proportion d'acide carbonique qui reste libre et qui attaque les tuyaux de plomb ; il se forme du carbonate de plomb qui adhère d'ordinaire à la surface du métal et le protège contre toute action ultérieure, mais qui à un moment donné peut se trouver entraîné et livré aux consommateurs. C'est à cette cause qu'on a attribué certains accidents causés par l'eau du lac Katrin (Écosse) qui est cependant très pure et marquée à peine 3° et qui attaque le plomb avec une certaine énergie.

Variation du degré hydrotimétrique des eaux. — Lorsqu'on parle du degré hydrotimétrique d'une eau donnée, il s'agit d'une moyenne, car le degré varie avec les saisons, c'est-à-dire avec le débit des sources, avec la température, avec la proportion des diverses eaux mélangées, etc.

Ainsi l'eau de l'Avre, prise dans le réservoir de Saint-Cloud, marquait 12° au commencement de mars 1893, 15° en avril, 16° au commencement de mai et 18° à la fin (*Annales de l'Observatoire de Montsouris*).

En 1892, les variations de l'eau de la Vanne dans le réservoir de Montsouris n'ont pas atteint 1°. Celles de la Dhuis avant son arrivée à Paris ont été plus considérables ; elle marquait 25° en janvier et seulement 19° fin septembre.

On a constaté également des variations légères d'une année à l'autre.

En 1892 également, l'eau de l'Ourcq a varié de 30 à 36°, l'eau de la Marne de 22°,3 à 23°,8 et l'eau de la Seine à Chaillot de 18°,9 à 20°,1.

Les variations des grandes rivières sont donc beaucoup moins étendues.

Conclusions sur l'essai hydrotimétrique. — En résumé, l'essai hydrotimétrique donne des renseignements précieux, mais il ne suffit point à caractériser la valeur d'une eau ; parfois, une eau d'un degré un peu élevé sera meilleure pour l'alimentation qu'une eau plus pure en apparence.

Il faut remarquer, du reste, que le degré hydrotimétrique d'une eau dépend essentiellement de la constitution géologique du pays où cette eau est recueillie ; les habitants de ce pays doivent nécessairement s'en contenter, car les grandes villes seules peuvent aller s'approvisionner à grande distance. Il ne faut donc point rejeter d'une manière absolue une eau qui atteint, comme teneur en sels calcaires, la limite des eaux potables, pourvu que ce ne soit point le sulfate de chaux qui y domine et pourvu qu'elle ne soit point soumise à d'autres causes d'impuretés, généralement plus dangereuses pour la santé publique.

2° ANALYSE CHIMIQUE

L'analyse complète de l'eau est une opération longue et délicate ; nos grands laboratoires sont seuls convenablement outillés pour la mener à bonne fin.

Nous nous proposons d'en indiquer ici uniquement les lignes principales ; on pourra trouver les détails notamment dans l'*Annuaire de Montsouris*, où ils sont présentés par M. Albert Lévy.

Dosage des gaz. — Dans un ballon, où l'on a fait le vide avec la pompe à mercure, on introduit 300 centimètres cubes de l'eau à analyser. On fait de nouveau le vide et l'on recueille dans une éprouvette graduée les gaz qui se dégagent.

On note le volume total V_1 du gaz recueilli, et on le ramène à 0° et à la pression 760 ; on fait passer dans l'éprouvette plusieurs pastilles de potasse, qui absorbent l'acide carbonique, il reste un volume V_2 et la différence $V_1 - V_2$ donne le volume d'acide carbonique ; dans le volume V_2 on introduit une solution d'acide pyrogallique, qui absorbe l'oxygène, et il reste un volume V_3 ; la différence $V_2 - V_3$ donne le volume de l'oxygène et V_3 est celui de l'azote.

Les volumes s'obtiennent en centimètres cubes ; on les convertit en poids en remarquant que :

1 centimètre cube d'oxygène	pèse.....	1 ^{mg} ,430
— d'azote	—	1 ^{mg} ,256
— d'acide carbonique	—	1 ^{mg} ,977

Détermination de l'acide carbonique combiné. — L'acide carbonique combiné se trouve dans l'eau à l'état de carbonate ou de bicarbonate, par l'ébullition le bicarbonate se réduit en carbonate et perd la moitié de son acide carbonique. On peut donc par le vide et la pompe à mercure : 1° déterminer l'acide carbonique libre en opérant à froid ; 2° déterminer l'acide carbonique libre et l'acide à l'état de bicarbonate en opérant sur une eau que l'on fait bouillir ; 3° déterminer l'acide carbonique à l'état de carbonate, en opérant sur une eau acidifiée par l'acide sulfurique qui décompose les sels terreux.

Dosage de l'acide sulfurique. — On concentre un volume suffisant de l'eau donnée, 1 ou 2 litres pour les eaux de rivière, légèrement acidulée à l'acide chlorhydrique, puis on précipite l'acide sulfurique par un excès de chlorure de baryum qui précipite du sulfate de baryte. Celui-ci séché et pesé renferme 0,3433 de son poids d'acide sulfurique.

Dosage de l'acide phosphorique. — On évapore un volume suffisant de l'eau donnée, acidifiée à l'acide nitrique pour rendre la silice insoluble. On reprend par l'acide nitrique, on chauffe, et dans le liquide bouillant on verse une solution nitrique de molybdate d'ammoniaque qui précipite un phosphomolybdate.

Dosage du chlore. — On concentre un volume suffisant de l'eau à essayer ; dans la capsule on verse quelques gouttes de chromate neutre de potasse, puis avec une burette graduée on verse une liqueur de nitrate d'argent au dixième. Chaque centimètre cube de cette liqueur sature 3^{mmg},546 de chlore. Quand l'opération est terminée, la couleur jaune du liquide, due au chromate de potasse, passe très nettement à la teinte rouge-brun du chromate d'argent.

Dosage de la matière organique. — Il existe des procédés variés pour ce dosage très délicat, qui ne donne du reste que des résultats comparatifs.

« Ne connaissant, dit M. Albert Lévy, aucune méthode qui permette de déterminer avec exactitude le poids total de la matière organique contenue, soit en suspension, soit en dissolution, dans les eaux, nous nous bornons à brûler cette matière organique par le permanganate de potasse alcalin et bouillant. Nous donnons, sous le nom de *matière organique*, le poids d'oxygène emprunté au permanganate qui a servi à cette opération. »

Le procédé de M. Albert Lévy est celui que préfère le Comité consultatif d'hygiène.

« Cette méthode, dit le comité, pas plus que les autres d'ailleurs, ne fournit pas, par rapport à la matière organique, un chiffre absolument exact ; mais elle donne, par comparaison entre les eaux de diverses provenances, des renseignements constants et, par cela même, très précieux. »

Les diverses matières organiques absorbent en brûlant des quantités variables d'oxygène ; la méthode ne saurait donc donner aucune proportionnalité. En Angleterre, on admet que le poids d'oxygène consommé, multiplié par 5,8 pour les eaux de puits profonds, par 2,4 pour les eaux superficielles, et par 1,8 pour les eaux de surfaces incultes, donne le poids de matière organique équivalente.

Tout cela montre l'attention qu'il faut apporter aux résultats sur la teneur en matière organique.

Résidu ou extrait sec. — On évapore 200 centimètres cubes d'eau dans une capsule chauffée au bain-marie, puis on la place 12 heures dans une étuve à 180°.

La capsule, refroidie dans un dessiccateur et pesée, donne le poids de l'extrait sec.

Ce n'est qu'à 180° que les sels deviennent anhydres.

La capsule, avec son extrait, est ensuite calcinée au rouge sombre ; il y a une perte de produits volatilisés, on en détermine le poids. Ce poids comprend la matière organique, les chlorures volatilisés et les nitrates décomposés.

Dosage de l'azote combiné. — Des méthodes spéciales permettent de doser l'azote ammoniacal, l'azote organique, l'azote nitrique.

Dosage de la silice et des bases. — 1° *Silice.* — On évapore à sec dans une capsule de porcelaine un volume suffisant de l'eau donnée acidulée à l'acide chlorhydrique. Le résidu est repris à chaud par l'acide chlorhydrique ; le résidu final est lavé à l'eau acidulée et pesé. C'est la silice. Il faut vérifier soigneusement l'opération.

2° *Fer et alumine.* — Le liquide séparé de la silice est porté à l'ébullition et additionné d'ammoniaque en léger excès, que l'on chauffe ensuite par ébullition. On filtre et le précipité donne le poids total de l'alumine et du sesquioxyde de fer.

3° *Chaux.* Le liquide, séparé ou non du mélange de fer et d'alumine, rendu alcalin par l'ammoniaque, additionné de chlorhydrate d'ammoniaque pour empêcher la précipitation des sels de magnésie, est porté à l'ébullition et traité par un excès d'oxalate d'ammoniaque. Le pré-

cipité d'oxalate de chaux, lavé et calciné, se transforme en carbonate de chaux qui renferme 0,56 de son poids de chaux.

Il existe aussi une méthode volumétrique qui consiste à doser l'oxalate dissous dans de l'acide azotique en mesurant le volume d'une liqueur titrée de permanganate de potasse, nécessaire pour oxyder l'acide oxalique ; l'oxydation est terminée quand le liquide prend et conserve une teinte rose. Cet essai plus simple donne des résultats suffisants.

4° *Magnésie*. — La magnésie se précipite à l'état de phosphate en traitant la liqueur, séparée de la chaux, par le phosphate d'ammoniaque.

5° *Potasse et soude*. — On les dose à l'état de sulfates après une opération longue et délicate.

Recherche des sulfures. — Les sulfures, lorsqu'ils existent en certaine quantité, sont dosés par l'iode normal à 1^{er},27 par litre.

Recherche du plomb. — On opère dans des vases lavés à l'acide nitrique et à l'eau distillée. On évapore 10 litres d'eau, de manière à ramener le volume à 2 litres, on filtre pour séparer le dépôt calcaire.

Le liquide clair est ensuite concentré à 1/4 de litre, additionné d'acide acétique et on y fait barboter un courant lent d'hydrogène sulfuré. S'il y a du plomb, une coloration brune se manifeste.

Variations de l'oxygène en dissolution dans l'eau. — La quantité d'oxygène en dissolution dans l'eau est un élément des plus importants à considérer, car l'oxygène est nécessaire à l'eau potable et, de plus, comme il sert à la combustion des matières organiques, la teneur d'une eau en oxygène est d'autant moindre, toutes choses égales d'ailleurs, qu'elle renferme plus de substances organiques. C'est ainsi que les eaux de la Seine à l'aval de Paris, lorsqu'elles ont reçu le produit des égouts, sont à peu près dépouillées d'oxygène et qu'elles ne recouvrent leur teneur normale qu'après un long parcours. Nous aurons lieu de revenir ultérieurement sur ce point.

La mesure de l'oxygène dissous s'opère exactement à l'aide de la pompe à mercure par le vide, comme nous l'avons expliqué ; mais il existe d'autres méthodes plus expéditives pour l'effectuer. Celle qui est en usage à Montsouris consiste à verser dans l'eau à essayer, alcalinisée avec de la potasse, du sulfate de protoxyde de fer ammoniacal ; il se forme du sulfate de potasse, le protoxyde de fer se dépose, mais s'oxyde instantanément au contact de l'oxygène, de sorte que, si on

opère avec des liqueurs titrées et qu'à l'aide du permanganate de potasse on évalue la quantité de protoxyde de fer non transformée en sesquioxyde, cette quantité peut servir à apprécier le poids d'oxygène contenu dans l'eau donnée.

La proportion d'oxygène varie avec les circonstances physiques de pression, de température et de lumière. Elle varie aussi avec une cause plus récemment reconnue : l'abondance plus ou moins grande des organismes vivants.

L'eau de Seine possédant $10^{\text{mg}},6$ d'oxygène par litre n'en a plus que 7 milligrammes au bout de 8 jours, et zéro au bout de 15 jours ; l'eau de Vanne, au contraire, devient plus riche en oxygène avec le temps : un échantillon qui en renfermait 11 milligrammes en contenait 20 au bout de 9 jours et 39 au bout de 60 jours (A. Lévy).

Une eau chargée de bactéries voit, en effet, diminuer sa teneur en oxygène, car ce gaz est absorbé par les microbes ; au contraire, une eau chargée d'organismes végétaux, comme les algues, s'enrichit de l'oxygène que dégagent les végétaux sous l'influence de la lumière.

Si on opère dans l'obscurité, l'action des bactéries s'exerce seule et la teneur en oxygène doit aller en diminuant dans toutes les eaux, d'autant plus vite qu'elles renferment plus de bactéries.

La vitesse d'absorption de l'oxygène peut donc fournir un *coefficient d'altérabilité* des eaux.

COMPOSITION CHIMIQUE DES DIVERSES EAUX

Quatre espèces d'eau peuvent servir à l'alimentation :

L'eau météorique ou eau de pluie ;

L'eau de rivière ;

L'eau de source ;

L'eau de puits.

Il n'existe point deux eaux identiques dans la nature ; on ne peut donc donner des indications générales pour chaque famille. Il serait, par conséquent, sans intérêt de reproduire de nombreux résultats d'analyse ; nous en citerons quelques-uns ici et le lecteur en trouvera d'autres au cours du présent ouvrage lorsque nous présenterons les monographies de diverses distributions d'eau.

1° Eau de pluie. — L'eau de pluie renferme surtout des principes gazeux : l'acide carbonique, l'ammoniaque et les acides oxygénés de l'azote (produits probablement par les phénomènes électriques de l'atmosphère), quelquefois un peu d'acide sulfureux et d'hydrogène sul-

furé (au voisinage des villes et des grandes usines), et enfin des sels entraînés avec l'eau de mer, tels que les chlorures et sulfates de soude, de magnésie et de chaux. C'est le chlorure de sodium qui domine, et sa proportion varie en général de 2 à 4 milligrammes par litre d'eau.

Aux principes minéraux s'ajoutent souvent des particules organiques entraînées par les vents à des distances considérables.

La somme des matières solides contenues dans un litre d'eau de pluie dépasse rarement 50 milligrammes et n'est guère en moyenne que de 30 milligrammes.

La composition de l'eau de pluie varie donc suivant les localités, campagnes ou villes, suivant la constitution du sol, la distance à la mer, la direction du vent, suivant les circonstances atmosphériques.

La teneur en ammoniacque est plus grande dans les villes que dans les campagnes, plus forte en hiver qu'en été dans les villes et inversement dans les campagnes, moindre dans la neige, mais beaucoup plus grande dans le brouillard que dans la pluie, plus forte dans les courtes averses que dans les pluies prolongées. — En certains mois, la pluie donne au sol plus d'un kilogramme d'azote par hectare.

La pluie des grandes villes renferme une proportion parfois assez grande de matières organiques provenant de toutes les poussières animales et végétales qui s'élèvent dans l'atmosphère.

Elle renferme, cela va sans dire, les gaz constants de l'atmosphère dans la proportion de leurs coefficients de solubilité que nous avons précédemment indiqués.

De 1876 à 1892, il est tombé au parc de Montsouris, c'est-à-dire à Paris, une hauteur moyenne de pluie de 552 millimètres, minimum 421^{mm} en 1884 et maximum 689 millimètres en 1888.

La teneur moyenne par litre d'eau a été de 1^{mg},89 en azote ammoniacal et 0^{mg},73 en acide nitrique, ce qui donne par hectare et par an un poids moyen de 14^{kg},48 d'azote, qui oscille entre 12 et 18 kilogrammes suivant les années.

M. A. Lévy met en regard des chiffres qui précèdent ceux qu'on a observés en Angleterre, par litre d'eau :

Angleterre, dans les villes,	4 ^{mg} ,25	d'azote ammoniacal	et	0 ^{mg} ,22	d'acide nitrique.
— dans les terres,	0 ^{mg} ,85		—	0 ^{mg} ,19	—
Écosse, à Glasgow,	7 ^{mg} ,49		—	0 ^{mg} ,63	—
— dans les terres,	0 ^{mg} ,44		—	0 ^{mg} ,08	—

Bien que Montsouris soit au sud et vers la périphérie de Paris, la teneur en azote de la pluie recueillie en d'autres points de la ville est à peu près identique en moyenne à celle de Montsouris.

2° **Eau de rivière.** -- L'eau qui tombe sur le sol agit sur les for-

mations géologiques qu'elle rencontre; elle dissout certaines substances, elle en attaque d'autres chimiquement, grâce à l'acide carbonique et à l'ammoniaque qu'elle renferme, enfin elle exerce une action mécanique plus ou moins énergique qui se traduit par un broyage et une pulvérisation des roches de toute nature. Les débris sont entraînés par les eaux et se déposent à mesure que la vitesse du courant diminue; les plus gros tombent d'abord, et les particules vaseuses restent en suspension, même au milieu d'eaux animées de très faibles vitesses.

La composition de l'eau de rivière varie donc suivant les époques, suivant la constitution géologique, la pente et la forme du lit.

Les matières solides maintenues en suspension sont quelquefois en quantités considérables. Ainsi le Nil contient 1 500 grammes de matières en suspension par mètre cube, le Gange de 200 à 300 grammes suivant les saisons, le Rhin de 20 à 200 grammes.

En parlant des filtres, nous reviendrons sur cette question des particules solides en suspension dans les eaux.

La quantité de matière solide dissoute est beaucoup plus considérable dans l'eau de rivière que dans l'eau de pluie. Ainsi d'après des analyses déjà anciennes la Meuse abandonne à l'évaporation 125 milligrammes de matière solide par litre, la Loire et la Garonne 135 milligrammes, le Rhône 182 milligrammes, le Rhin 150 à 300 milligrammes, la Marne 500 milligrammes, le canal de l'Oureq 1 gramme, la Seine de 190 à 430 milligrammes.

La proportion des matières solides dissoutes va généralement en augmentant à mesure qu'on s'éloigne de la source.

C'est le carbonate de chaux qui domine parmi ces matières. Dans la Loire, il constitue 53 0/0 du résidu, dans la Tamise 50, dans le Danube 60, dans la Seine 75 et dans le Rhin 85.

Outre les sels minéraux que l'on trouve dans les eaux de pluie, les eaux de rivière entraînent surtout du carbonate de chaux, du sulfate de chaux, des sels de magnésie et des sels alcalins, de l'alumine et de l'oxyde de fer, quelquefois de la silice en proportion notable, rarement des azotates et des phosphates.

A tout cela il faut joindre, notamment à l'aval des grandes villes, une proportion plus ou moins forte de matières organiques, qui rendent les eaux impropres à l'alimentation. Nous ne parlerons pas non plus des gaz en dissolution qui peuvent varier, dans la Seine, de 30 à 35 centimètres cubes par litre d'eau.

Des eaux de rivière il faut rapprocher les *eaux des lacs*, qui renferment les éléments de l'eau de pluie, plus les substances empruntées à leur propre cuvette. Dans les montagnes granitiques, l'eau des lacs sera

riche en sels alcalins; dans les pays calcaires elle renferme une grande proportion de sel de chaux; dans certaines régions volcaniques, les lacs sont chargés de bitumes et de goudrons, telles sont la mer Morte et la mer Caspienne.

**Analyse des eaux de l'Oureq, de la Marne et de la Seine à Paris
(milligrammes par litre); années 1892 et 1891**

DÉSIGNATION DES SUBSTANCES	OURCQ	MARNE	SEINE (USINE D'IVRY)
Acide carbonique total.....	235,5	187,5	162,6
— — libre.....	»	7,6	12
Matière organique, en oxygène.....	2,8	1,5	2,8
Carbonate alcalino-terreux, en acide carbonique..	123,7	95,1	81
Degré hydrotimétrique total.....	35°	24°	18°
— — après ébullition.....	12°	7°3	4,2
Acide carbonique demi-combiné.....	113,9	90	75,3
Acide sulfurique.....	68,6	19,8	10,3
Acide azotique.....	10	9	9
Chlore.....	10,7	5,7	6,3
Silice.....	13,3	6,9	7,8
Acide phosphorique.....	0	0	0
Chaux.....	156,7	118	103,8
Magnésie.....	35,2	13,6	5
Fer et alumine.....	1,4	1,2	1,1
Potassium.....	3	1,8	3,9
Sodium.....	7,2	4,7	5,4
Résidu sec à 180°.....	448,7	293	241
Matière volatile.....	77,3	46,3	42,8

En tant que composition chimique, l'eau de la Seine est bonne et comparable aux sources de la Vanne et de la Dhuis, comme le montre l'analyse résumée ci-après :

COMPOSITION EN MILLIGR. PAR LITRE (MOYENNE DE 6 ANNÉES)	MOYENNE DE LA VANNE ET DE LA DHUIS	SEINE
Degré hydrotimétrique total.....	21°8.	19°6
— — après ébullition.....	5°3	5°2
Chaux totale.....	111 ^{mg} 5	103 ^{mg}
Carbonates alcalino-terreux, en chaux.....	117	105
Matière organique, en oxygène.....	0,93	2,5
Azote nitrique.....	2,8	2,3
Chlore.....	7	7
Oxygène dissous immédiat.....	10,8	10,5
— — après 48 heures.....	10	8,8
Résidu sec à 125°.....	273	251
Matière volatile.....	51	47

C'est la teneur en matière organique et la diminution rapide de l'oxygène qui rendent l'eau de la Seine suspecte; l'analyse des eaux d'égout nous montrera plus tard combien cette suspicion s'aggrave à l'aval de Paris.

3° **Eau de source.** — On peut admettre approximativement que les trois dixièmes seulement de l'eau de pluie s'écoulent à la surface du sol ; le reste pénètre dans ses profondeurs, jusqu'à ce qu'il rencontre une cuvette imperméable dont il gagne la partie la plus basse. Les sources abondantes se trouvent donc à des profondeurs variables suivant les pays, et certains puits artésiens descendent jusqu'à 800 mètres et plus au-dessous du sol.

Les eaux, qui pénètrent ainsi dans la terre, se trouvent filtrées et prennent une limpidité bien supérieure à celle des rivières ; mais, de cette limpidité, il faut bien se garder de conclure la pureté chimique.

En effet, l'eau s'échauffe rapidement à mesure qu'elle pénètre dans le sol ; elle dissout quelquefois de grandes quantités de gaz carbonique et sulfhydrique ; dans ces conditions, elle devient apte à dissoudre des proportions considérables de sels minéraux, qu'elle contient encore au moment où elle reparaît à la surface du sol. L'eau des sources profondes est donc généralement impure, et les impuretés ne s'y trouvent pas en suspension, mais seulement en dissolution.

Voici les résultats déduits de nombreuses analyses chimiques.

Le résidu solide après dessiccation est compris d'ordinaire entre 20 et 1 250 milligrammes par litre ; exceptionnellement, il dépasse ce dernier chiffre et peut atteindre plusieurs kilogrammes par mètre cube.

La majeure partie se compose de carbonates : on en trouve d'ordinaire de 6 à 600 milligrammes par litre ; exceptionnellement, jusqu'à 1 500 milligrammes.

Les chlorures entrent pour 2 à 500 milligrammes par litre

Et les sulfates entrent pour 1 à 1 250 — —

Les trois genres de sels existent toujours ; la silice fait quelquefois défaut, on en trouve dans certaines eaux dans la proportion de 1 à 400 milligrammes.

Les phosphates et azotates manquent la moitié du temps et n'entrent que dans de faibles proportions.

On trouve presque toujours un peu d'alumine et d'oxyde de fer dans des proportions variables ainsi qu'un peu de matières organiques.

On voit qu'en somme nous ne pouvons rien dire de précis ; dans chaque cas, on se rendra compte par une expérience directe de la composition de l'eau qu'on se proposera d'employer.

Généralement les sources provenant des profondeurs du sol sont peu propres à l'alimentation, elles sont chaudes et chargées de minéraux ;

quelques puits artésiens font pourtant exception et fournissent des eaux chaudes mais potables. Il y a des puits artésiens à faible profondeur qui sont excellents et qui donnent une eau froide; l'augmentation de température n'est en effet que de 1° par 30 ou 34 mètres de profondeur.

Les meilleures sources sont celles qui n'ont pas effectué dans le sol un trop long parcours et qui ont traversé des bassins sédimentaires sableux ou calcaires.

Elles ont l'avantage d'être à la température moyenne du lieu, c'est-à-dire fraîches; on sait, en effet, qu'à quelques mètres dans le sol la température demeure constante malgré les changements des saisons et cette température est égale à la température moyenne du lieu, par exemple à une dizaine de degrés dans le bassin de la Seine.

Il va sans dire que la composition d'une source donnée n'est pas constante et varie avec les circonstances atmosphériques; ces variations sont peu accusées dans les sources qu'alimentent des eaux ayant parcouru un grand chemin dans le sol.

Une source quelconque a donc sa composition spéciale et l'analyse seule peut la faire connaître exactement; la connaissance des couches géologiques traversées donne cependant de précieuses indications.

Il serait sans intérêt de reproduire ici de nombreuses analyses de sources, nous donnons seulement la composition des trois sources principales qui alimentent la ville de Paris.

Analyse, en 1892 et 1893, des trois sources alimentant Paris

MILLIGRAMMES PAR LITRE

	VANNE	DHUIS	AVRE
Degré hydrotimétrique total.....	19°,8	23°,6	17°,7
— — après ébullition.....	5°,1	6	7
Matière organique, en oxygène.....	0mg,4	1	0,4
Carbonates alcalino-terreux, en acide carbonique.....	89	99,5	71,5
Acide carbonique demi-combiné.....	81,7	90	60,6
Acide sulfurique.....	2,7	7,4	6
— azotique.....	11,9	13	10,4
Chlore.....	5	7,7	16
Silice.....	10	11,9	15,2
Chaux.....	114	113	95
Magnésie.....	2	14,7	4,2
Fer et alumine.....	0,7	1	0,7
Potassium.....	1,7	0,9	0,6
Sodium.....	3,7	6	6,2
Résidu sec à 180°.....	242	282	240
Matière volatile.....	39,2	59	44

Les nombres qui précèdent sont des moyennes; les analyses mensuelles accusent des variations, très faibles pour la Vanne, sensibles pour la Dhuis, même quand les échantillons sont pris avant l'arrivée à Paris.

La Dhuis est de qualité inférieure, elle renferme beaucoup plus de sulfate de chaux et de magnésie que n'en contiennent les deux autres et plus de chlore et de sodium.

L'eau de l'Avre est moins chargée de calcaire que la Vanne et que la Dhuis, mais elle n'était pas encore arrivée en 1893 à une composition constante.

En résumé, on peut considérer ces trois sources comme bonnes ; la Vanne et l'Avre particulièrement sont excellentes.

4° Eau de puits. — L'eau des puits a la même origine que l'eau des sources ; elle provient de l'eau météorologique qui a pénétré plus ou moins profondément dans le sol et qu'on ramène au jour, tandis que dans les sources elle reparaît naturellement par le jeu de la pesanteur.

La composition de l'eau des puits est donc essentiellement variable suivant le chemin qu'elle a parcouru, suivant la profondeur d'où elle monte.

Certains puits s'alimentent dans des nappes à peu près immobiles, qui se renouvellent avec lenteur, d'autres au contraire dans de véritables rivières souterraines dont la vitesse, parfois considérable, est accusée par les trépidations transmises aux tiges de la sonde.

Les puits profonds donnent des eaux chaudes, par cela même plus chargées de gaz et de sels, qui remplissent rarement les conditions d'une eau potable.

Les puits, qui ne pénètrent qu'à quelques mètres dans le sol, et c'est la généralité, donnent toujours une eau suspecte, malgré ses qualités ordinaires de fraîcheur et de limpidité ; en effet, les matières organiques et les microbes des déjections superficielles, des fosses d'aisances, etc., arrivent facilement jusqu'à la première nappe souterraine et s'y accumulent.

Les puits de profondeur moyenne, ceux notamment qui s'alimentent dans la seconde ou la troisième nappe liquide, après avoir traversé des assises imperméables, donnent presque toujours une eau pure pourvu qu'ils soient convenablement isolés au passage des assises imperméables et que la communication ne puisse pas s'établir entre les diverses nappes.

Le forage de ces puits est devenu, comme nous le montrerons ultérieurement par des exemples, facile et économique ; aussi l'usage s'en généralise-t-il de plus en plus pour l'alimentation des bourgs et des villes d'importance moyenne.

Les anciens puits des villes et villages, qui s'arrêtent toujours à la première nappe superficielle, doivent être condamnés d'une manière à peu près générale ; ce sont eux qui conservent les germes des mala-

dies infectieuses dont nous ignorons encore le remède, telles que la fièvre typhoïde et le choléra.

La preuve en est dans les analyses de l'eau des puits de Paris et de sa banlieue, entreprises par l'observatoire de Montsouris à la suite de l'épidémie cholérique de 1892, et rapportées par M. Albert Lévy dans l'*Annuaire de Montsouris* de 1894.

Analyse de l'eau des puits de Paris et de sa banlieue (1892)

QUANTITÉS EN MILLIGRAMMES PAR LITRE

DÉSIGNATION DES PUIITS	DEGRÉ HYDROMÉTRIQUE TOTAL	DEGRÉ HYDROMÉTRIQUE APRÈS ÉBULLITION	CHAUX TOTALE	CARBONATE ALCALINO-PERREUX EN ACIDE CARBONIQUE	CHLORE	MATÈRE ORGANIQUE EN OXYGÈNE	AZOTE NITRIQUE	ACIDE SULFURIQUE	RÉSIDU SEC A 180°	MATÈRE VOLATILE
	degrés	degrés	mg.	mg.	mg.	mg.	mg.	mg.	mg.	mg.
Puits, rue Princesse.....	145	121	811	149	148	2,2	48	956	2656	526
Puits, 17, rue Guénégaud.....	215	183	1202	178	499	2,9	237	1147	4741	1523
Colombes, puits Bellair.....	75	52	348	139	72	1,7	38,2	401	1425	305
Achères, puits de la mairie.....	51	21	174	166	32	2	21,6	46	536	136
St-Ouen, 15, av. des Batignolles.	127	104	345	180	109	2,2	70,7	636	2105	550
Aubervilliers, 9, rue de Pantin... — puits artésien.....	175 48	148 14	861 229	184 136	190 21	2,9 1,5	52,7 0,5	1284 53	3383 512	677 123
Clichy, boulev. Victor-Hugo, 111.	248	180	861	168	350	2	94,4	1143	3716	1100
Levallois-Perret, rue du Bois....	151	127	730	171	149	1,4	86,4	798	2963	530
Saint-Denis, quai de Seine, 3... — rue de la Boulangerie.	96 162	67 133	583 937	148 145	92 161	1,4 3,5	86 44	275 1173	1517 2984	544 524
Asnières, quai d'Asnières, 157... — rue de Bretagne, 30...	67 114	46 81	378 713	165 172	64 92	1,7 1,9	2,4 70,9	386 451	1124 1715	178 441
Neuilly, rue du Pont, 17.	59	40	361	161	53	1,1	34,2	299	1119	214

On voit que toutes ces eaux sont calcaires et séléniteuses au dernier point; celles qui se trouvent au voisinage de la Seine le sont un peu moins, parce que sans doute elles proviennent en partie de la rivière. Toutes sont détestables; la teneur en chlore indique une grande quantité de matières animales en décomposition.

Ces résultats intéressants peuvent être appliqués, dans une mesure plus ou moins réduite, à tous les puits des grandes villes et même à ceux qu'on trouve au centre des villages et des lieux habités. Les puits profonds sont évidemment meilleurs et beaucoup moins suspects, mais il arrive encore trop souvent qu'ils communiquent avec la surface.

EXAMEN BACTÉRIOLOGIQUE DES EAUX

Il semble démontré par l'expérience que les eaux sont le véhicule principal de plusieurs maladies épidémiques, notamment de la fièvre typhoïde, du choléra, etc.

En 1849, à Londres, les quartiers alimentés par de l'eau de la Tamise prise en amont de la ville n'eurent que huit cas de choléra sur 10 000 habitants, tandis que la mortalité s'éleva à 163 sur 10 000 dans les quartiers alimentés avec l'eau de la Tamise prise en aval de Londres.

Manchester, très éprouvée par le choléra de 1839, à l'époque où elle recevait des eaux souillées, resta indemne en 1866 parce qu'elle avait alors de bonnes eaux potables. En 1866, on relève à Londres entre les quartiers la différence déjà constatée en 1849. En 1879, même constatation à Auxerre.

En 1882, à Paris, les quartiers où l'on buvait de l'eau de l'Ourcq furent le plus cruellement frappés et l'Ourcq est un égout plutôt qu'un canal. La transmission de la maladie fut d'autant plus active aussi parce que les quartiers comportaient un plus grand nombre de lavoirs publics.

Combien de fois dans les campagnes n'a-t-on pas constaté qu'une épidémie suivait le cours d'un ruisseau servant d'égout à des villages ou à des fermes, qu'une autre était concentrée autour d'une fontaine ou d'un puits en communication avec les fumiers et avec les fosses d'aisances, recevant les déjections des malades. Souvent la communication a pu être prouvée en jetant de la fuchsine sur le fumier ; la couleur de la teinture ne tardait pas à paraître dans les eaux du ruisseau ou du puits voisin.

Les eaux de puits notamment sont des plus dangereuses, parce que leur limpidité et leur fraîcheur inspirent confiance. Il en est cependant qui renferment plusieurs grammes par litre de produits ammoniacaux et organiques, milieu favorable à la pullulation des germes.

Des bactéries. — Parmi les *microbes* (du grec μικρος, petit et, βίος, vie) qui trouvent dans les eaux le milieu le plus favorable à leur développement, les plus importants sont les *bactéries*, parasites des matières organiques animales et végétales, qui tirent leur nom de leur forme la plus habituelle (βακτηρια, bâton).

Les bactéries se développent avec une rapidité extrême, en progression géométrique ; chaque individu, arrivé à sa dimension normale,

forme en son milieu une cloison très mince et se sépare en deux éléments semblables qui se divisent de la même manière, ainsi de suite à l'infini. C'est une famille de la série des Schizomycètes (de $\sigma\chi\iota\zeta\epsilon\iota\nu$, diviser, et $\mu\upsilon\kappa\eta\varsigma$, champignon).

Il y a des microbes *aérobies* (qui vivent dans l'air) et des microbes *anaérobies*, qui vivent et se développent dans un milieu complètement dépourvu d'oxygène. Les microbes anaérobies sont, pour la plupart, en même temps aérobies ; ils sont peu développés dans les eaux. C'est à Pasteur et à la brillante pléiade d'élèves formés par son génie que nous devons les merveilleuses découvertes du monde des microbes. Il serait injuste de ne pas associer à leur mérite les savants allemands dont le docteur Koch est le chef. La plupart des bactéries ne sont point nocives à la santé humaine ; celles qui sont pathogènes sont terribles ; lorsqu'elles sont absorbées par l'organisme et pénètrent dans ses cellules, elles s'y développent avec rapidité, et l'infectent ou l'empoisonnent par leurs sécrétions toxiques. Quand l'organisme résiste et l'emporte, l'être vivant est généralement protégé contre une nouvelle attaque, il est vacciné.

Les bactéries sont donc des cellules de forme diverse ; pour les mesurer on a pris comme unité le millième de millimètre, qu'on appelle μ .

Les *micrococcus* sont des cellules de forme sphérique ou hélicoïde dont le diamètre ne dépasse pas 2μ ;



Fig. 77.

Les *bactéries* sont des cellules cylindriques en forme de bâtons courts dont la longueur varie de $0,5\mu$ à 2μ ;

Les *bacilles*, du latin *bacillus*, bâton, ont une longueur de 1 à 10μ .

Les microbes du choléra (bacille virgule) et de la

fièvre typhoïde sont des bacilles. La figure 77 montre des bacilles du choléra isolés et réunis.

L'eau est, avons-nous dit, leur milieu d'élection ; la congélation ne les y tue pas et la glace, tirée d'une eau infectée, est aussi mauvaise que cette eau elle-même ; *l'ébullition seule détruit les microbes* et il convient, en temps d'épidémie, de faire bouillir les eaux suspectes.

Cependant, l'ébullition a l'inconvénient d'enlever à l'eau les gaz en dissolution, qui lui sont nécessaires pour qu'elle soit facile à

digérer et il convient d'agiter l'eau bouillie pour l'aérer à nouveau.

Il paraît d'autre part que certains bacilles exigent pour disparaître une température un peu supérieure à 100°. L'eau cuite sous pression serait donc bien meilleure que l'eau bouillie; des appareils de stérilisation ont été disposés à cet effet; mais il est clair qu'ils ne sont guère applicables que dans les grands établissements et non chez les particuliers.

Ce court exposé suffit à faire comprendre tout l'intérêt qui s'attache à l'examen bactériologique des eaux destinées à l'alimentation.

Il n'y a guère qu'une quinzaine d'années que l'on procède à cet examen, les centres d'expérience se multiplient, les procédés se perfectionnent; nous n'avons point à les décrire ici dans leurs détails, mais il faut cependant que l'ingénieur, qui s'occupe de distributions d'eau, en connaisse les principes; nous les résumerons en prenant pour guide le travail de M. le D^r Miquel, chef du service micrographique à l'Observatoire de Montsouris.

Jusqu'à ces derniers temps, on considérait comme suspectes, au point de vue de l'hygiène, les eaux particulièrement chargées de matières organiques; on admettait, en effet, et avec raison, que ces eaux avaient reçu un afflux de matières animales ou végétales en décomposition. La micrographie enseigne que de telles eaux sont également très riches en bactéries et les deux méthodes d'examen conduisent aux mêmes conclusions.

Mais il peut arriver que des eaux moyennement chargées de matières organiques soient cependant riches en microbes pathogènes, l'analyse chimique est alors insuffisante; en s'en tenant à elle seule on risque de se servir d'eaux nocives et de retomber dans des fautes que nos prédécesseurs ne savaient pas éviter.

L'examen bactériologique est donc aujourd'hui regardé comme aussi nécessaire que l'analyse chimique; sans doute, il n'est pas encore parfait, il ne donne guère que des indications en bloc sur le nombre des bactéries, quelles qu'elles soient, existant dans une eau déterminée; il ne distingue pas les espèces nocives de celles qui ne le sont pas, mais, ainsi réduites, ses indications n'en sont pas moins précieuses. Il est à désirer que l'analyse bactériologique, demeurée jusqu'à présent surtout quantitative, devienne qualitative.

Méthodes d'examen bactériologique. — On ne saurait se baser pour évaluer la teneur probable en microbes sur l'aspect de l'eau, car une eau claire peut renfermer 1 million de germes par centimètre cube et une eau louche n'en renfermer qu'un mille.

Un premier essai rapide indique la teneur approximative et la pro-

portion suivant laquelle il faut diluer l'eau donnée dans de l'eau pure; la dilution est d'autant plus étendue que les microbes sont plus nombreux.

Le principe de l'examen bactériologique est le suivant :

On prend une goutte de l'eau à examiner et on la mélange avec de la gélatine, substance éminemment favorable à la nourriture et au développement des germes; le mélange se fait à une température telle que la gélatine soit liquide, puis on le verse sur des plaques de verre stérilisées où il se solidifie en lames transparentes. Les bactéries isolées dans ces lames deviennent chacune le centre d'une *colonie*, qui ne tarde pas à former une tache; le développement terminé, on compte à l'œil nu ou à la loupe le nombre des colonies, que l'on considère comme représentant le nombre des bactéries contenues dans l'eau essayée. L'usage de plaques quadrillées rend la numération plus facile.

La dilution première est nécessaire, avec les eaux très chargées, pour empêcher la production trop rapide des colonies qu'on ne saurait plus distinguer.

Il faut quelques jours pour que le développement des taches soit complet.

La goutte d'eau qu'on a prise correspond à $\frac{1}{25}$ de centimètre cube; si elle était formée par l'eau primitive, il suffirait de multiplier par 25 le nombre N de germes reconnus sur la plaque de gélatine; mais d'ordinaire la goutte provient déjà d'une solution très étendue; si la solution est, par exemple, au $\frac{1}{4000}$, il existe dans un centimètre cube de l'eau donnée 25 000 N bactéries.

L'analyse micrographique par la méthode du fractionnement comporte deux opérations : la dilution et la distribution de l'eau diluée.

La dilution se fait dans des matras à fermeture hermétique, renfermant de l'eau pure et parfaitement stérilisée par un séjour dans l'étuve à 110°; le col est protégé par une bourre de coton stérilisé.

L'eau à essayer est prise avec des pipettes soigneusement stérilisées à 200°, à ouverture capillaire déterminée de manière à donner 25 gouttes par centimètre cube ou par gramme d'eau.

On laisse tomber une ou deux gouttes dans des conserves ou petits flacons à moitié pleins de bouillon de bœuf stérilisé. Ces flacons, qui se contrôlent les uns les autres, sont placés pendant une quinzaine de jours dans l'étuve à 30-35°, et c'est alors qu'on procède à la numération des bactéries.

La méthode du fractionnement est considérée par le Dr Miquel

comme supérieure à la méthode par la gélatine que nous avons citée en premier lieu.

« Cette méthode, dit-il, due aux savants allemands, est simple et très élégante; elle rend surtout de réels services quand il importe de séparer les microbes les uns d'avec les autres; elle permet dans une certaine mesure le triage rapide des organismes contenus dans les eaux; mais, quoi qu'on en dise, elle se prête plus mal à la numération rigoureuse des bactéries de l'air, du sol et des eaux. »

M. Miquel recommande d'employer, dans l'analyse par la gélatine, de l'eau diluée à des puissances élevées, car, si le nombre des îlots ou colonies est un peu élevé, ils envahissent rapidement et liquéfient le substratum gélatineux et font disparaître le semis.

Il existe, dit-il, d'autres procédés rapides, dont l'exactitude est moindre, mais qui possèdent une valeur comparative suffisante. « N'oublions pas d'ailleurs que, en l'état actuel de la science, les analyses micrographiques, conduites même avec le plus grand soin, donnent des chiffres inférieurs à la réalité et toujours subordonnés au pouvoir nutritif des terrains employés aux cultures. »

Il y a des liquides beaucoup plus sensibles que le bouillon de bœuf et le bouillon de peptone, ce sont les jus de viande, les suc végétaux, qui décèlent un nombre de bactéries deux ou trois fois plus élevé que les bouillons précités. — Les gelées végétales, telles que celle de lichen, les mucilages de gomme, sont moins actifs que les bouillons, mais les plaques que l'on fait avec ces gelées se liquéfient moins vite que les plaques de gélatine et rendent par conséquent beaucoup plus facile et plus nette la numération des bactéries.

MM. Benoist et Miquel sont arrivés à préparer un papier recouvert d'une gelée de lichen; ce papier humecté se prête au développement des bactéries; quand le développement est terminé, la feuille de papier, traitée d'abord par l'alun qui insolubilise la gelée et mordance les surfaces, est immergée quelques secondes dans une teinture d'indigo; les colonies prennent une couleur foncée et le papier reste bleu clair; en l'introduisant dans un bain de permanganate de potasse, on fait passer le papier au rose, puis au blanc; les bactéries et les moisissures apparaissent finalement en bleu sur fond blanc et il est facile de les compter à l'œil nu.

Nombre de bactéries existant dans les eaux de Paris (1892).

— 1° *Eaux de sources.* — Le nombre des bactéries est très variable. L'eau de la Vanne renferme en moyenne, dans une année normale, 1250 bactéries par centimètre cube, lorsque le liquide est pris au réservoir de Montsouris, et 2 685 lorsqu'il est pris sur la canalisation.

On constate toujours une recrudescence microbienne après les périodes de pluie ; les eaux météoriques se contaminent à la surface du sol et, malgré leur filtration dans le sol, n'arrivent pas aux sources complètement purifiées.

Le nombre des bactéries est généralement plus considérable dans la canalisation qu'au réservoir ; cependant, lorsque l'eau est prise sur un appareil à écoulement continu comme une fontaine Wallace, l'augmentation de bactéries n'est pas sensible ; on la constate surtout dans les conduites particulières qui fonctionnent par intermittence, où le liquide séjourne, où les dépôts s'accumulent.

La moyenne des bactéries au réservoir de la Vanne est de :

2 070 en hiver,
1 060 au printemps,
840 en été,
1 030 en automne.
<hr style="width: 10%; margin: 0 auto;"/>
1 250 en moyenne.

Les pluies d'hiver pénètrent profondément dans le sol, tandis que les pluies d'été ne pénètrent pas jusqu'aux sources et retournent presque entièrement dans l'atmosphère, au moins dans le bassin perméable de la Seine (loi de Dausse).

La Dhuis est plus riche en bactéries que la Vanne ; la moyenne est de 3 825 par centimètre cube au réservoir et 3 850 sur la canalisation.

En 1893, l'Avre a indiqué un nombre élevé de bactéries : 2 886 au réservoir et 4 380 sur la canalisation ; le Dr Miquel estime qu'une grande partie de ces microbes provient des parois de l'aqueduc encore insuffisamment lavées ; on y trouve, en effet, dans la proportion de 80 0/0 un micrococcus jaune qui paraît venir de l'aqueduc. — Dans les 20 0/0 restants on n'a trouvé, du reste, aucun bacille pathogène.

2° *Eaux de rivière.* — La moyenne des analyses de 1892 a donné les chiffres suivants pour le nombre de bactéries par centimètre cube d'eau.

La Seine à la prise d'eau de

Ivry.....	46 625	Austerlitz....	90 000	Chaillot....	294 330
La Marne, à Saint-Maur.....					58 960
Le canal de l'Oureq.....					75 845
Le drain de Saint-Maur.....					1 670

L'impureté de l'eau de la Seine va donc en croissant de l'amont à l'aval de Paris, ce qui s'explique tout naturellement. La figure 78

montre une goutte d'eau de Seine vue au microscope. — C'est en hiver et au printemps que le nombre des bactéries est maximum, comme pour les sources, ce qui tient sans doute au lavage plus actif produit par les pluies ; c'est en été qu'on observe le minimum, sauf à Chailot, où le résultat contraire est obtenu, fait qui s'explique sans doute par l'afflux de bactéries provenant de bateaux-lavoirs, afflux plus considérable en été qu'en hiver.

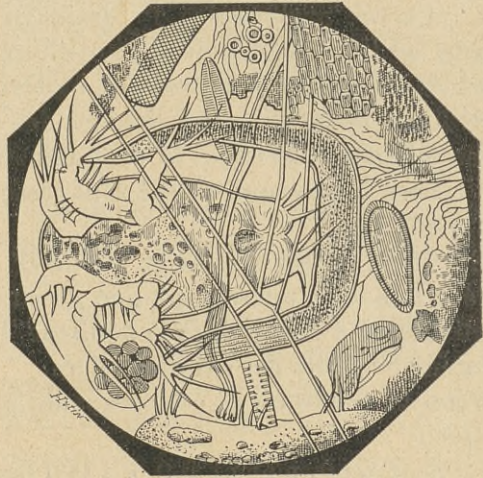


Fig. 78.

L'eau de l'Ourcq est plus impure que celle de la Marne ; le nombre très faible signalé pour le drain de Saint-Maur, tranchée filtrante alimentée par de l'eau de Marne, démontre nettement le pouvoir « purificateur du sol à l'égard des bactéries ».

En dehors de Paris, la variation du nombre des bactéries est encore plus accusée lorsqu'on va de l'amont à l'aval.

On en constate :

97 500	par centimètre cube à Corbeil ;
68 000	— à Port-à-l'Anglais ;
156 000	— au pont d'Austerlitz ;
810 000	— au viaduc d'Auteuil ;
366 000	— à Boulogne ;
227 000	— à Suresnes ;
2 210 000	— à Saint-Ouen ;
4 132 000	— à Argenteuil ;
332 500	— à Poissy ;
262 600	— à Mantes.

L'énorme influence des égouts qui débouchent en Seine à l'aval de Suresnes est bien manifeste ; les chiffres qui précèdent montrent aussi que par le mouvement, et probablement par l'action de l'air, l'eau de rivière se purifie d'elle-même à mesure qu'elle s'éloigne du centre d'infection ; ainsi elle s'améliore de Corbeil à l'entrée de Paris, se contamine de nouveau d'une manière croissante pour s'améliorer progressivement à l'aval d'Argenteuil.

La richesse moyenne en bactéries des égouts de Paris, à la sortie des deux collecteurs de Saint-Ouen et de Clichy, a été en 1892 de 21 125 000 par centimètre cube; elle est minima en hiver, 10 millions, et maxima en été, 41 millions.

L'influence purificatrice du drainage par le sol est telle que les drains de la presqu'île de Gennevilliers ne donnent plus qu'une eau renfermant quelques milliers de bactéries.

3° *Eaux de puits*. — La richesse des eaux de puits en bactéries est essentiellement variable; la contamination est produite, en effet, par des causes locales qui varient sans cesse de l'un à l'autre et aussi dans un même lieu.

En 1892, le service dirigé par le D^r Miquel à Montsouris a procédé à l'analyse micrographique de cinquante puits de Paris et de la banlieue; on a choisi dans la banlieue les puits au voisinage desquels s'étaient produits des cas de choléra.

Voici la condition de ces cinquante puits au point de vue micrographique :

1° Sept renfermaient 100 à 1 000 bactéries par centimètre cube et donnaient de l'eau pure en tant que richesse en microbes;

2° Sept autres renfermaient de 1 000 à 10 000 bactéries et donnaient de l'eau médiocre;

3° Vingt autres, renfermant de 10 000 à 100 000 bactéries, donnaient des eaux impures;

4° Enfin seize, renfermant plus de 100 000 bactéries, donnaient des eaux très impures; certains puits de Saint-Ouen, Suresnes et Clichy ont accusé 500 000 à 600 000 bactéries par centimètre cube.

Les puits de la dernière catégorie étaient à fermer immédiatement, car ils étaient peuplés de bacilles de l'intestin et d'organismes de la putréfaction.

Ces conclusions peuvent s'appliquer à beaucoup de puits des villes, surtout lorsqu'ils ne s'alimentent pas dans les couches profondes. Il faut surtout se méfier des puits dont on se sert seulement d'une façon intermittente, comme cela arrive souvent dans les centres dotés d'une distribution d'eau; par économie, ou à la suite d'un accident de canalisation, les habitants ont parfois recours, sans aucune précaution, à l'eau de leurs anciens puits plus ou moins abandonnés. Quand le cas se présente, *il faut soumettre à l'ébullition toute l'eau consacrée aux usages domestiques*.

Remarque sur le nombre de bactéries contenues dans un centimètre cube d'eau. — Au premier abord, l'esprit peut s'étonner du nombre, en apparence formidable, de bactéries qu'arrive à contenir

un centimètre cube d'eau ; on se demande si cette eau n'a pas quelque rapport avec certaines rivières qui, suivant la plaisanterie bien connue, renferment plus de poisson que de liquide.

Un simple calcul va nous éclairer à ce sujet :

L'unité de longueur des bacilles est le millièème de millimètre qu'on appelle μ ; un petit cube ayant pour côté μ peut contenir 16 bacilles de longueur μ et de diamètre $1/4 \mu$. — Or il y a un milliard de ces petits cubes dans un millimètre cube et il y en a mille milliards dans un centimètre cube.

Une eau très riche en microbes, qui en renferme 500 000 par exemple au centimètre cube, n'en contient donc qu'un deux-millionième de son volume.

Relation entre la qualité de l'eau et les organismes qu'elle renferme. — La qualité d'une eau est en rapport avec le degré de perfection des êtres organisés qui s'y développent et en rapport aussi avec la teneur en oxygène ; les deux termes sont corrélatifs ; à mesure que l'oxygène diminue, les organismes supérieurs disparaissent.

Dans une bonne eau on trouvera des algues d'organisation supérieure, du cresson de fontaine, des épis d'eau, la véronique et des mollusques.

A mesure que la qualité diminue, les algues deviennent plus imparfaites, perdent leur chlorophylle, elles finissent par devenir incolores et se réduisent à des fils microscopiques. Le cresson de fontaine fait place aux roseaux, aux jones, aux carex, etc., les mollusques disparaissent, les bactéries se développent.

Il ne semble pas que la présence des matières organiques, azotées, ammoniacales, soit dangereuse par elle-même, mais elle constitue un milieu éminemment favorable à la culture des microbes, surtout quand elles proviennent de matières animales.

QUALITÉS D'UNE EAU POTABLE ; LEUR DÉFINITION

Difficulté du problème. — Préciser mathématiquement les qualités à exiger d'une eau potable est un problème insoluble. On peut bien dire ce que ne doit pas contenir une eau destinée aux usages domestiques ou aux usages industriels, mais on ne saurait exiger qu'une eau potable renferme expressément telle ou telle proportion d'un élément déterminé.

On procède donc surtout par comparaison et l'on dit : cet échantillon

se rapproche sensiblement de telle eau connue, qui à l'usage a fourni de bons résultats ou a présenté certains inconvénients.

Il faut bien remarquer, du reste, qu'on a rarement le choix des eaux destinées à alimenter une localité d'importance même moyenne; on doit nécessairement se contenter des ressources locales et mieux vaut avoir une eau imparfaite sous quelque rapport que de n'avoir pas d'eau du tout. Cette considération échappe parfois à certains comités d'hygiène qui apportent au choix des eaux une sévérité inadmissible dans la pratique.

Il est un point seulement sur lequel il ne faut jamais transiger, c'est la nocivité au point de vue hygiénique et sanitaire; on doit rejeter impitoyablement toute eau plus ou moins contaminée ou susceptible d'être souillée par certains voisinages; mais il est clair qu'une eau, par exemple un peu trop chargée de calcaire, n'est guère dangereuse pour la santé publique et que, s'il est impossible d'en trouver d'autre, il faut l'admettre malgré les inconvénients qu'elle présente au point de vue de la cuisine, du lessivage et de l'alimentation des machines.

Le choix d'une eau alimentaire est donc une question toute relative, à résoudre suivant les circonstances.

Ceci posé, nous rappellerons rapidement les caractères des eaux potables.

Caractères des eaux potables. — Une eau potable est celle qui convient à tous les usages domestiques, qui est limpide, fraîche, agréable au goût, facile à digérer.

L'eau, introduite dans l'organisme, ne lui apporte pas seulement le principe aqueux, composé d'hydrogène et d'oxygène, principe indispensable aux réactions chimiques de la nutrition; elle lui apporte encore des sels minéraux en dissolution, tels que le carbonate de chaux ou alcalin, nécessaire à la formation de la charpente osseuse des animaux.

En dehors de cette composition chimique, il faut que l'eau soit agréable au goût; sans doute, une eau peut être saine pour l'alimentation, sans cependant être agréable au goût, et cette question du goût est un peu secondaire, elle dépend de l'habitude et de l'éducation des organes. Nous voyons souvent les animaux boire, sans en être incommodés, des eaux de mares, sales et chargées de matières organiques, dont nous ne voudrions certainement pas.

La limpidité est une qualité indispensable à l'eau potable; l'eau trouble ou louche nous inspire toujours une certaine répugnance, et, lorsqu'on s'en sert comme boisson, on la débarrasse des matières en suspension par un filtrage préalable. Les eaux troubles ont en outre

l'inconvénient d'introduire dans l'organisme des matières inertes, quelquefois même nuisibles. La limpidité n'est cependant pas un critérium de la pureté ; il y a des eaux de puits très limpides qui sont exécrables.

La température d'une eau exerce une grande influence sur sa valeur alimentaire ; l'eau chaude, d'une température supérieure à celle du sang, agit comme vomitif ; de même l'eau tiède, c'est-à-dire celle qui possède une température peu inférieure à celle du corps. L'eau la plus agréable et la plus saine est celle qui possède une température moyenne, 6° à 14° sous notre climat ; il est clair que la fraîcheur est une question relative ; dans les pays chauds, une eau pourra paraître fraîche que l'on trouverait chaude sous une latitude plus élevée. L'eau froide, dont la température est voisine de zéro, donne une sensation momentanée plus agréable, mais paraît rendre la digestion un peu plus difficile.

L'eau distillée, c'est-à-dire dépouillée des gaz qu'elle tenait en dissolution, est lourde à digérer et répugnante. De même, mais dans une moindre proportion, l'eau stagnante, exposée depuis longtemps à l'air ; pour être légère, une eau demande à être bien aérée. L'eau potable doit donc renfermer les deux éléments gazeux de l'atmosphère, l'oxygène et l'azote ; si elle renferme une proportion notable d'acide carbonique, elle n'en sera que plus agréable à boire ; elle se rapprochera des boissons gazeuses. L'eau distillée, exposée à l'air, ne reprend que lentement ses principes gazeux ; pour l'aérer convenablement, il faut l'agiter au moyen de roues à palettes ou y projeter de l'air comprimé. C'est ce qu'on fait sur les navires pour l'eau provenant de la distillation de l'eau de mer ; cette eau, sortant de l'alambic, a toujours une odeur nauséabonde, due à la décomposition des matières animales que l'eau de mer tenait en suspension, et il est nécessaire de la purifier par un filtrage au noir animal.

Dans l'économie domestique, on distingue les eaux dures ou crues des eaux douces. Les premières ne dissolvent pas le savon, elles sont impropres, ainsi que nous l'avons expliqué déjà, au blanchissage du linge et à la cuisson des légumes ; elles contiennent une grande quantité de chaux, qui se combine à la légumine des végétaux pour donner un sel insoluble, ou qui décompose le savon pour se combiner à l'acide gras et former un nouveau savon insoluble ; ce savon insoluble se précipite sur le linge et entraîne toutes les impuretés, de sorte que, non seulement on consomme beaucoup plus de savon qu'avec de l'eau douce, mais encore on obtient du linge d'une blancheur douteuse. Il paraît que l'influence de l'eau dure est très sensible dans la préparation du thé ; elle exige, pour donner une infusion d'égale force, beaucoup plus de feuilles qu'il n'en faudrait avec de l'eau douce et beau-

coup plus de temps. L'influence de l'eau est très grande sur la consommation de savon ; une eau bien chargée de calcaire peut consommer trois fois plus de savon que l'eau de pluie, qui est le type de l'eau douce.

La dureté de l'eau tient à la présence de la chaux, qu'elle soit à l'état de sulfate ou de carbonate ; la magnésie agit comme la chaux.

L'ébullition amène la séparation d'une partie des sels calcaires qui se précipitent ; elle a donc pour effet d'adoucir l'eau.

La dureté tient à une forte proportion de calcaire, qui ne peut se maintenir en dissolution qu'à l'état de bicarbonate, c'est-à-dire avec un excès d'acide carbonique ; si on ajoute de la chaux à l'eau dure, le bicarbonate est réduit, il n'y a plus que du carbonate simple que l'eau ne peut maintenir tout entier en dissolution et qui se précipite en grande partie. En ajoutant à de l'eau crue un lait de chaux, on peut donc la rendre beaucoup plus douce. L'agitation suffit à chasser l'excès d'acide carbonique et à précipiter le carbonate, comme on le voit quelquefois sur les roues de moulins ; il en est de même du filtrage, l'excès de calcaire reste dans le filtre.

Ce procédé est évidemment inapplicable aux eaux séléniteuses, c'est-à-dire chargées de sulfate de chaux.

Une eau potable ne doit pas être dure, car alors elle est difficile à digérer et peu agréable au goût ; elle ne doit pas non plus être trop douce, car elle ne fournirait plus au corps les éléments minéraux qui lui sont nécessaires. Cependant cet inconvénient est bien moindre que la dureté, car les éléments minéraux peuvent être introduits par les autres aliments.

Belgrand n'admettait pas pour les eaux potables un degré hydro-métrique supérieur à 20 ; cette limite est aujourd'hui fréquemment dépassée.

Les sels alcalins, chlorures et azotates, sont nuisibles lorsqu'ils entrent dans l'eau en proportion notable ; ils ont une saveur désagréable. Ainsi, lorsque la proportion de chlorure dépasse 1 pour 100, l'eau commence à brûler le palais, elle ne désaltère pas et se rapproche de l'eau de mer ; ce sont en effet les sels alcalins qui s'opposent à ce que notre estomac puisse supporter l'eau de mer. Les sels de magnésie ont une saveur métallique fort désagréable ; les azotates alcalins produisent un effet analogue et sont préjudiciables à la santé, surtout quand on constate en même temps la présence de l'ammoniaque albuminoïde. Une eau qui renferme des sulfures, des nitrites, ou plus d'un milligramme d'ammoniaque par litre, ou plus de 0^{mgr},2 d'ammoniaque albuminoïde, est certainement infectée par des déjections animales.

On a prétendu que la présence de l'iode était nécessaire pour rendre une eau potable ; que le goître des Alpes et de l'Isère tenait à l'absence de l'iode dans l'eau d'alimentation, ou à la présence de la magnésie en quantité exceptionnelle. Ces assertions ne paraissent pas justifiées et la présence du goître semble bien plutôt tenir à un ensemble de causes.

Beaucoup d'eaux renferment des matières organiques ; en petite quantité, elles n'empêchent point l'eau d'être potable, mais elles sont plutôt nuisibles et toujours *suspectes*, car elles proviennent d'ordinaire des déjections et putréfactions animales ou végétales et sont souvent concomitantes de la richesse en bactéries. En quantité notable, elles communiquent à l'eau une saveur désagréable, elles lui donnent un goût. Une eau chargée de matières organiques, qui reste en repos à une température douce, entre rapidement en putréfaction par la fermentation de ces matières ; elle dégage une odeur infecte, les sulfates sont transformés en sulfures ; il s'y développe des végétations et des infusoires ; l'eau n'est plus potable. L'eau, qui coule avec une certaine rapidité, ne se putréfie pas.

Belgrand résumait comme il suit les qualités d'une eau potable :

Le service d'une ville doit être fait dans des conditions telles, que la population consomme l'eau qui lui est distribuée dans l'état où elle sort des fontaines publiques.

L'eau des conduites publiques doit donc être potable sans aucune préparation, c'est-à-dire être fraîche, limpide, sans odeur ni saveur, sans mélanges répugnants, en un mot être agréable à boire. Il faut surtout qu'elle soit salubre et propre à tous les usages domestiques, notamment qu'elle cuise les légumes et dissolve le savon ; la sécurité de la distribution exige aussi qu'elle ne forme point de dépôts calcaires dans les conduites et n'y développe pas de tubercules ferrugineux.

L'eau peut être considérée comme salubre lorsque les populations qui en font usage depuis longtemps sont saines, vigoureuses et sans maladies spéciales.

L'eau est limpide lorsqu'elle laisse voir distinctement les objets dans des profondeurs de 3 à 4 mètres.

Limites entre lesquelles doivent se maintenir les éléments d'une eau potable. — D'après les analyses et observations précédemment exposées et aussi d'après les règles admises habituellement par le Comité consultatif d'hygiène de France, on peut résumer dans le tableau suivant les limites entre lesquelles doivent se maintenir les principaux éléments d'une eau considérée comme potable, les poids étant évalués en milligrammes par litre :

DÉSIGNATION DES ÉLÉMENTS	EAU PURE	POTABLE	SUSPECTE	MAUVAISE
Degré hydrotimétrique total.....	0° à 15°	15 à 30	plus de 30°	plus de 100°
— — après ébullition	2 à 5	5 à 12	12 à 18	plus de 20
Chlore, par litre.....	moins de 15 ^{mg}	moins de 40 ^{mg}	50 à 100 ^{mg}	plus de 100 ^{mg}
Acide sulfurique, par litre.....	2 à 5	5 à 30	plus de 30	plus de 50
Matière organique (en oxygène) par litre	moins de 1 ^{mg}	moins de 2 ^{mg}	de 3 à 4	plus de 4 ^{mg}
Produits volatils au rouge sombre....	moins de 15	moins de 40	40 à 70	plus de 70
Nombre de bactéries par cent. cube..	moins de 1 000	1 000 à 5 000	plus de 10 000	plus de 100 000

Il est clair que ce tableau renferme seulement des indications générales, exigeant un contrôle sévère. A égalité de degré hydrotimétrique, une eau carbonatée est bien supérieure à une eau sulfatée. La nature des bactéries a elle-même une importance capitale. Les circonstances physiques, géologiques et matérielles dont une eau est entourée sont donc à considérer avec la plus grande attention.

EXAMEN DES PROJETS DE DISTRIBUTION D'EAU

AU POINT DE VUE DE LA VALEUR DES EAUX

Établissements dans lesquels s'effectue l'analyse des eaux. — L'analyse chimique des eaux est, comme nous l'avons vu, une opération longue et délicate exigeant un laboratoire bien outillé et des observateurs exercés et soigneux ; sans doute on peut la confier à des chimistes installés dans le pays même, mais alors le contrôle fait trop souvent défaut et il vaut toujours mieux recourir aux établissements publics organisés à cet effet, tels que les laboratoires du Comité consultatif d'hygiène de France, de l'École nationale des Mines ou de l'École des ponts et chaussées.

Ces établissements donnent leur concours gratuit aux administrations publiques qui n'ont à leur charge que les frais d'envoi des échantillons ; malheureusement ils sont parfois surchargés de besogne et forcés, malgré leur bon vouloir, de faire attendre les résultats des analyses.

Quant à l'analyse micrographique, ce n'est guère que dans les grands laboratoires publics, comme celui du Comité d'hygiène, qu'elle peut être pratiquée.

L'examen hydrotimétrique et l'analyse sommaire des eaux exigent eux-mêmes de grandes précautions et l'opérateur doit contrôler avec soin ses résultats. Quelques grandes villes, notamment à l'étranger,

ont annexé à leur service des eaux un service d'analyses chimiques et bactériologiques. Ce service, qui par sa spécialisation arrive nécessairement à une grande habileté, exerce sur les eaux une surveillance continue ; il est aussi utile que l'inspection des denrées alimentaires généralement pratiquée ; on peut même dire qu'il est indispensable dans les villes qui s'alimentent en eau de rivière ou en eau filtrée.

Rôle du Comité consultatif d'Hygiène publique de France.

— Ce rôle est nettement expliqué dans une *Circulaire du Ministre de l'Intérieur du 23 juillet 1892*, dont voici le texte :

Le décret du 30 septembre 1884, qui a réorganisé le Comité consultatif de l'Hygiène publique de France, a rangé parmi ses attributions le régime des eaux au point de vue de la salubrité, et une circulaire de M. le ministre du Commerce en date du 29 octobre suivant a prescrit aux Préfets de soumettre à l'examen du Comité les projets ayant pour but une alimentation publique en eau potable.

A diverses reprises, des rapporteurs désignés par le Comité pour examiner les projets ont été frappés de l'insuffisance des renseignements de toute nature contenus dans les dossiers soumis à leur examen. Mon attention ayant été appelée sur ce point, j'ai prié le Comité de rédiger un programme des renseignements à fournir. Ce programme a été fait ; il se résume dans deux questionnaires dont le texte accompagne la présente circulaire. Ce texte est clair, je n'ai rien à y ajouter.

Vous devrez donc, pour les projets d'aménée d'eau, procéder dorénavant de la manière suivante :

Le dossier, en ce qui concerne la partie sanitaire, sera constitué par les soins de la Municipalité guidée par le questionnaire. Si la Municipalité éprouvait quelques hésitations au sujet du prélèvement des échantillons ou de l'analyse des eaux, elle devrait demander des instructions à M. le Directeur du laboratoire du Comité consultatif d'Hygiène publique de France, 52, boulevard Montparnasse. Le dossier formé, vous le soumettez au conseil départemental d'Hygiène, celui-ci mettra son avis après s'être assuré qu'il a été exactement répondu à chacune des parties du questionnaire ; ou bien, si cela n'est pas fait ou si cela a été mal fait, en y répondant lui-même. Les frais qu'entraînerait l'examen du Conseil d'Hygiène et que vous réglerez au mieux de tous les intérêts en cause seront à la charge de la commune. Vous préviendrez celle-ci, avant de saisir le Conseil d'Hygiène, que cette dépense, comme celle de l'analyse des eaux, est une des dépenses préalables de l'entreprise.

Dans la plupart des communes, la carte mentionnée au questionnaire pourra être dressée par les soins de l'instituteur avec le concours de ses meilleurs élèves.

Questionnaire à joindre aux projets d'aménée des eaux potables

PREMIER QUESTIONNAIRE

CHAPITRE I^{er}. — ÉTAT ACTUEL DE L'ALIMENTATION

- 1^o Quel est le chiffre de la population de la commune ?
- 2^o Combien y a-t-il eu de décès par année dans la commune depuis 3 ans ?

- 3° A quelles espèces de maladies ces décès ont-ils été attribués?
- 4° Y a-t-il eu des épidémies de fièvre typhoïde, de choléra ou de dysenterie? A quelle époque et quelle a été la mortalité?
- 5° Quel est le nombre des habitants que doit desservir la distribution projetée?
- 6° Comment, jusqu'à présent, cette partie de la population se procure-t-elle de l'eau?
- 7° Y a-t-il des puits?
- 8° Comment sont-ils situés? (Les faire figurer au plan.)
- 9° Comment s'évacuent les eaux sales? $\left\{ \begin{array}{l} \text{eaux pluviales,} \\ \text{eaux ménagères,} \\ \text{eaux résiduairees d'industrie.} \end{array} \right.$
- 10° Y a-t-il des égouts? (Les faire figurer au plan.)
- 11° Y a-t-il des puisards? (— —)
- 12° Y a-t-il un ruisseau, une mare ou un cours d'eau auquel se rendent les eaux des cours et des maisons? (Les faire figurer au plan.)
- 13° Y a-t-il des lavoirs? Où et comment sont-ils établis? (Les faire figurer au plan.)
- 14° Où vont les eaux sales de ces lavoirs?
- 15° Existe-t-il des fosses d'aisances? (Sont-elles étanches?)
- 16° Y en a-t-il dans chaque maison?
- 17° Comment sont-elles établies?
- 18° Que deviennent les matières de vidange?
- 19° Emploie-t-on l'engrais humain pour la culture?
- 20° Quelle est la nature du sol cultivé et non cultivé de la région?
- 21° Y a-t-il de grands espaces de terrains non cultivés?
- 22° Ces grands espaces de terrains sont-ils constitués par des bois, des prairies, des jachères, des marécages?

CHAPITRE II. — PROVENANCE DE L'EAU A FOURNIR

L'eau à fournir proviendra-t-elle de sources, de puits ou de cours d'eau?

Suivant le cas, il devra être répondu aux questions comprises dans l'une des sections indiquées ci-après :

Section 1. — Sources.

- 1° De quelle sorte de terrain la source émerge-t-elle?
- 2° Quelle est la composition géologique du sol qu'elle traverse?
- 3° A quelle distance se trouve-t-elle des habitations?
- 4° Combien la source débite-t-elle d'eau par minute (ou par 24 heures)?
- 5° A quelle époque de l'année le jaugeage a-t-il été pratiqué?
- 6° Comment le jaugeage des eaux a-t-il été pratiqué?
- 7° Comment la source sera-t-elle captée?
- 8° La source est-elle à un niveau inférieur, égal ou supérieur à celui du point de distribution?

Section 2. — Puits et galeries captantes.

- 1° Est-il absolument impossible de se procurer de l'eau de source?
- 2° Existe-t-il des puits dans le voisinage de l'endroit où sera placé le puits projeté (ou la galerie captante projetée)?
- 3° A quelle profondeur les eaux s'y trouvent-elles?

- 4° Composition du sol qui recouvre la nappe aquifère ; et notamment le sol est-il imperméable ?
- 5° Quel peut être le débit du puits (ou de la galerie captante) ?
- 6° Ce débit est-il constant ou variable ?
- 7° Sur quelles données reposent les prévisions relatives au débit ?

Section 3. — Cours d'eau.

- 1° Est-il absolument impossible de se procurer de l'eau de source ?
- 2° Quelle est, à peu près, la longueur du cours d'eau, de son origine jusqu'à la prise d'eau ?
- 3° Quel est son débit minimum ?
- 4° Comment ce jaugeage a-t-il été effectué ?
- 5° Quelle est la nature géologique des terrains sur lesquels coule ce cours d'eau ?
- 6° En amont de la prise d'eau, le cours d'eau traverse-t-il des villes ou des villages ?
- 7° Existe-t-il dans le voisinage des cours d'eau des villes, des villages, de grandes agglomérations (casernes, prisons, hôpitaux, asiles, etc.) ? Indiquer le chiffre afférent à chaque agglomération.
- 8° Existe-t-il dans le voisinage des cours d'eau des établissements industriels ? (Indiquer leur nature et leur importance.)
- 9° Quelle sera la quantité d'eau utilisée par jour pour la distribution ?

CHAPITRE III. — CAPTAGE ET DISTRIBUTION

- 1° Existe-t-il au voisinage du point où les eaux sont recueillies des causes pouvant amener la pollution des eaux (habitations, grandes agglomérations, établissements industriels, lavoirs, dépôts d'engrais, etc.) ?
- 2° Quelles dispositions seront prises en vue d'éviter la pollution des eaux au point où elles seront recueillies ?
- 3° Est-il nécessaire d'élever les eaux pour en effectuer la distribution ?
- 4° Par quel moyen l'élévation des eaux sera-t-elle assurée ?
- 5° Y a-t-il un réservoir de distribution ? Où et comment sera-t-il établi ?
- 6° Quels seront les matériaux utilisés pour la canalisation amenant les eaux au réservoir ?
- 7° Quels seront les matériaux utilisés pour les conduites de distribution ?
- 8° La distribution est-elle projetée en vue d'un service public et d'un service particulier, ou seulement en vue de l'un ou de l'autre ?
- 9° Y aura-t-il des fontaines et des bornes-fontaines ? Et combien ?

DEUXIÈME QUESTIONNAIRE

Prélèvement des échantillons destinés à l'analyse.

- 1° Quelles sont les personnes qui ont procédé au prélèvement des échantillons ?
- 2° Température de l'air au moment où ces échantillons ont été prélevés et sur les lieux du prélèvement ?
- 3° Température de l'eau au moment même du prélèvement des échantillons ?

4° Comment a-t-on procédé au prélèvement des échantillons pour l'analyse chimique ?

5° Combien de litres d'eau a-t-on prélevé pour cette analyse ?

6° Comment ont été prélevés les échantillons pour l'analyse bactériologique ?

7° Comment ont été stérilisés les récipients dans lesquels ont été recueillis les échantillons destinés à l'analyse bactériologique ?

8° A-t-on eu soin de mettre les échantillons (pour l'analyse bactériologique) dans de la glace ou de la sciure immédiatement après leur prélèvement ?

9° Comment l'eau destinée aux analyses a-t-elle été mise à découvert pour ces prélèvements ?

10° Dans quels instruments a-t-elle été recueillie avant d'en remplir les bouteilles, les flacons et les tubes ?

11° Avait-il plu les journées et les nuits qui ont précédé le moment du prélèvement ?

12° Comment se trouve situé le point où se sont faits les prélèvements par rapport à l'agglomération que l'eau doit alimenter ? (Préciser ce point sur le plan annexé au dossier et y faire figurer les maisons, fermes, écuries, cours, lavoirs, dépôts de fumier, etc., en les désignant par des signes facilement reconnaissables.)

INSTRUCTION SUR LE PUISEMENT POUR L'ANALYSE DES ÉCHANTILLONS D'EAU DESTINÉS A L'ALIMENTATION PUBLIQUE

(Laboratoire du Comité consultatif d'hygiène publique de France.)

I

PRISE D'ÉCHANTILLON POUR L'ANALYSE CHIMIQUE

Il faut rejeter les bouteilles de grès : elles peuvent modifier la dureté de l'eau et sont plus difficiles à nettoyer que celles de verre. Il faut se servir de bouteilles de verre munies d'un bouchon de verre ou d'un bouchon de liège neuf paraffiné.

Il faudra rejeter absolument, pour prendre les échantillons, tout vase ou bouteille dont le verre ne serait pas tout à fait limpide ou dont on ne pourrait pas constater *de visu* l'état de parfaite propreté.

On ne doit se servir que de bouchons neufs et bien lavés dans l'eau où l'on a puisé l'échantillon.

Pour prélever un échantillon dans une source, une rivière ou un réservoir, on y plonge la bouteille elle-même, si cela est possible, au-dessous de la surface liquide ; mais, s'il faut se servir de l'intermédiaire d'un vase, on veille à ce qu'il soit parfaitement propre et bien rincé à l'eau. On évitera de recueillir de l'eau de surface ou d'entraîner les dépôts du fond.

Pour prendre un échantillon au moyen d'une pompe ou d'un robinet, on laisse couler l'eau qui a séjourné dans la pompe ou dans le tuyau de conduite avant de recevoir le jet directement dans la bouteille. Si l'échantillon représente l'eau d'une ville, on devra le prendre au tuyau qui communique directement à la principale rue et non pas à une citerne.

Dans tous les cas, on remplit d'abord complètement la bouteille avec l'eau, on la

vide, on la rince une ou deux fois avec cette eau, on la remplit enfin jusque près du bouchon et on la ferme solidement en recouvrant le bouchon de cire.

S'il s'agit d'une source, préciser autant que possible la nature du terrain formant la couche d'où jaillit cette source : déterminer la température de l'eau au sortir du sol et observer s'il y a déperdition de gaz par l'abandon de l'eau au libre contact de l'air.

S'il s'agit d'une rivière, préciser la nature du terrain traversé par cette rivière, indiquer la distance de la source de cette rivière au point où l'eau serait prise et déterminer également la température de l'eau.

Dans tous les cas, évaluer le débit par vingt-quatre heures au point où se ferait la prise d'eau, et noter avec le plus grand soin s'il existe à une certaine distance, soit de l'endroit auquel se fera la prise d'eau pour l'alimentation, soit de l'emplacement choisi pour l'installation des réservoirs, une cause quelconque d'insalubrité pouvant déterminer à la longue la contamination de l'eau (dépôts de fumiers, de boues, d'immondices, marécages, usines de quelque nature que ce soit).

Il est nécessaire de prélever dix litres d'eau pour l'analyse chimique et de ne pas réunir ces dix litres en un seul vase : le mieux est de remplir dix bouteilles d'un litre.

II

PRISE D'ÉCHANTILLON POUR L'ANALYSE MICROBIOLOGIQUE

Les précautions qui précèdent suffisent parfaitement au prélèvement des échantillons destinés à l'analyse chimique, mais elles sont absolument insuffisantes en ce qui concerne l'analyse micrographique.

Pour ce genre de recherche, on doit toujours prélever les échantillons de deux façons différentes en usant rigoureusement des précautions suivantes :

Premier échantillon.

Des fioles en verre blanc, bouchant exactement à l'émeri, de 150 centimètres cubes de capacité, sont lavées d'abord à l'acide sulfurique à 66° Baumé. Il faut avoir soin de bien mettre chaque point de la surface intérieure de la fiole en contact avec l'acide et de l'y laisser séjourner quelque temps pour être parfaitement sûr de la destruction complète de tout germe et de toute matière organique ; 20 à 25 centimètres cubes d'acide sulfurique du commerce sont largement suffisants pour une fiole de la contenance indiquée.

Après quelques minutes de séjour de l'acide, on vide la fiole et on la rince au moins une dizaine de fois de suite avec l'eau dont il s'agit de prélever un échantillon et en ayant soin de ne pas mélanger l'acide, même dilué, à l'eau qui devra être prélevée tout à l'heure pour l'analyse.

On remplit alors complètement la fiole avec l'eau à analyser ; et on la bouche en ayant soin de passer au préalable, à plusieurs reprises, le bouchon à l'émeri dans la flamme d'une lampe à alcool.

En outre, le bouchon devra être plongé, après fermeture, ainsi que la naissance du goulot de la fiole, dans de la cire ou de la paraffine fondue.

Deuxième échantillon.

On choisit un tube en verre vert, de 6 à 8 millimètres de diamètre intérieur et de 2 à 2,5 millimètres d'épaisseur et on l'étire, à la lampe d'émailleur, en fragments de 20 centimètres de longueur, en prenant soin de donner à l'effilure de chaque extrémité une longueur de 2 à 3 centimètres et de la faire assez épaisse, ce qui est facile en choisissant une canne de verre vert des dimensions indiquées plus haut.

On ferme complètement une des extrémités et on laisse l'autre librement ouverte à l'air extérieur, on place le tube (qui possède alors une longueur de 25 centimètres environ) dans une gouttière en toile métallique (ou en clinquant) ayant la même longueur que ce tube et on chauffe au rouge, sur toute la longueur en même temps, à l'aide d'une grille à gaz ou de charbons incandescents.

Lorsque tout le tube est ainsi chauffé au rouge sombre, on ferme au chalumeau l'effilure laissée ouverte et on abandonne au refroidissement. On a ainsi un récipient partiellement vide d'air, en raison de la dilatation du gaz à la température à laquelle le tube a été porté et absolument stérilisé.

Pour prélever l'échantillon, on trace un trait avec un couteau à verre, ou une lame de bon acier aiguisée, sur l'une des effilures, on la passe à plusieurs reprises dans la flamme d'une lampe à alcool, on la plonge dans l'eau à analyser, à quelques centimètres au-dessous de la surface libre, et on brise la pointe, à l'endroit du trait, à l'aide d'une pince flambée dans la flamme de la lampe à alcool avant de la plonger dans l'eau.

La pointe une fois brisée, l'eau se précipite dans le tube pour occuper le vide partiel, et il ne reste plus qu'à retirer ce tube de l'eau avec précaution sans secousses, et à fermer l'effilure ouverte en *la faisant fondre* dans la flamme de la lampe à alcool.

La lampe à alcool et l'appareil insufflateur du thermo-cautère de Paquelin, aujourd'hui si répandu, sont extrêmement commodes pour ce genre d'opérations : ils constituent un chalumeau portatif.

Les divers échantillons devront être ensuite soigneusement étiquetés ou repérés de façon à ne pas commettre d'erreurs ; et *ils seront placés au milieu de sciure de bois, de son, de tan ou de toute autre substance inerte et pulvérulente humide, dans une caisse à doubles parois dont l'intervalle des parois sera rempli d'un mélange de glace concassée et de sciure.* Si l'on a eu soin de noyer les flacons et les tubes dans la sciure, sans leur laisser toucher les parois de la première enveloppe, la température ne s'abaissera jamais assez pour congeler l'eau, ce qui amènerait la rupture des récipients.

Un emballage soigneusement exécuté dans ces conditions permet d'envoyer à de très grandes distances des échantillons d'eau qui peuvent alors être soumis à l'analyse bactériologique dans des conditions presque exactement semblables à celles que pourrait réaliser leur mise en œuvre sur le lieu même du prélèvement.

Il est nécessaire de prélever 3 flacons et autant de tubes pour chaque échantillon d'eau à examiner.

Dans tous les cas, l'envoi devra se faire par grande vitesse et dans le plus bref délai possible après la prise d'échantillons. Cet envoi devra être adressé au laboratoire du Comité consultatif d'Hygiène publique, 52, boulevard Montparnasse, à Paris.

Les opérations ci-dessus peuvent facilement être pratiquées d'une façon convenable par un pharmacien que son habitude des manipulations chimiques désigne tout naturellement à cet effet.

Le laboratoire du Comité consultatif d'Hygiène publique de France tient d'ailleurs à la disposition des municipalités, dans lesquelles on ne pourrait trouver une personne suffisamment exercée aux manipulations indiquées pour le prélèvement du second échantillon, des tubes stérilisés à l'avance et qu'il ne reste plus qu'à remplir en suivant strictement les précautions relatées précédemment.

N. B. — *Les échantillons adressés au laboratoire dans des conditions défectueuses et ne réalisant pas celles indiquées ci-dessus sont immédiatement jetés : ils ne peuvent en aucune façon servir à l'analyse.*

De l'envoi des échantillons au laboratoire du Comité d'hygiène. — Avant d'effectuer l'envoi à un laboratoire, il convient d'écrire au directeur afin d'en fixer la date, car, si le laboratoire ne peut entreprendre immédiatement l'analyse, il vaut mieux attendre son tour et ajourner l'envoi.

Le laboratoire du Comité d'hygiène de France consent volontiers à envoyer un opérateur pour effectuer le prélèvement des échantillons ; c'est une dépense relativement minime devant laquelle il ne faut point reculer.

M. Pouchet, directeur de ce laboratoire, nous a donné en 1893, dans une lettre relative à un envoi d'échantillons, les instructions complémentaires suivantes :

« Je ne saurais trop insister sur l'exécution rigoureuse des précautions détaillées dans l'instruction afin que les résultats de l'analyse puissent offrir toute l'exactitude et l'utilité désirables.

Il est indispensable que les échantillons destinés à l'analyse bactériologique (flacons et tubes stérilisés) placés dans un mélange de glace et de sciure mouillée, au moment même de leur prélèvement, arrivent au laboratoire dans ce mélange et avant que la glace ne soit entièrement fondue.

C'est seulement à cette condition expressé que l'analyse bactériologique peut fournir toutes les indications et offrir le degré de certitude dont elle est susceptible.

Cet envoi spécial à l'analyse bactériologique devra comprendre : *trois flacons de 150 grammes chacun*, stérilisés sur place et au moment même de leur prélèvement, à l'acide sulfurique, suivant les indications contenues dans le paragraphe II de l'instruction et *trois tubes stérilisés au rouge*.

A ces échantillons devront être joints, sans qu'il soit nécessaire de les envoyer dans de la glace, *dix litres d'eau* pour l'analyse chimique.

Il est absolument indispensable que l'analyse chimique soit faite concurremment avec l'analyse bactériologique et sur des échantillons prélevés au même moment et dans les mêmes conditions, pour qu'il soit possible de tirer des résultats de l'analyse tout le parti désirable et pour formuler des conclusions certaines sur la bonne ou mauvaise qualité de cette eau au point de vue de l'alimentation.

Les deux groupes d'échantillons devront être expédiés *franco* de port au laboratoire et dans le plus bref délai possible après leur prélèvement.

En outre, chaque colis devra porter une étiquette mentionnant que le contenu est constitué par de l'eau adressée au laboratoire du Comité consultatif d'Hygiène publique de France à fins d'analyse, étiquette portant le nom et l'adresse de l'expé-

diteur et du destinataire. Ces envois devront être accompagnés d'un certificat d'origine portant le cachet officiel de la Mairie, afin d'éviter les formalités d'octroi et l'ouverture des caisses en gare d'arrivée.

Je vous prierai de m'aviser au moins 48 heures à l'avance de l'arrivée des échantillons au laboratoire et d'en régler l'envoi de façon qu'ils soient reçus l'un quelconque des jours de la semaine sauf les samedi et dimanche, ainsi que les veilles ou jours de fêtes.

CHAPITRE VII

FILTRAGE ET ÉPURATION DES EAUX

SOMMAIRE : Classification des eaux louches. — Du filtrage ; action des filtres. — Grands filtres pour distributions d'eau. — Quantité de matières en suspension dans l'eau des rivières. — Calcul de la vitesse d'envasement du sable. — Clarification par le repos. — Premiers filtres en sable et gravier : filtre de Southwark ; filtre de Thomas Ditton ; Etablissement d'York ; établissement de Hull ; filtres de Glasgow ; filtre de Paisley (Ecosse) ; Anciens bassins de filtration de Marseille, remplacés aujourd'hui par le bassin de décantation de Saint-Christophe ; filtres de Zurich ; bassins couverts de décantation et de filtrage de Francfort-sur-le-Mein et de Varsovie ; Filtration des eaux de Londres ; filtres de Magdebourg ; filtres de Berlin ; instruction pour la manœuvre des filtres du lac Müggel. — Enquête sur les grands filtres à sable (municipalité de Bruxelles). — Comparaison des bassins voûtés avec les bassins à ciel ouvert. — Prix des filtres. — Le filtrage au sable et les bactéries ; conclusion sur les grands filtres à sable. — Essai préalable de la filtration. — Filtres au charbon. — Filtres à grand débit : filtre de Dunkerque ; sable comprimé entre deux plaques de fonte ; filtres à couches de sable verticales ; filtrage par béton poreux ; filtre Maignen (toile d'amiante) ; filtre Breyer ; filtres en usage dans l'économie domestique ; filtre en grès ; filtres ordinaires avec sable de rivière, charbon ou éponges ; filtres Fonvielle ; filtres en laine ; filtres divers ; filtre Bourgoise ; filtre Burcq ; filtre Chamberland (Pasteur). — Double filtrage. — Conclusion sur les filtres domestiques. — Procédés mixtes de purification, par actions mécaniques, physiques ou chimiques combinées : Procédé Anderson ; usine de Boulogne-sur-Seine ; frais de premier établissement ; conditions d'exploitation ; coefficient d'épuration du procédé Anderson ; usine de Choisy-le-Roi ; procédé Hovatson ; purification par l'ozone ; purification par la lumière ; purification par traitement chimique, par l'électricité ; stérilisation par l'iode. — Traitement des eaux dures. — Poudre anticalcaire Maignen. — Purification de l'eau consommée par la gare de Creil. — Eaux donnant des dépôts rougeâtres ; purification. — Emploi de l'eau de mer ; avantages qu'elle peut présenter pour les services publics. — Concours ouvert à Paris, en 1894, pour l'épuration et la stérilisation des eaux de rivière ; avis de la Commission.

Les eaux de rivière d'une limpidité parfaite n'existent pas ; elles sont généralement louches et deviennent troubles à la moindre crue.

Une eau de rivière, qui, dans un vase non transparent, n'a pas mauvais aspect, révèle cependant son impureté physique lorsqu'on la met dans un grand bocal en verre à côté d'un bocal semblable rempli d'eau pure ; la différence de teinte se manifeste aussitôt et, si l'on a plusieurs eaux à comparer, il est facile de constituer avec la série de ces eaux une sorte de gamme de la limpidité.

Un bon appareil de *comparaison de la limpidité* consiste simplement en un tube métallique, de 0^m,05 de diamètre et de 1 mètre de long,

noirci à l'intérieur et fermé aux deux bouts par des verres dont un est à vis. On remplit ce tube avec l'eau à essayer et on le place sur un support à hauteur de l'œil, en le dirigeant vers la lumière. — Quand l'eau est limpide on distingue nettement à travers le tube tous les objets qu'on présente à l'extrémité opposée, on peut lire des lettres plus ou moins grosses. — Avec de l'eau de rivière, il est rare qu'une lecture quelconque soit possible.

Avec une série de tubes de longueur différente on peut arriver à classer les eaux troubles ou louches suivant leur degré d'impureté.

Classification des eaux louches. — M. Putzeys, ingénieur en chef du service de Bruxelles, à l'occasion de son projet d'adduction des eaux de la Meuse, a adopté le système suivant pour cette classification.

On a une série de lunettes, fermées par des oculaires en verre, et ayant une longueur de 50, 40, 30, 20, 10 centimètres; on les remplit de l'eau à essayer. On a, d'autre part, une série de caractères typographiques de grandeur décroissante, 17,5 millimètres à 1,75, numérotés de 1 à 10.

Si l'observation permet, par exemple, de reconnaître le caractère n° 10 avec le tube de 50 centimètres, l'échantillon d'eau est coté 50-10.

L'eau trouble est impropre à l'alimentation, car, ne fût-elle pas malsaine, fût-elle simplement limoneuse, elle n'en imposerait pas moins une grande répugnance; elle est mauvaise aussi pour les conduites et appareils de distribution, car elle les engorge, les use et les détraque; elle est funeste aux organes des machines.

Elle ne saurait donc en principe être tolérée dans une distribution publique.

Mais la pureté physique n'est pas tout; la pureté chimique est plus importante encore. — Il y a des eaux qui contiennent des matières en dissolution qu'il faut en séparer, car elles sont nuisibles soit pour l'alimentation, soit pour l'industrie.

Il y a donc deux classes à distinguer dans les procédés de purification de l'eau :

La purification physique, à laquelle on réserve d'ordinaire le nom de filtrage,

Et la purification chimique ou épuration.

Il est rare qu'un procédé physique n'exerce pas en même temps, sur le liquide qu'il traite, une action chimique et réciproquement. — Souvent encore les deux traitements sont nécessaires et se complètent. Cependant il convient d'étudier séparément les deux genres de procédés.

DU FILTRAGE

Le filtrage est donc l'opération qui consiste à débarrasser les eaux de toutes les matières solides qu'elles tiennent en suspension. Le principe commun à tous les filtres consiste à faire passer l'eau à travers un corps poreux et perméable ; le liquide seul peut achever son voyage à travers les canaux fins et contournés du corps poreux et les corpuscules solides sont retenus.

Nous étudierons plus loin les lois du mouvement de l'eau dans les sables et autres corps perméables ; et nous montrerons que le volume débité par une couche de sable est *proportionnel à la charge et en raison inverse de l'épaisseur de la couche traversée*.

Il ne faut pas prendre cette loi dans un sens mathématique, et croire que l'on peut demander à un mètre carré de filtre un débit quelconque, en diminuant l'épaisseur de la couche et en agissant sur la pression du liquide superposé, car, dans la pratique, il faut que l'épaisseur de la couche filtrante et la vitesse de passage du liquide soient maintenues dans des limites que l'expérience détermine.

Action des filtres. — Tous les corps poreux sont susceptibles de constituer des filtres, puisqu'ils retiennent dans leurs interstices les substances solides en suspension dans l'eau qui les traverse.

Dans les laboratoires, lorsqu'on veut séparer les précipités des liquides où ils se sont formés, on se sert de papier non collé, de tissus de diverses natures, de plaques de terre cuite ou de gypse ; pour filtrer l'eau destinée à l'alimentation, on a recours à l'une des matières suivantes : cailloux, sable, gravier, pierre ponce, tissus fibreux, tels que la laine ou la bourre de laine, drap, feutre, flanelle, sciure de bois, coton, ouate, étoupe, crin, éponge, charbon de bois, noir animal.

Ces matières doivent être bien lavées au préalable, c'est-à-dire débarrassées de toutes les particules vaseuses ; elles s'engorgent par l'usage et doivent être plus ou moins fréquemment revivifiées par un lavage énergique.

Nous empruntons à la chimie technologique de Knapp (traduction Debize et Mérijot) les observations générales suivantes sur la question des filtres :

« *Action sur les matières en suspension.* — Lorsque de l'eau trouble traverse des filtres, les parties les plus grossières s'arrêtent à la surface ; les plus fines se déposent dans les canaux capillaires que forme la masse, et l'eau sort claire. On conçoit que, par l'effet même

de cette clarification, les matières filtrantes doivent se charger d'impuretés, les canaux s'obstruent peu à peu, et il arrive enfin un instant où le filtre, ne laissant plus rien passer, doit être mis hors de service. Cet engorgement, des filtres ne saurait jamais être évité, puisqu'il tient à la nature même des fonctions des appareils. Lorsqu'un filtre est engorgé et n'agit plus, si l'on y fait passer de l'eau pure en sens inverse du trajet habituel, cette eau reprend une grande partie des impuretés déposées dans les interstices et à la surface. On peut de la sorte renouveler, pour ainsi dire, la matière filtrante et lui rendre, sinon toute sa valeur primitive, au moins une grande partie de son action. En traversant les pores étroits d'un filtre, l'eau éprouve des frottements qui doivent être vaincus par une charge suffisante de la colonne liquide. Une augmentation de la charge peut donc faciliter notablement la filtration, mais, au-delà d'une certaine limite, elle la gêne, parce que la matière du filtre, surtout quand elle est élastique, est trop fortement pressée, et que la circulation de l'eau y devient plus difficile. On distingue donc les filtres sous pression des filtres ordinaires sans pression. Les filtres peuvent, d'ailleurs, être disposés à volonté pour que l'eau les traverse soit de haut en bas, soit de bas en haut, soit horizontalement. On choisit dans chaque cas particulier celui de ces dispositifs qui offre le plus d'avantages.

Action sur les corps en dissolution. — Ce serait une grave erreur de croire que l'effet des filtres est purement mécanique, qu'ils se bornent à séparer par tamisage les impuretés visibles de l'eau. Les matières filtrantes exercent, en outre, une influence importante sur les principes dissous dans l'eau, en vertu des lois de l'attraction moléculaire.

Presque tous les corps solides, et probablement tous, jouissent en effet de la propriété de condenser les gaz. (On connaît l'effet du platine sur l'hydrogène. L'action du palladium sur le même gaz, découverte par Graham, constitue un phénomène du même genre encore plus frappant.) Les corps possèdent également la propriété de retenir à leur surface et de précipiter par attraction les matières solides en dissolution dans les liquides et notamment dans l'eau. Cette action moléculaire est assez énergique pour troubler l'équilibre des forces chimiques et déterminer certaines décompositions. Elle dépend essentiellement du volume du liquide dissolvant, de l'étendue des surfaces actives, et, toutes choses égales d'ailleurs, est beaucoup plus forte pour les corps poreux et divisés que pour les matières compactes et denses, plus faible pour les dissolutions très étendues que pour les liquides concentrés. Enfin, la nature même des dissolutions et celle de la surface active interviennent dans ces questions. Ainsi l'effet est

beaucoup plus sensible pour le platine et le palladium que pour les autres métaux, pour le charbon que pour le sable : le noir animal possède, surtout sous ce rapport, des propriétés très marquées. Ces facultés d'absorption par les surfaces jouent, d'ailleurs, un rôle extrêmement important dans la plupart des phénomènes de la vie. C'est grâce à elles que les plantes s'assimilent les matières minérales que le sol renferme à l'état soluble. Ce sont elles qui permettent dans les arts d'effectuer la précipitation de diverses matières végétales ou animales, ce sont elles qu'on applique notamment dans la teinture, le tannage. Enfin, ce sont elles qui font la base des actions décolorantes et désinfectantes des charbons, etc. Dans la filtration des eaux, l'effet de ces forces n'est pas très grand, d'une part, parce que la plupart des matières qu'on emploie comme filtres, telles que le sable, ne possèdent pas cette propriété absorbante à un haut degré ; d'autre part, parce que le volume de l'eau est considérable par rapport aux quantités de matières qu'elle tient en dissolution.

Action sur les matières organisées. — Le noir animal et les charbons organiques provenant de matières animales ont une action filtrante beaucoup plus marquée que le charbon de bois, mais ils sont d'un prix beaucoup plus élevé pour le travail en grand. Au contraire, le charbon de bois peut s'employer presque partout, et il est surtout utile lorsqu'on a à traiter des eaux chargées de matières organiques. Dans ces sortes d'eaux, en effet, quand elles séjournent quelque temps à l'air, surtout pendant l'été, les principes organiques se décomposent et passent à un état très favorable au développement des végétations microscopiques et des infusoires dont l'air contient les germes. Ces êtres organisés se développent suivant les circonstances, tantôt au bout de quelques jours, tantôt en deux ou trois semaines seulement. La lumière et l'air sont favorables à la plupart de ces formations microscopiques ; cependant plusieurs d'entre elles (parmi les infusoires) se trouvent mieux de l'obscurité ; quelques variétés enfin, les algues, les infusoires verts et les entomostracées, ne peuvent prendre naissance à la lumière. Le froid et le mouvement de l'eau leur sont contraires. Elles se développent également moins bien dans les réservoirs profonds (3 mètres et plus) dont les couches inférieures sont trop éloignées de l'air et de la lumière.

D'après les recherches d'Arthur Hassal sur des eaux croupies, le papier à filtrer, le sable et les filtres en grès laissent passer les infusoires. Le charbon de bois ne laisse passer que les petites variétés ; le noir animal les retient complètement, de même que l'argile grasse ; quand on observe des eaux filtrées à l'aide de ces derniers agents, on remarque que les végétations microscopiques y reparaissent rapide-

ment, et l'on doit en conclure qu'au moins leurs germes et leurs œufs ont échappé à l'action du filtre. Il est d'ailleurs important d'enlever à l'eau ces matières organisées, parce qu'elles provoquent des nausées, et les animaux qu'elles peuvent contenir, les larves, peuvent exercer sur la santé une influence fâcheuse. La difficulté du problème sera d'ailleurs justifiée, si l'on rappelle que les globules de beurre, infiniment plus gros, que renferme le lait, ne peuvent en être séparés que par le noir animal et l'argile, mais traversent sans s'y arrêter le charbon de bois, le sable, etc.

Absorption des gaz. — La filtration enlève à l'eau une partie de sa teneur en gaz. Certains de ces principes sont absorbés par les matières du filtre, les autres sont mis en liberté par un effet analogue à celui que produisent tous les corps pulvérulents. Cette élimination, quand elle porte sur les gaz nuisibles de l'eau, est une bonne chose; elle est fâcheuse quand elle agit sur les gaz qui doivent s'y trouver normalement. D'après Hassal, l'hydrogène sulfuré des eaux d'égout putréfiées n'est absorbé d'une manière complète que par le charbon de bois et surtout par le noir animal; son élimination n'est que partielle avec l'argile, le sable, etc. L'acide carbonique est éliminé presque complètement par toutes les matières, qui réduisent également dans une forte proportion les autres gaz, savoir l'oxygène et l'azote.

Les conditions que doit remplir une eau filtrée dans une distribution publique sont: la clarté complète, l'absence de végétaux ou d'animaux microscopiques, l'élimination aussi complète que possible de matières organiques, surtout de matières en décomposition. L'eau doit enfin avoir une température convenable, être aussi douce que possible et contenir la proportion normale d'acide carbonique et des gaz de l'atmosphère. Ces diverses conditions ne sont guère remplies que par à peu près, et les dernières surtout, relatives à la présence des éléments gazeux, laissent souvent à désirer. Du reste, dans les distributions d'eau, on a beaucoup plus en vue de transformer l'eau mauvaise en eau utilisable qu'en eau de bonne qualité pour la boisson.

Lorsque ces lignes ont été écrites, l'étude bactériologique des eaux était dans l'enfance; aussi les observations précédentes sont-elles à compléter.

A. — GRANDS FILTRES POUR DISTRIBUTION D'EAU

Quantité de matières en suspension dans l'eau des rivières. — Le poids des matières solides en suspension dans l'eau

des rivières dépend de la constitution géologique de leur bassin. Les rivières à bassin très perméable, alimentées uniquement par des sources, sont limpides ; celles à bassin argileux imperméable, ou argilo-sableux, peuvent prendre toutes les teintes depuis le gris jusqu'au jaune sale. Certains torrents des Alpes et de la Suisse sont presque noirs. La teneur en matières solides varie du reste dans de grandes proportions suivant les circonstances météorologiques.

Il est donc bon de se livrer dans chaque cas à des expériences directes : on recueille chaque jour un litre d'eau dans une éprouvette graduée, on laisse le dépôt s'opérer, et, quand l'eau est claire, on décante la partie supérieure, on filtre ce qui reste sur un papier-filtre bien sec pesé à l'avance ; on sèche ensuite le papier et la vase qui y adhère et on pèse le tout. On a pour différence le poids de la matière solide. Avec quelque soin on arrive à une exactitude suffisante.

C'est ainsi que nous avons trouvé *pour l'Oise à Compiègne* les résultats suivants :

Les eaux troubles, en temps de crue, donnent par litre 0^{sr},92 de résidu solide, presque 1 kilogramme par mètre cube ; l'Oise est cependant une rivière à bassin généralement perméable. Les eaux, claires au premier aspect, renferment encore 0^{sr},15 de matière solide par litre, 150 grammes par mètre cube.

Voici d'autres résultats :

Le Gange pendant la saison des pluies contient 2 grammes de matière solide par litre et 0^{sr},22 en saison sèche ;

Le fleuve jaune 5 grammes par litre ;

Le Nil au Caire 1^{sr},6 ;

Le Rhin à Bonn, après une forte crue, 0^{sr},2, et après une longue sécheresse 0^{sr},017 ;

La Durance contient en moyenne 1^{sr},45, le maximum atteint 3^{sr},6 ;

La Loire, au pont de Tours, 0^{sr},48 en crue, et 0^{sr},06 en sécheresse ;

Le Var dans certaines crues entraîne jusqu'à 41 grammes par litre ;

La Marne maximum 0^{sr},515, minimum 0^{sr},002.

La Seine au Port à l'Anglais, maximum 2^{sr},74, minimum 0^{sr},0013 par litre ; poids moyen 0^{sr},039 ; les eaux bien claires renferment encore 10 grammes environ de matière solide par mètre cube.

On voit que ces dernières quantités, cependant faibles, peuvent avec le temps fournir un cube énorme, et on s'explique que des eaux relativement pures engorgent avec rapidité les meilleurs filtres.

Calcul de la vitesse d'envasement du sable. — Quand on connaît la teneur de l'eau en matière solide à une époque donnée, la proportion de vide que présente le sable ou la substance à employer

comme matière filtrante, le débit quotidien que l'on peut demander au filtre par mètre carré, on peut calculer sans peine la vitesse d'envasement du filtre.

Soit une eau renfermant 1 kilogramme de vase par mètre cube, comme celle de l'Oise en temps de crue, cela correspond à environ deux tiers de litre de vase par mètre cube d'eau. Avec un débit de 3 mètres cubes par mètre carré et par vingt-quatre heures, le filtre recevra donc environ 2 litres de vase par mètre carré de sable. Ces 2 litres représentent une hauteur de 2 millimètres, mais, comme le vide ordinaire du sable est de 25 0/0, la vase se répandra sur une hauteur de 8 millimètres par jour ou de 8 centimètres en dix jours.

Il est vrai que des eaux aussi troubles ne seraient pas amenées immédiatement sur le filtre et qu'on leur ferait perdre d'abord dans des bassins de dépôt une grande partie de leur matière ; elles n'en conserveraient guère que le dixième. Le filtre ne s'engorgerait donc plus qu'avec une vitesse dix fois moindre, soit 8 millimètres pour dix jours ; mais l'engorgement pénétrerait en réalité sur une profondeur plus grande, car on ne peut espérer que les vides du sable soient intégralement remplis. Nous verrons, en effet, qu'on est amené en temps ordinaire à enlever sur les filtres une couche de sable de 2 à 3 centimètres tous les vingt jours.

Clarification par le repos. --- Il semble, au premier abord, facile de rendre aux eaux leur limpidité altérée par les matières solides en suspension, il suffit de les amener dans des bassins où on les laissera déposer quelque temps, et d'où on les décantera par un déversoir de superficie.

Mais on reconnaît par l'expérience que la précipitation est très lente ; les plus grosses matières se précipitent très vite, mais les poussières vaseuses ne sont pas encore tombées après plusieurs jours de repos.

C'est ce qu'on a reconnu avec les eaux de la Garonne et du Rhône : au bout de cinq ou six jours, on a une limpidité approximative, mais il faut dix jours au moins pour arriver à la limpidité parfaite.

Ce procédé est donc inapplicable dans une grande ville, à cause du nombre et de l'étendue des bassins qu'il faudrait construire.

Il est, du reste, des eaux que le repos ne clarifie jamais ; telles sont les eaux blanches de Versailles qui ont pris, au contact de la marne, une apparence laiteuse.

S'il fallait laisser séjourner de grandes masses d'eau pendant dix jours dans des bassins de faible profondeur, la putréfaction et les végétations infusoires ne tarderaient pas à s'établir lors des chaleurs ; on obtiendrait des eaux nauséabondes, désagréables et dangereuses. La conclu-

sion n'est pas la même pour les *réservoirs artificiels de grande profondeur*.

Ainsi, il faut reconnaître que le repos dans des bassins peu étendus ne pourrait pas être adopté comme méthode définitive de clarification de l'eau destinée à l'alimentation des grandes villes ; mais il peut être considéré comme un moyen de la débarrasser de tout ce qu'elle renferme de plus lourd et de plus grossier. C'est sous ce point de vue seulement que des récipients de dépôt ont été préconisés et établis en Angleterre et en France.

Premiers filtres en sable et gravier. — 1. Filtre de Chelsea. — Les filtres composés de couches successives de sable ou de gravier ont pris naissance en Angleterre et, vu le climat de ce pays, ont donné immédiatement de bons résultats. Voici la description des premiers systèmes employés, dont le principe et la disposition générale ont, du reste, été conservés :

La figure 1 de la planche 3 représente une coupe d'un des premiers *filtres de Chelsea* : *aa*, couche de sable très fin ; *bb*, couche de sable et de gravier ; *cc*, couche de coquillages ; *d*, couche de gros gravier dans laquelle sont construits les drains circulaires *e, e, e, e*. Ces drains sont en briques ; ils ont trois pieds anglais ($0^m,914$) de diamètre extérieur, sur une brique d'épaisseur. Le filtre ou l'ensemble des couches repose sur un lit de glaise de $0^m,60$ d'épaisseur. (La figure 2 donne sur une plus grande échelle la disposition et l'épaisseur des couches.) Des ventouses ont été ménagées pour l'évacuation de l'air intérieur. L'ondulation des couches permet de mettre à sec une partie de la superficie pour en opérer le nettoyage, tout en laissant l'eau dans le creux des surfaces ondulées. Les joints des drains sont en partie faits en ciment et en partie laissés ouverts ou sans ciment, pour la pénétration de l'eau dans l'intérieur. L'eau est admise à l'une des extrémités du filtre par neuf tuyaux ; elle frappe d'abord contre des planches courbes qui servent à modérer son action sur la couche *aa* et à l'*étaler* uniformément sur le filtre. La Compagnie de Chelsea possède plusieurs filtres pareils. La longueur de chacun de ces filtres est de 75 mètres et la largeur de 55 mètres.

Les bassins-filtres sont précédés de bassins de dépôt, capables de recevoir environ la consommation journalière ; chaque bassin a 80 ares de superficie, 9 pieds de profondeur au milieu et 6 pieds sur les bords. L'eau y est animée d'une très faible vitesse ; mais, si on se contentait d'avoir une vanne d'entrée et une vanne de sortie, il s'établirait dans le bassin un courant direct, et il ne renfermerait sur la plus grande partie de sa surface qu'une eau stagnante.

La vitesse de filtrage est réglée par l'aspiration même. On nettoie les bassins de dépôt deux fois par an et les filtres deux fois par mois. Le sable qu'on retire est imprégné d'une vase noire, enlevée à l'eau de la Tamise; on le fait passer avec un courant d'eau dans un cylindre perforé comme une trieuse à grains. Le sable lavé passe dans le crible et l'eau entraîne la vase. Le sable est donc revivifié.

Belgrand a visité, en 1864, cette installation; il a constaté qu'elle donnait une eau limpide, mais non agréable à boire, conservant des matières organiques, s'altérant rapidement. Il en a conclu que le système ne devait pas être adopté en France où l'habitude de boire de l'eau fraîche est très répandue.

Du reste, ajoutait-il, pour les eaux de la Seine ou de la Marne, les bassins de décantation devraient être trois fois plus étendus que pour les eaux de la Tamise, car il faut soixante-douze heures de séjour pour faire subir à ces eaux leur première clarification. Un séjour aussi prolongé serait funeste à la qualité des eaux surtout en été; sous l'influence de la lumière et du soleil, la vie animale et végétale se développe avec activité, et l'eau rapidement altérée prend une saveur désagréable.

Il faut aujourd'hui considérer comme beaucoup trop absolue cette opinion de Belgrand, partisan enthousiaste de l'eau de source. L'eau de source est rare, et les nombreuses expériences, faites surtout à l'Étranger, ont clairement démontré que l'eau de rivière, méthodiquement filtrée, bien surveillée, pouvait, à défaut d'eau de source, assurer une alimentation satisfaisante.

2. Filtre de Southwark. — Le système de filtrage adopté par la Compagnie de Southwark comprend à la fois des réservoirs de dépôt (settling reservoirs) et des filtres proprement dits. L'eau séjourne dans les réservoirs de dépôt avant d'arriver, par un écoulement de superficie, sur les filtres. La figure 3 de la planche 3 représente une coupe des réservoirs de dépôt de la Compagnie de Southwark; leur superficie totale est de 3 400 mètres, leur profondeur 3^m,965; le fond de ces réservoirs présente une inclinaison, descendant à un caniveau central demi-circulaire *b*: il est construit en maçonnerie de briques et ciment; son diamètre est de 6 pieds anglais 1^m,815. Lors du nettoyage du réservoir, la vase déposée sur le fond est balayée dans le caniveau, puis entraînée au dehors par un courant d'eau artificiel.

Quant aux filtres, ils sont construits de la même manière que ceux de la Compagnie de Chelsea, que nous venons de décrire, et sont au nombre de deux: l'un a une superficie de 2 900 mètres carrés et l'autre, de 7 840 mètres. La quantité d'eau filtrée, sous une charge

variant de 1^m,20 à 1^m,30, est de 30 à 35 000 mètres cubes par vingt-quatre heures (c'est-à-dire 4 mètres cubes par mètre carré et par jour). La composition des couches de ces filtres est indiquée (*fig. 4*). L'eau des réservoirs de dépôt A, que l'on a toujours soin de prendre à la superficie, est versée sur la surface des filtres C, puis, traversant ces derniers, elle pénètre dans les grands drains circulaires en briques, d'où elle se rend clarifiée dans le puisard des machines à vapeur D.

3. Filtre de Thomas Ditton. — L'appareil de Thomas Ditton se compose de quatre filtres, présentant une superficie totale de 2 900 mètres carrés. Leur niveau est inférieur à celui de la Tamise, dont les eaux se répandent sur les filtres, en passant par une série de tuyaux en fonte munis chacun d'un robinet-vanne.

Voici quelques détails sur le mode de construction de chacun de ces filtres. Sur le fond d'une excavation pratiquée dans le sol, a été construite une série de murs parallèles, sur lesquels reposent de fortes dalles en ardoises du pays de Galles; elles sont placées de champ et assez rapprochées pour que les cailloux superposés ne puissent passer dans l'intervalle laissé entre elles. On voit ainsi qu'il existe, au-dessous du lit de filtration, un véritable réservoir de 1^m,30 de hauteur. La figure 5 donne la composition des couches filtrantes de l'appareil de Thomas Ditton. Il fonctionne sous une charge moyenne de 2^m,50, et produit en vingt-quatre heures 7 850 litres par mètre carré.

Le nettoyage du filtre a lieu trente-six fois par an; chaque opération nécessite l'emploi de vingt-cinq hommes, pendant cinq heures environ, et la quantité de sable enlevé est d'environ 1 centimètre de hauteur. Lorsque l'épaisseur de la couche de sable fin est réduite de moitié (c'est-à-dire de 0^m,90 à 0^m,45), on recharge la couche de manière à la ramener à sa puissance primitive de 0^m,90. Le sable enlevé est lavé à grande eau et sert alors à recharger le filtre.

4. Établissement d'York. — Deux machines de quarante chevaux chacune élèvent l'eau de la rivière, dans deux bassins de dépôt de 95 mètres de longueur sur 50 mètres de largeur chacun, comme l'indique la figure 6. Les eaux arrivent dans l'un et dans l'autre de ces bassins par les points E et E', au moyen de deux robinets-vannes AA, que l'on ouvre et ferme alternativement. On laisse reposer l'eau, et ensuite on la dirige sur les filtres (*fig. 7*), en ouvrant successivement deux robinets-vannes, placés en F, à 0^m,50 au-dessus du fond des bassins d'épuration, pour ne pas entraîner le limon et les dépôts. Ce limon peut être extrait des bassins d'épuration par un trou O, placé au centre de chaque bassin, au point le plus bas du radier, et réuni

par un tuyau à un puits B, qui lui-même communique à la rivière au moyen d'un robinet-vanne. Ces tuyaux ont 0^m,30 de diamètre. Le puits porte, vers sa partie supérieure, un orifice rectangulaire, qui sert de déversoir de superficie aux bassins d'épuration. Les eaux arrivent dans ces bassins, par la partie supérieure, au moyen de tuyaux de 0^m,50 de diamètre.

Pour ne pas dégrader les talus, qui sont cependant perreyés, on fait couler les eaux sur un conduit en pierre de taille CE, qui se termine au fond par une grande dalle. Ces bassins ont des talus intérieurs et extérieurs inclinés à 1^m,50 de base pour 1 mètre de hauteur. Ils sont perreyés en petits matériaux et ont environ 6 à 7 mètres de profondeur. Le fond est réglé en pente faible dans tous les sens vers le centre, afin que les eaux et le limon affluent vers le point O.

Les eaux encore louches des bassins d'épuration peuvent être dirigées, au moyen du robinet-vanne F, dans un quelconque des trois filtres E', E'', E'''. Ces bassins sont revêtus d'une couche de béton de 0^m,30 environ. Au centre et dans l'axe longitudinal, existe un drain en briques de 22 pouces anglais (0^m,55 environ) de diamètre. Ce tuyau principal se raccorde avec de petits tuyaux en poterie, parallèles entre eux, diagonalement disposés et percés de trous. Ces derniers eux-mêmes communiquent par leurs extrémités avec deux drains en poterie placés parallèlement aux drains centraux sur les bords des bassins.

Cet ensemble de tuyaux est recouvert par deux couches, l'une inférieure en gravier de 4 pieds anglais d'épaisseur, l'autre en sable fin, d'une épaisseur égale. Le gravier et le sable sont préalablement disposés chacun en deux couches, de manière à graduer la finesse des matières depuis la base jusqu'au sommet.

L'eau entre à la surface du sable fin (qui est disposé par petites vallées) au moyen de trois tubes en fonte (*fig. 8*), aboutissant dans des boîtes en bois, pour éviter l'affouillement du sable. En avant de ces boîtes, il existe des bondes de fond, qui peuvent s'ouvrir à volonté, vider rapidement l'eau et mettre le filtre à sec.

Les galeries inférieures en briques communiquent avec une galerie GG (*fig. 7*), qui va aboutir à un puits, d'où les machines élèvent l'eau dans un réservoir supérieur placé à une distance de quelques centaines de mètres des filtres, et d'un niveau supérieur à celui des édifices les plus élevés de la ville. Des tuyaux verticaux en fonte communiquent avec les galeries en briques des filtres; ils permettent le dégagement de l'air au moment de la mise en charge. Enfin des conduites en fonte communiquent d'un côté avec le fond du filtre et de l'autre avec la rivière, et munies de robinets-vannes donnent le moyen de vider à volonté les filtres.

5. Établissement de Hull. — Cet établissement se compose (*fig. 9*) : 1° d'un grand bassin de dépôt de 300 mètres environ de longueur et de 25 mètres de largeur, terminé par deux demi-cercles ;

2° D'un bassin de filtration de même dimension ;

3° D'une prise d'eau à la rivière qui permet, au moyen de vannes, de faire entrer l'eau soit dans l'un, soit dans l'autre de ces bassins ;

4° De deux machines à vapeur à simple effet, de la force de 65 chevaux chacune, élevant les eaux à une hauteur de 160 à 175 pieds anglais ;

5° D'une tour contenant deux conduites en fonte, par l'une desquelles l'eau monte d'un côté pour redescendre de l'autre, afin d'alimenter la ville.

(Ces espèces de châteaux d'eau, fort usités autrefois, avaient pour objet de faire disparaître ou du moins d'atténuer fortement la difficulté qui résulte de l'inertie de la masse d'eau contenue dans la conduite ascensionnelle. On les remplace aujourd'hui avec avantage et moins de dépense par de grands réservoirs d'air.)

Le bassin de filtrage se compose d'un rectangle de 300 mètres de longueur et de 25 mètres de largeur totale, terminé par deux demi-cercles avec talus à 1^m,50 de base pour 1 mètre de hauteur. Une couche (*fig. 10*) de 4 à 5 pieds anglais, dont la partie supérieure est en sable et la partie inférieure en gravier, recouvre une galerie centrale et des galeries transversales toutes perméables. La hauteur de l'eau dans le bassin de filtrage est de 1^m,10 ; elle peut aller à 1^m,30 ou 1^m,40. La chute entre la surface de l'eau trouble et celle de l'eau filtrée est de 1^m,45. Des petits puits (*fig. 10*) laissent communiquer la galerie inférieure avec l'air libre.

Le filtre peut marcher environ deux mois sans être nettoyé ; il faut une journée de trente hommes pour faire cette opération. On enlève une petite croûte de limon ; quand on a fait disparaître une certaine couche de sable, on la remplace par du sable nouveau, de manière à rétablir l'épaisseur primitive de la couche filtrante. Pendant qu'on nettoie le filtre, on donne à la ville de l'eau du bassin de dépôt non filtrée. Le sable est entièrement de niveau dans ces filtres ; il n'y a pas de vallées, comme dans les autres filtres.

La quantité d'eau demandée à ces filtres par mètre carré et par jour était très considérable. Il ne pouvait s'agir très certainement que d'une eau déjà presque limpide par elle-même.

6. Filtres de Glasgow. — On avait disposé les filtres de cette ville en trois étages successifs renfermant le premier du gros gravier ou du caillou, le second du sable ordinaire et le troisième du sable fin.

C'est l'ordre inverse qu'on adopte aujourd'hui, comme le meilleur et le plus économique. Les gros matériaux étaient destinés à retenir les plus grosses impuretés et à envoyer au sable fin une eau relativement pure.

La figure 79 représente la séparation entre deux étages successifs : l'un A garni de cailloux, l'autre B garni de gravier. Il y a chute d'un

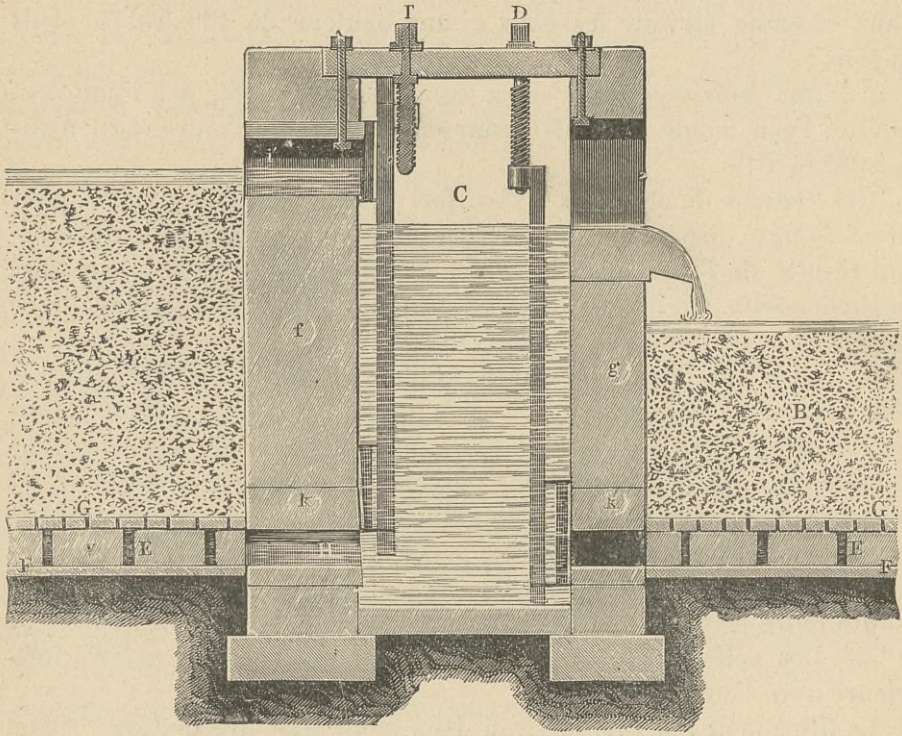


Fig. 79.

bassin à l'autre et un système de vannes permet de les faire communiquer, de les séparer ou de les vider.

Avant d'arriver en A, l'eau est déjà clarifiée par décantation dans de vastes bassins de dépôt, dont un renferme plus de 1 000 000 de mètres cubes.

Ce système, auquel on a donné le nom de filtre à gravitation, permet de nettoyer séparément chaque bassin ; il a l'avantage d'assurer l'aération de l'eau, mais il exige des surfaces énormes, et une chute assez considérable, consommée en pure perte. Les filtres modernes, comme ceux de Francfort, que nous décrirons plus loin, sont certainement préférables, mais il sont beaucoup plus coûteux, parce que les bassins sont voûtés.

7. Écosse. — Filtre de Paisley. — Dans les filtres que nous venons de décrire, la clarification de l'eau s'opère par son passage spontané à travers les couches de sable. Ils sont appelés pour cette raison, par les ingénieurs anglais, *filters self acting*. Ces derniers ont cherché aussi des filtres se nettoyant eux-mêmes, ou *filters self cleansing*, ce qui a été réalisé pour la première fois à Paisley (Écosse).

Il a été pratiqué une excavation de 6 à 8 pieds anglais de profondeur (2^m,40) ; des murs de revêtement l'environnent, et sur le fond a été appliquée une couche de terre glaise de 0^m,30 d'épaisseur, revêtue d'un pavage cimenté ; des briques posées de champ recouvrent ce pavage ; leurs rangs parallèles, qui laissent entre eux un intervalle libre de 6 millimètres, sont recouverts par une surface formée de tuiles plates perforées d'une infinité de petits trous d'environ 2^{mm},50 de diamètre. Sur cette espèce d'écumoire en tuiles plates se trouvent étalées six couches de gravier ayant chacune 25 millimètres d'épaisseur et dont la ténuité va croissant jusqu'à la couche supérieure, qui est composée de gravier très fin ou de sable très gros. Par dessus ces six couches est une épaisseur de 0^m,45 de sable très-fin et très-vif. Enfin une dernière couche de 15 centimètres de puissance, composée d'un volume de charbon animal, sur neuf volumes de sable vif et fin, complète ce filtre.

Les figures 11, 12 et 13 (pl. 3), représentent en plan et en coupes les dispositions générales des filtres de Paisley. AA, caniveau en pierre amenant l'eau au filtre ; BB, tuyaux verticaux en fonte ayant chacun deux orifices d'écoulement, l'un qui déverse l'eau sur la superficie du filtre, l'autre qui introduit le liquide au-dessous des couches filtrantes ; chacun de ces deux orifices est muni d'une vanne d'arrêt. CCC, passages de l'eau filtrée quittant l'appareil ; ils sont également munis de vannes. DD, caniveau conduisant l'eau filtrée dans le réservoir E. FF, passages pour l'écoulement de l'eau pendant le nettoyage du filtre. L'opération du nettoyage a lieu en fermant les orifices des tuyaux BB, qui déversent l'eau sur la superficie et en ouvrant les vannes qui admettent l'eau au-dessous des couches filtrantes. Les vannes des passages CC sont fermées et celles des passages FF ouvertes. L'eau bouillonne à travers les couches de gravier et de sable, en passant de bas en haut, les remue profondément et s'écoule par les orifices F, emportant les impuretés déposées dans les interstices du sable. Lorsque cette eau sort pure et limpide, l'opération est terminée. GG, caniveau par lequel s'écoule le liquide chargé d'impuretés.

Outre ce moyen de nettoyage employé une fois par mois, on enlève, avec de larges planches munies d'un manche, une épaisseur de sable de 1 centimètre. Le filtre n'est rechargé de sable qu'une fois ou deux

par an ; deux hommes en une demi-journée suffisent pour l'enlèvement du sable, et aussi pour recharger le filtre. On compte environ cinquante journées d'hommes employés à ce travail dans le courant de l'année, et la quantité de sable chargé dans le même temps est en moyenne de 180 mètres cubes.

La quantité d'eau filtrée par vingt-quatre heures est en moyenne de 3 019 mètres cubes, soit environ 4 500 litres par mètre carré pour vingt-quatre heures. Le coût de cet appareil a été un peu moins de 15 000 francs.

Les eaux, avant de s'écouler sur le filtre, séjournent dans deux réservoirs de dépôt, pour laisser le limon se précipiter avant la filtration ; l'un de ces réservoirs a 16 hectares de superficie sur 9 mètres de profondeur, l'autre 2 hectares sur même profondeur.

Avec des profondeurs aussi grandes, sous un climat humide et froid, il ne semble pas que l'eau puisse se corrompre même par un séjour un peu prolongé dans les bassins de décantation.

Quant au système du nettoyage des filtres par renversement du courant, il n'est plus guère pratiqué, car il exige une importante consommation d'eau précédemment clarifiée, et il ne donne qu'un nettoyage imparfait du sable. L'enlèvement du sable et le lavage à la machine doivent être meilleurs et moins coûteux.

8. Ancien bassin de filtration de Marseille, remplacé aujourd'hui par le bassin de décantation de Saint-Christophe

Marseille est alimenté par l'eau de la Durance, que lui amène le canal construit par de Montricher.

Anciens bassins de filtration. — A l'origine on avait établi sur le plateau de Longchamps deux bassins de filtration qui n'ont fonctionné que de 1852 à 1857. D'après les renseignements que nous a donnés M. le directeur du service, ces bassins ne servent plus actuellement que comme réservoirs d'approvisionnement pendant les chômages du canal.

L'un a 4 250 mètres carrés de superficie, l'autre 4 970 mètres carrés, total 9 220 mètres carrés, avec une capacité de 35 000 mètres cubes.

Ils sont à deux étages, l'étage inférieur a 2^m,55 sous clef, et l'étage supérieur 1^m,80 (*fig.* 3, *pl.* 4).

La voûte qui les sépare, en maçonnerie de moellons de 0^m,30 d'épaisseur, supporte un filtre de 0^m,80 d'épaisseur en graviers de différentes grosseurs.

Les eaux venant de la Durance pénétraient d'abord dans le compar-

timent supérieur, laissaient leur vase au filtre et descendaient dans le compartiment inférieur par les barbacanes A.

Au bout de six ans on a fini par renoncer au système : l'eau filtrée obtenue n'était pas en quantité suffisante pour alimenter une partie notable de la ville, et surtout le colmatage des filtres était beaucoup trop rapide ; une équipe de huit hommes était employée en permanence pour le nettoyage.

La moyenne de vase contenue dans l'eau de la Durance est de 1 litre par mètre cube ; le débit demandé aux filtres étant de 600 litres à la seconde, 11 mètres cubes par mètre carré et par vingt-quatre heures, ils gardaient en vingt-quatre heures 51 mètres cubes de vases, ce qui représente une épaisseur de 0^m,012. Lorsque les eaux étaient troubles, le filtre fonctionnait mal dès la fin du premier jour, et, le troisième jour, il fallait abandonner un des bassins pour le nettoyer.

On se décida à abandonner les filtres et à établir les bassins de décantation, qui ont donné une solution assez satisfaisante du problème.

Bassins de décantation. *Bassin de Saint-Christophe.* — On établit d'abord divers bassins sur le parcours du canal ; la décantation s'y opérât très bien, tant qu'ils ne furent pas trop envasés et que leur capacité fut suffisante pour permettre un séjour suffisamment prolongé des eaux boueuses. A l'exception du petit bassin de Panserot, 2 hectares de superficie sur 5 mètres de profondeur, tous les autres bassins sont aujourd'hui comblés : il a été impossible de les dévaser et d'en évacuer les boues, parce qu'on aurait comblé les vallons voisins et occupé progressivement tout le pays.

Le bassin de Réaltort, créé en 1867, a vu sa capacité réduite de 4 millions à 1 million de mètres cubes, et il serait aujourd'hui comblé si on n'avait pas créé le bassin de Saint-Christophe ; lorsqu'on avait projeté l'évacuation mécanique des vases, on s'était heurté aux oppositions des riverains de l'Arc, qui redoutaient l'envasement de la rivière, et à celles de la Marine, qui craignait l'envasement de l'étang de Berre où les vases devaient aboutir.

Le bassin de Saint-Christophe (*fig. 1 et 2, pl. 4*) est situé à la limite des Bouches-du-Rhône et de Vaucluse, dans un vallon resserré aboutissant à la Durance, de sorte que les eaux boueuses, de dévasement retournent à cette rivière d'où elles viennent. — Le bassin a 20 hectares de superficie, une profondeur maxima de 20^m,50, une capacité de 2 millions de mètres cubes ; il est limité à l'aval par un barrage en remblai de pierrailles recouvertes de maçonnerie ; il est entouré d'un canal de ceinture dont la profondeur est 2^m,55 à l'amont et 2^m,75 à

l'aval. Le fond est sillonné de nombreuses rigoles maçonnées partant du mur de ceinture et aboutissant dans un collecteur placé au thalweg et traversant le barrage; il est fermé au passage par trois vannes de 1 mètre carré de surface commandant trois aqueducs de fuite destinés à conduire à la Durance les vases et l'eau des chasses.

Les eaux prises en Durance, à 13 kilomètres de là, arrivent à une extrémité du barrage et pénétrant dans le bassin par un siphon renversé débouchent au fond du bassin à 17 mètres au-dessous du plan d'eau supérieur. — A l'autre extrémité commence le canal qui conduit à Marseille les eaux décantées et qui les reçoit du canal de ceinture.

Les eaux de la Durance remontent lentement dans le bassin en se clarifiant; les eaux claires de surface sont prises par des déversoirs ménagés au sommet du bajoyer du canal de ceinture, et celui-ci les emmène.

Quand il s'agit de dévaser, on envoie momentanément les eaux à Réaltort, on vide le bassin, les vases du fond apparaissent.

L'opération se fait à l'automne, à l'époque où les eaux de la Durance sont relativement claires et où le débit du canal, à l'aval de Saint-Christophe, peut être limité à 8 mètres cubes au lieu de 13 mètres cubes, à cause de la suppression des irrigations. — Comme il arrive 15^m,5 à Saint-Christophe, on peut disposer de 7^m,5 pour les chasses de dévasement. — Ce volume est reçu dans le canal de ceinture et peut être lancé dans les rigoles du bassin à l'aide de vannettes spéciales.

Une rigole à dévaser reçoit 2 000 à 3 000 litres par seconde; ce courant suffit à enlever la vase en tête, parce que la couche y est plus mince et la pente de la rigole plus forte qu'à l'aval. — Mais, à mesure qu'on descend, la vase devient plus épaisse, plus compacte, et inattaquable au courant; on réduit le courant à 300 litres par seconde, des ouvriers creusent dans la vase avec des pelles spéciales un chenal de 1 mètre à 1^m,50 de large qui descend jusqu'au radier maçonné; quand ce chenal est terminé, on rétablit le gros courant de 3 000 litres, il ronge les berges, provoque des éboulements et entraîne vers le collecteur la vase délayée. — Il faut recommencer plusieurs fois le recoupage des talus du chenal suivant la verticale.

L'opération dure quinze à dix-huit jours.

Les quantités de vase retenues par le bassin en une année sont très variables avec les crues de la Durance. — Depuis 1884, le cube annuel a été de 350 à 400 000 mètres cubes en moyenne; d'octobre 1886 à octobre 1887 il s'est élevé à 800 000 mètres, et il a fallu procéder à deux dévasements.

Ces renseignements, que nous a donnés M. le directeur du canal de

Marseille, montrent bien les difficultés que présente la décantation des eaux vaseuses.

Le niveau de la retenue demande à être réglé avec précision, car la portée du canal adducteur ne peut dépasser une certaine limite ; les pluies d'orage peuvent envoyer dans le bassin jusqu'à 17 mètres cubes par seconde. — La régularisation est obtenue au moyen de siphons déversoirs, avec amorçage automatique, analogues à ceux de Mittersheim. Ils sont logés dans une tour en maçonnerie, construite au milieu du barrage.

9. Filtres de Zurich. — A Zurich, on consomme l'eau du lac, et on la filtre, non pour la clarifier, puisqu'elle n'est pas trouble, mais pour lui enlever ses microorganismes. — On a confiance dans le sable pour l'enlèvement complet des bactéries.

Les bassins de Zurich sont découverts ; il est évident qu'ils n'ont pas exigé de fréquents nettoyages, et, en effet, on n'en pratique guère que neuf par an.

Puisqu'il n'y a que fort peu de matières solides à déposer, on peut sans danger demander à ces filtres un débit relativement considérable. On va jusqu'à 12 mètres cubes par mètre carré de sable et par jour. — C'est quatre fois au moins ce qui convient pour des eaux troubles.

Tous les organismes sont-ils retenus avec une vitesse aussi forte ? Ce n'est pas chose certaine. Les eaux du lac, comme les eaux de rivières, présentent sous le rapport de la teneur en bactéries des variations considérables ; ainsi les eaux ne contiennent d'ordinaire que 200 germes par centimètre cube ; le nombre s'en est élevé à 2 000, en hiver, lorsque le lac était recouvert de glace.

Un examen bactériologique continu peut seul porter la lumière sur ces variations dues à des causes peu connues.

Le prix de revient du mètre cube d'eau purifié s'est élevé, à Zurich, à environ 8 millimes tout compris.

10. Bassins couverts de décantation et de filtrage de Francfort-sur-le-Mein et de Varsovie.

M. W. Lindley, ingénieur en chef de la ville de Francfort, a donné une description fort intéressante des procédés qu'il a suivis pour la clarification des eaux de cette ville.

Quand il s'agit de purifier de grandes masses d'eau, la décantation combinée avec le filtrage s'impose. La décantation seule, à moins qu'on ne dispose de lacs naturels ou artificiels, ne peut suffire, car elle exige des bassins énormes et un long séjour de l'eau dans ces bassins. Le

filtrage seul coûterait très cher, sans aucun avantage puisqu'il est facile de se débarrasser par décantation de la plus grande partie des matières en suspension.

Une combinaison des deux procédés donne les meilleurs résultats.

1° *Bassin de dépôt.* — Une série d'expériences permet de déterminer la proportion de matières solides qu'on peut enlever à l'eau donnée, dans un temps raisonnable : l'eau tranquille abandonne assez vite les plus gros éléments en suspension, mais il faut d'ordinaire un temps énorme pour qu'elle abandonne le reste ; souvent elle demeure indéfiniment louche et, en tout cas, elle s'altère avec rapidité. Il faut donc réduire le plus possible la durée du dépôt et se servir, par conséquent, de bassins de petite dimension.

Il y a deux systèmes de dépôt : le système *intermittent* et le système *continu*.

Le premier, le plus simple, consiste à remplir un bassin, à y laisser l'eau en repos, puis à le vider au bout d'un certain temps. Le bassin n'est utilisé pour la clarification, ni pendant le remplissage, ni pendant la vidange ; les deux opérations mettent à chaque fois la vase en mouvement. De plus, il faut que le bassin de dépôt soit au-dessus du bassin de filtrage, ce qui force à dépenser de la pression pour élever les eaux à 3 ou 4 mètres en pure perte.

Dans le système continu, l'eau entre sans cesse par un bout du bassin et sort par l'autre, mais on lui impose, à l'aide de cloisons et de chicanes, un long parcours qu'elle effectue avec lenteur. Elle passe directement, sans chute sensible, du bassin de dépôt au bassin de filtrage.

Les études de M. Lindley lui ont montré que :

1° Dans un bassin large, les dépôts sont irréguliers et occupent seulement une partie de la largeur ;

2° Avec un mouvement très lent, les moindres forces suffisent pour provoquer un courant local entre le point de départ et le point d'arrivée ;

3° L'eau suit le plus court chemin ; aussi, dans un bassin large, les parties latérales restent-elles stagnantes ;

4° En été, quand l'eau se refroidit dans le bassin, le courant est superficiel et les parties profondes restent stagnantes ; une différence minime de température suffit à produire cet effet.

Ces observations ont commandé la disposition adoptée pour les bassins de dépôt de Francfort : ils sont formés de galeries distinctes, de 5 à 6 mètres de large et de 80 à 120 mètres de long, avec une profondeur de 2 à 3 mètres (*fig. 5 à 10 pl. 4*).

L'eau arrive, par une conduite A communiquant par un robinet-vanne avec chaque galerie, elle s'y épanche par une trompe tournée vers le

haut ; en été, le courant de l'eau serait ascendant et superficiel (*fig. 10*), aussi la prise de sortie se fait-elle par le fond ; en hiver, c'est le contraire, et, pour forcer l'eau à parcourir toute la section du bassin, la prise de sortie se fait par le haut. Il n'y a qu'une vanne à manœuvrer pour obtenir cet effet alternatif.

L'eau sort du bassin par un déversoir de superficie, tombe dans un canal en maçonnerie B, et la conduite C la mène aux bassins de filtrage.

On voit sur la coupe (*fig. 9*), les appareils de décharge et de vidange des boues.

Ces bassins de dépôts retiennent en six heures 90 0/0 des matières en suspension ; la vitesse du courant est de 0^m,004 à la seconde. Cette vitesse étant admise, on peut calculer les dimensions des bassins d'après le débit quotidien à fournir.

Dans les anciens bassins, comme ceux de Londres, la durée de la décantation est beaucoup plus longue ; elle varie de douze heures à cinq jours et est ordinairement d'un jour et demi.

2° *Bassin de filtrage.* — Les conditions essentielles d'un bon filtrage sont les suivantes :

1° La filtration doit être *lente* et en rapport avec l'impureté des eaux : l'eau provenant de bassins argileux est la plus difficile à traiter. Dans certains établissements, on demande un débit beaucoup trop fort par mètre carré de filtre et par jour. M. Lindley estime que le débit normal doit être compris entre 1^m³,8 et 3 mètres cubes par mètre carré et par jour, soit en moyenne 2^m³,4. En tenant compte des pertes au commencement et à la fin de chaque opération, il ne faut pas compter sur plus de 2 mètres cubes.

D'après cette base, on déduit de la consommation journalière la surface des filtres et, pour tenir compte de la réserve en vue du nettoyage, on majore cette surface de 10 ou 20 0/0.

2° Il faut que chaque mètre carré de filtre *travaille également* ; il ne suffit pas, on le comprend, que la moyenne soit réalisée sur l'ensemble. Cela suppose que la pression sous laquelle se produit l'écoulement est partout la même, ce qui n'est pas absolument possible, car il faut tenir compte de la perte de charge nécessaire à l'écoulement de l'eau dans les canaux abducteurs placés sous le filtre ; à l'origine de l'opération, lorsque le sable est neuf, une pression de quelques centimètres seulement assure le passage de l'eau ; si la charge nécessaire à l'écoulement dans les canaux abducteurs est relativement trop considérable, ce qui se produit si ces canaux sont de dimension trop faible, il peut arriver que la pression soit excessive sur un bout du filtre et qu'il passe alors de l'eau trouble.

Les canaux abducteurs doivent donc être de grandes dimensions ;

il ne faut pas se contenter de petits tuyaux perforés, qui, pour l'écoulement, exigent une forte charge ; il ne faut pas, non plus, établir une voûte ou un plafond perforé, sous toute la surface du filtre, parce qu'alors on perd, à chaque vidange, toute l'eau contenue dans ce réservoir.

La vitesse maxima dans les canaux abducteurs doit être limitée à $0^m,08$ ou $0^m,10$ par seconde.

La pression nécessaire augmente avec l'âge du filtre ; quelques centimètres suffisent sur du sable neuf, et ensuite on augmente la charge progressivement à mesure que les couches superficielles du sable se feutrent et s'ensavent ; un certain feutrage est indispensable pour une bonne clarification.

3° Le débit doit rester *normal et régulier*, quel que soit l'âge du filtre. A cet effet, il faut chaque jour régler la pression comme nous venons de l'expliquer. Les filtres, ainsi que les machines qui les alimentent, doivent avoir un débit régulier et ininterrompu ; comme la consommation d'eau pure est irrégulière, c'est le réservoir à eau clarifiée qui sert de régulateur.

Chaque bassin de filtrage est arrêté et nettoyé, lorsque la pression exigée pour le débit normal a atteint son maximum.

4° *Réalisation d'un débit constant.* — Le niveau de l'eau au-dessus du filtre est constant ; pour obtenir la charge variable nécessaire au débit normal, on demande au bassin qui reçoit l'eau clarifiée de créer lui-même cette charge. A cet effet, on tire de ce bassin un débit constant, et le niveau de l'eau s'y établit de telle sorte qu'entre ce niveau et celui de l'eau sur le filtre il y ait la chute exigée pour le débit constant.

Le débit constant s'obtient en ménageant dans la paroi du bassin d'eau pure un orifice de dimension donnée et en s'arrangeant pour que la hauteur d'eau au-dessus de cet orifice soit constante, de manière à produire le débit voulu ; on règle l'entrée de l'eau en agissant de temps en temps sur une vanne placée dans le canal allant du filtre au bassin d'eau pure.

A Varsovie, on a un *régulateur automatique* (fig. 80, pl. 4). On voit, en A, la chambre qui reçoit l'eau clarifiée venant du filtre situé à droite ; au milieu de la chambre est un tube vertical dont la partie supérieure *t*, qui glisse par un mouvement télescopique sur la partie inférieure fixe, est suspendue à deux flotteurs *f* ; le tuyau *t* porte latéralement, à quelque distance au-dessous de son sommet, deux fentes rectangulaires ; ces fentes se trouvent, par le jeu des flotteurs, à une profondeur constante sous le niveau d'eau de la chambre A ; elles prennent donc un débit constant. Les flotteurs descendent à

mesure que le filtre vieillit et que s'accroît la dénivellation h entre l'eau du filtre et l'eau de la chambre A.

4° *Couches filtrantes.* — Il faut pour la couche supérieure un sable assez fin, mais bien granulé et de composition constante. Sous le sable on

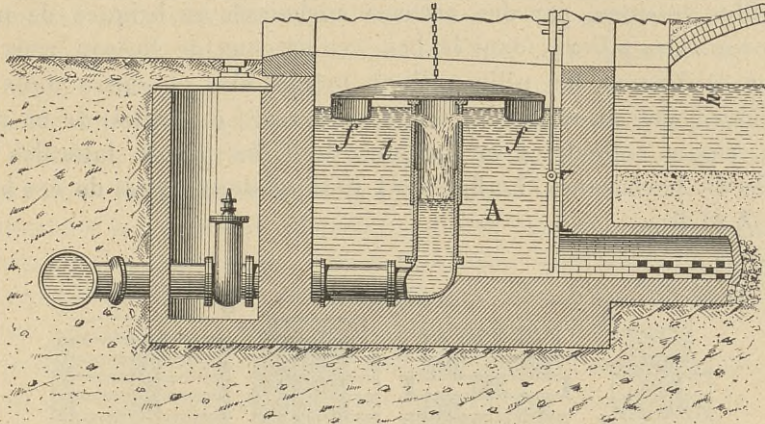


Fig. 80.

met des graviers et des cailloux de grosseur croissante, chaque couche devant empêcher le passage des éléments de la couche précédente.

Voici la composition du filtre de Varsovie :

0 ^m ,60	de sable fin,
0 ^m ,05	de gros sable,
0 ^m ,08	de petit gravier,
0 ^m ,15	de gros gravier,
0 ^m ,15	de galets,
0 ^m ,28	de gros galets.

TOTAL... 1^m,31

La couche d'eau qui surmonte ce filtre est de 1^m,20.

A Berlin, l'épaisseur totale est de 1^m,20; cela paraît le minimum au-dessous duquel il ne faut pas descendre.

L'épaisseur de 0^m,60 pour le sable n'est pas indispensable, la moitié est suffisante, mais on revivifie le filtre sans le démonter avec 12 ou 20 raclages de 1,5 à 2,5 centimètres, et on ne le reconstitue que quand il reste seulement 0^m,30 de sable.

A Varsovie, à cause de l'eau argileuse de la Vistule, on a soin de battre et de comprimer la surface du sable après chaque raclage.

4° *Dimensions du filtre.* — Pour un bon fonctionnement, la surface ne doit pas dépasser 2 000 à 3 000 mètres carrés.

5° *Disposition des bassins voûtés.* — Les dispositions adoptées par M. Lindley sont très bien combinées.

Les *voûtes de Varsovie* sont portées par des piliers carrés en grante de 0^m,38 de côté, espacés de 4 mètres, et réunis entre eux à leur partie supérieure, tant avec les piliers de leur file qu'avec ceux des deux files voisines, par des arceaux surbaissés en briques de même largeur que les piliers ; dans le bas, ces arceaux de liaison renversés relient seulement les piliers d'une même file, et entre deux files parallèles règne un radier en voûte renversée ; au milieu de ce radier est la rigole collectrice en briques dont les parois latérales sont munies de barbacanes. La figure 81 indique deux types de ces barbacanes A et B.

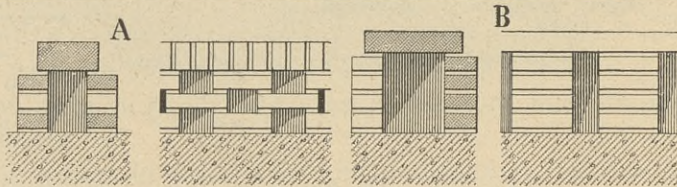


Fig. 81.

Des ouvertures pratiquées dans les voûtes sphériques assurent l'éclairage et l'aérage.

6° *Mise en charge du filtre, nettoyage.* — Quand on met un filtre en action, on y introduit par en bas de l'eau claire prise au bassin de réserve jusqu'à affleurer le sable par en haut, puis on introduit l'eau trouble et on l'y laisse en repos pendant deux jours, afin de faciliter le dépôt de la vase et la formation du feutrage sur la croûte supérieure du sable. Tant que ce feutrage n'est pas commencé, un filtre laisse passer de l'eau trouble.

Quand la pression atteint 0^m,60, il faut nettoyer le filtre, ce qui est nécessaire en moyenne toutes les trois ou quatre semaines. On enlève 1 à 2 centimètres du sable vaseux, mais on n'attaque pas le sable rougeâtre qui existe encore sur quelques centimètres au-dessous de cette première croûte ; il joue le rôle du feutrage primitif. On ne l'enlève que quand l'épaisseur du sable est réduite à 0^m,30. — L'enlevage se fait par brouettes sur plans inclinés.

A Varsovie, quinze hommes en dix heures nettoient un filtre de 2 100 mètres carrés, mais il faut quatre jours à cette équipe quand il s'agit de renouveler le sable. On se sert de sable neuf ou de sable lavé, c'est une question de prix de revient.

On ménage dans les murs latéraux des cheminées nombreuses

mettant les canaux d'abduction et les graviers en communication avec l'air extérieur, et, à chaque nettoyage, l'air pénètre pour oxyder les matières organiques.

11. Filtration des eaux de Londres. — Londres est presque uniquement alimentée en eau filtrée; mais les compagnies qui l'alimentent n'envoient à leurs filtres que de l'eau bien décantée au préalable, c'est-à-dire à peine louche. Elles disposent, à cet effet, de grands bassins de dépôt susceptibles d'assurer la consommation pendant la durée des crues de la rivière ou bien elles pompent, en temps de crue, les eaux dans les bancs de graviers des rives.

Néanmoins la vitesse de filtration admise est très lente; pour les sept compagnies, elle varie de 65 à 110 litres par mètre carré et par heure, moyenne 87 litres; en Allemagne, on admettait 125 litres, on a tendance aujourd'hui à diminuer cette proportion de moitié.

La pratique du filtrage est donc très soignée à Londres, et le remaniement des filtres est très rare, parce qu'on n'y admet que de l'eau déjà éclaircie; aussi ne touche-t-on au sable que tous les deux mois au plus.

12. Filtres de Magdebourg. — Comme beaucoup de grandes villes d'Allemagne, Magdebourg est alimentée en eau de rivière filtrée. L'eau est prise à l'Elbe par un aqueduc maçonné de forme circulaire de 1^m,25 de diamètre, de 390 mètres de long et de 0^m,04 de pente totale. Il amène les eaux dans un puisard d'où elles sont envoyées par deux pompes centrifuges dans les bassins de décantation; chaque pompe, actionnée par une machine Compound dont les pistons, de 0^m,35 et 0^m,60 de diamètre, ont 0^m,40 de course, peut élever 40 000 mètres cubes en 24 heures; l'élévation totale est de 7^m,30, et les pompes sont à peu près au milieu de cette hauteur.

Il y avait à l'origine six bassins de décantation, trois ont été transformés en bassins de filtrage; contrairement à ce qui se pratique en Angleterre, on ne s'astreint pas en Allemagne à une décantation prolongée.

Les trois bassins conservés sont des rectangles d'environ 15 mètres sur 90 mètres; l'eau est introduite au milieu d'un petit côté par un puits maçonné qui déverse les eaux dans un petit canal maçonné placé au sommet du mur; le déversement de l'eau brute se produit sur toute la longueur du petit côté: en temps de gelée, une vanne permet l'introduction par le bas. Une vanne de décharge permet l'évacuation des eaux boueuses du lavage. L'eau décantée est prise, sur le petit côté opposé, par 8 tuyaux de 0^m,20 de diamètre, recourbés vers le bas et

dont la bouche se trouve à 1^m,90 au-dessus du radier ; pour un débit de 28 000 mètres cubes, la vitesse d'écoulement est de 0,0016 à la seconde, et l'eau sort du bassin 17 heures après y être entrée.

Les bassins de filtrage ont été améliorés dans ces dernières années.

13. Filtres de Berlin.

Berlin est alimentée avec de l'eau filtrée prise à la Sprée ou à ses dépendances ; la nécessité d'assurer la purification de cette eau a conduit les ingénieurs de la ville à rechercher tous les perfectionnements des filtres à sable et à se livrer, au sujet du fonctionnement de ces filtres, aux études bactériologiques sagement conduites par le D^r Koch.

En 1856, la ville comptait 400 000 habitants et prenait à la Sprée 59 000 mètres cubes d'eau par 24 heures. Plus tard il fallut prendre les eaux du lac Tegel, élargissement de la rivière Havel, à 12 kilomètres au nord-ouest de la ville ; les travaux furent exécutés de 1874 à 1887 et on amena 85 500 mètres par jour.

La population s'accroissant de 40 000 têtes par an, comme on ne pouvait prendre davantage au lac Tegel, on alla chercher l'eau à l'Est de la ville, dans le lac Müggel, élargissement d'un bras de la Sprée. Ce lac a une profondeur d'environ 8 mètres et une capacité de 36 millions de mètres cubes.

Le projet approuvé, mais exécuté seulement à moitié, prévoit une prise de 177 500 mètres cubes par 24 heures, ce qui fait un peu plus de 100 litres par jour pour une population qui atteindrait 2 millions et demi d'habitants. Le service de distribution est constant à Berlin, mais l'eau est uniquement vendue au compteur.

Les eaux de la Sprée sont riches en matières organiques et il faut nécessairement les filtrer même en hiver ; le froid régnant de la mi-novembre à la fin de mars, on a cru nécessaire d'employer uniquement des filtres voûtés et recouverts de terre.

Le sable dont on dispose est d'un grain uniforme, de un demi à trois quarts de millimètre en diamètre, avec 33 0/0 de vide, comprenant 81 parties de quartz, 2,3 de calcaire et 11,7 de silicates.

Les bactéries de l'eau de la Sprée sont très nombreuses, mais on n'y trouve point d'ordinaire les bactéries pathogènes.

Cependant il est nécessaire d'éliminer ces microorganismes, ce à quoi on arrive par le filtrage au sable, pourvu que la couche active de sable repose sur des graviers stérilisés au préalable et purs de toute cause de putréfaction.

Les filtres sont établis près du lac Müggel et l'eau purifiée est

refoulée, à 16 kilomètres de là, dans les réservoirs de Lichtenberg, placés sur un plateau à 6 kilomètres environ du centre de la ville.

La prise d'eau se fait dans le lac à 100 mètres de la rive, sous 2 mètres de profondeur, par un aqueduc qui amène l'eau dans une première chambre où une grille en fer arrête les gros corps flottants ; elle passe ensuite dans une longue chambre étroite garnie de cribles en feuilles de cuivre.

Quatre groupes indépendants de filtres sont prévus ; le maximum du débit est fixé à 100 litres à l'heure par mètre carré de sable. Chaque groupe comporte 8 bassins actifs, plus 3 bassins de remplacement ; la surface d'un bassin est de 233 ares.

Il importe qu'un groupe de filtres donne un débit régulier, malgré la pression croissante qu'il faut exercer sur le sable ; nous connaissons l'appareil automatique installé à cet effet à Varsovie. A Berlin, on obtient le même effet par une manœuvre de vannes ; il y a une chambre à trois compartiments, le niveau de l'eau dans celui du milieu doit être constant pour qu'il envoie au troisième un débit constant, mais le niveau varie dans le premier qui communique avec les filtres ; en manœuvrant de temps en temps une vanne qui relie le premier au second, on maintient un niveau constant dans le second, mais on abaisse peu à peu le niveau du premier et, par conséquent, on augmente la charge sur le sable filtrant. Le niveau du premier compartiment est supérieur au niveau normal du second d'une hauteur qui varie de 0^m,39 à 0^m,76.

Les bassins sont couverts par des voûtes d'arêtes portées par des piliers espacés de 4^m,50 d'axe en axe ; au sommet de la voûte d'arête il est facile de ménager un vide rectangulaire qui peut recevoir une cheminée d'aération ou d'éclairage. Il existe au-dessus du sable, sous la voûte, une hauteur libre de 1^m,80, grâce à laquelle la circulation et le travail de nettoyage sont faciles.

Les machines pour le lavage du sable sont placées entre les filtres de chaque groupe ; un dallage cimenté reçoit d'un côté le sable sale et de l'autre le sable lavé. Un petit moteur à vapeur actionne une pompe centrifuge et un cylindre ou plutôt un tronc de cône, légèrement incliné sur l'horizon, garni à l'intérieur de lamelles implantées en spirale sur sa périphérie, de sorte que le sable se meut lentement le long de la génératrice inclinée, en même temps qu'il se trouve brassé par le mouvement de rotation de l'appareil qui fait huit tours à la minute. Il y a une consommation de 10 mètres cubes d'eau par mètre cube de sable.

Le réservoir de l'eau filtrée est disposé de telle sorte que l'eau n'y demeure stagnante en aucune partie. (Voir sur la filtration des eaux

du lac Müggel la *Notice* de M. l'ingénieur Henry Gill, insérée dans le volume de 1895 de la Société des ingénieurs civils de Londres.)

Instruction pour la manœuvre des filtres du lac Müggel.

— Voici le résumé de cette instruction, d'après le mémoire de M. Gill :

1. *Remplissage du filtre.* — La mise en action d'un filtre préparé commence par le remplissage. Il consiste à chasser l'air contenu dans le sable en introduisant de l'eau par le fond du filtre. Cette eau est de l'eau filtrée prise dans les réservoirs et arrivant par la conduite A ; elle pénètre dans les chambres en sens inverse des flèches et passe dans la chambre de charge par le robinet B. On ouvre la vanne C, mais seulement de manière

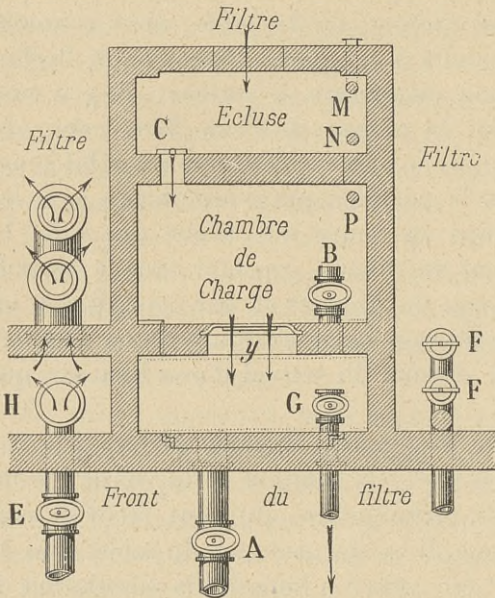


Fig. 82.

mais seulement de manière que l'eau mette 10 heures à remonter jusqu'à la surface du sable dans le bassin voisin ; le flotteur M, placé dans un tube qui communique avec le filtre, indique le mouvement ascensionnel de l'eau dans le sable. Si l'afflux de l'eau se faisait trop vite, on risquerait de laisser subsister dans la masse de sable des poches remplies d'air, qui empêcheraient un fonctionnement régulier du filtrage et pourraient plus tard bouleverser le sable. Quand l'eau a monté de 0^m,10 sur le sable, on ferme les vannes C

et B, et on ouvre la vanne E d'introduction de l'eau non filtrée, mais on l'ouvre lentement pour que l'afflux d'eau ne bouleverse pas la surface du sable ; quand l'eau est parvenue à 0^m,50 au-dessus du sable, la vanne est ouverte en grand pour hâter le remplissage. Le niveau dans le filtre ne doit pas monter de plus de 0^m,12 par heure, afin que la vitesse du liquide demeure limitée. On régularise ainsi l'introduction jusqu'à ce que l'eau ait atteint le niveau du trop plein ; la valve automatique H règle le remplissage.

2. *Marche du filtrage.* — Le filtre rempli n'est mis en action que 24 heures après, afin que les pores de la surface du sable aient le temps de se colmater. Si on ne peut observer ce délai, il faut

tout au moins n'augmenter que très lentement le débit qu'on demande au filtre. Cette augmentation graduelle est obtenue par l'ascension lente de la vanne C; le niveau dans la chambre de charge ne dépasse pas d'abord de plus de 0^m,04 le déversoir de l'orifice *y*, puis il s'élève peu à peu et finit par atteindre sa valeur normale de 0^m,19. A ce moment, le bassin de filtrage a atteint son débit normal, qui est de 2^m,5 par mètre carré de surface de sable et par 24 heures.

Après avoir ouvert la vanne d'introduction E, le gardien doit veiller à ce que la vanne automobile H tiende le filtre constamment rempli au niveau même du déversoir de trop plein, et, en abaissant ou en élevant la vanne régulatrice C, il force le niveau dans la chambre de charge à rester à 0^m,19 au-dessus du déversoir de l'orifice *y*. La variation des niveaux dans le filtre, dans la chambre à écluse et dans la chambre de charge, est indiquée par des flotteurs M, N, P, sur des échelles fixées aux parois de l'édifice.

Il est très important d'empêcher toute fluctuation soudaine de la pression; car tout changement brusque de pression sur la vase graduellement déposée à la surface du sable réduit à l'instant la clarté de l'eau filtrée. Le même effet est produit par chaque changement brusque du débit de décharge. Pour éviter ce danger et pour assurer un débit uniforme, le surveillant doit avoir constamment le souci de maintenir le niveau constant dans la chambre de charge. Quand le débit normal a été atteint, la résistance au passage de l'eau à travers le sable s'accroît régulièrement et graduellement avec l'épaisseur du dépôt vaseux sur le filtre, d'où une ascension graduelle et méthodique de la vanne C. Régulièrement, à moins d'ordres contraires, cette vanne ne doit pas être levée de telle sorte que la différence de niveau entre l'eau du filtre et l'eau de la chambre écluse dépasse 0^m,50; cette différence d'abord nulle croît progressivement; quand elle est de 0^m,50 et que le débit normal sur l'orifice *y* ne peut être maintenu, il faut mettre le filtre en chômage et le nettoyer. Des considérations hygiéniques forcent à ne point laisser le filtre trop longtemps en chômage.

Quand un filtre a fonctionné quelques semaines, les matières organiques retenues à la surface peuvent se décomposer et en été se putréfier. Le passage de l'eau à travers cette matière en putréfaction offre des dangers; c'est un signe de fermentation avancée lorsque des masses spongieuses flottent à la surface de l'eau dans le filtre; ces masses montent du fond de l'eau, elles sont formées d'un mélange de matières diverses et de gaz. Il est temps alors d'arrêter le filtre et de le nettoyer.

3. *Vidange et nettoyage du filtre.* — La vanne d'admission E est d'abord fermée. On ouvre A, ainsi que les vannes FF, qui corres-

pendent par un tuyau de trop plein avec le niveau supérieur du sable dans le filtre. Quand ce niveau est atteint, on ouvre B et G ; de la sorte l'eau restant dans la masse filtrante s'écoule, le filtre se vide jusqu'au fond et cependant ni la surface, ni la masse du sable ne sont attaquées par des courants. Comme l'eau abandonne le sable et le gravier de support, l'air vient combler les vides, et son entrée est facilitée par des tuyaux verticaux placés le long des parois du bassin. Quand la filtration suit bien le processus indiqué au paragraphe 2, le dépôt vaseux ne pénètre pas profondément dans le sable et reste presque entièrement à la surface. Il suffit alors d'enlever une épaisseur de 0^m,01 de sable. Le dressage de la surface exige des hommes expérimentés, et il faut prendre un soin tout particulier pour ne pas enlever trop de sable. La dépense de l'opération dépend beaucoup de ce soin. Le sable enlevé dans chaque division voûtée, de 19 mètres carrés de superficie, est réuni en tas au milieu de cette division et, quand tous les tas ont été ainsi formés, on les enlève à la brouette et on les porte au dépôt spécial. La surface supérieure du sable restant est lissée avec un outil semblable à un râteau de bois sans dents, en prenant soin d'entamer le moins possible la surface compacte.

La surface du sable est disposée de manière à avoir une inclinaison de 0^m,06 entre les valves F et la muraille opposée afin de faciliter l'évacuation de l'eau ; il faut avoir soin de maintenir cette pente. Quand un filtre a été vidé, il faut, si possible, le laisser exposé quelque temps à l'action de l'atmosphère ; il reste vide et, sauf en hiver, on laisse ouverts les vitrages du sommet des voûtes afin d'assurer la ventilation. En hiver, pour empêcher la formation de la glace, les vitrages susdits sont recouverts de volets en planches qui empêchent la radiation de la chaleur. Sur les onze filtres de chacune des quatre divisions, huit suffisent avec leur production normale pour alimenter les pompes élévatoires ; en temps normal, il y a donc dans chaque division huit filtres en travail et trois en réserve. Afin de prévenir les transports inutiles des planches destinées à former les chemins de brouettes, l'opération du nettoyage doit être poursuivie successivement d'après un plan méthodique arrêté d'avance.

4. *Renouvellement du sable.* — Le sable enlevé n'est pas remplacé avant que l'opération du nettoyage n'ait été plusieurs fois renouvelée, parce qu'il est difficile de mettre en place une très mince couche de sable et que, de plus, on serait forcé d'interrompre le travail de la filtration trop fréquemment. Quoique la filtration ne souffre pas si la couche de sable de 0^m,60 est réduite à la moitié de son épaisseur, l'action chimique du sable décroît progressivement. Pour ce motif, le remplacement du sable se fait quand son épaisseur a été réduite

de 0^m,20. Pour le brouettage du sable, il faut employer une équipe d'ouvriers peu nombreux; plus le nombre est réduit, plus sont réduites les pauses que fait chaque homme sur le sable en allant et venant.

A certains intervalles, les murs latéraux et les piliers des bassins doivent être débarrassés des dépôts organiques qui y sont attachés. L'eau, qui doit être rejetée, peut être employée à cet usage; l'opération se fait à l'aide d'un radeau ou d'un bateau étroit. Ces dépôts attachés aux parois favorisent le développement des microorganismes qui peuvent nuire à la qualité de l'eau; il faut donc les enlever.

5. *Lavage du sable.* — Le sable enlevé est lavé pour être réemployé. Le lavage doit être assez parfait pour qu'un échantillon du sable lavé, jeté dans un verre d'eau claire, n'y produise aucun trouble. A cet effet, il faut observer les précautions suivantes :

a. La durée du lavage doit être prolongée suivant la dimension du sable et l'importance du dépôt vaseux, en réduisant le nombre des rotations du tambour à la minute, la quantité d'eau employée au lavage restant la même.

b. En même temps le déversoir circulaire, de plus grand diamètre que le tambour, par où s'échappe l'eau vaseuse, doit être soulevé de manière à augmenter la hauteur de l'eau dans le tambour. Les impuretés inorganiques, qui produisent la vase, s'éliminent facilement par le lavage. Mais les matières organiques, comme les algues, causent une sérieuse difficulté; ces matières s'enlèvent avec beaucoup de peine, si le sable humide sortant des filtres n'est pas lavé immédiatement et si on l'abandonne en tas à une température favorable au développement de ces végétations. Le sable sale doit donc être lavé, autant que possible, aussitôt qu'il a été charrié. La boue et la vase se déposent au fond d'un bassin qui reçoit l'eau trouble, et l'eau clarifiée se déverse au dehors. Quant au sable fin sortant du tambour avec le sable du filtre, après être sorti du bassin de réception, il se dépose dans une chambre spéciale; l'eau s'écoule claire et purgée de sable. Les dépôts obtenus sont enlevés, et le contremaître a soin de faire nettoyer les bassins aussi souvent que cela est nécessaire.

Enquête sur les grands filtres à sable (MUNICIPALITÉ DE BRUXELLES). — La ville de Bruxelles, se proposant de compléter son alimentation par une prise d'eau en Meuse, en amont de Namur, a adressé, en 1892, aux grandes villes qui ont des distributions d'eau filtrée, une circulaire demandant de faire connaître ce qu'on peut attendre d'une filtration d'eau bien conduite. — Voici les extraits des principales réponses, consignées dans le rapport de M. Putzeys, ingénieur en chef du service des eaux de Bruxelles.

Rotterdam. — Par la filtration l'eau perd 90 à 99 0/0 de ses bactéries et n'en conserve pas un nombre plus grand que celui qu'on trouve dans les eaux de source.

En ce qui concerne les moyens employés pour purifier l'eau de rivière afin de la rendre potable, le traitement de l'eau se fait suivant la méthode par le sable, bien connue, également employée à Londres et à Berlin.

L'eau est prise à la Meuse pendant les moments de la journée où elle est la plus pure et reçue dans les bassins de dépôt; elle y est laissée en dépôt pendant vingt-quatre heures et est ensuite amenée sur les lits filtrants, qui sont formés de sable de rivière grossier et pur.

On prend ensuite grand soin que la filtration soit aussi lente et aussi régulière que possible, car ce sont les deux facteurs les plus importants de la filtration.

Enfin les moyens chimiques pour la précipitation des matières en suspension, comme par exemple l'alun, ne sont pas employés. Néanmoins, on tâche d'accélérer l'oxydation par le contact du fer.

Schiedam. — Les résultats des recherches bactériologiques de 1890 sont données ci-après :

DATES	EAU DE RIVIÈRE	EAU REPOSÉE	EAU FILTRÉE	EAU DEUX FOIS FILTRÉE
	Nombre de bactéries par centim. cube	Nombre de bactéries par centim. cube	Nombre de bactéries par centim. cube	Nombre de bactéries par centim. cube
9 janvier 1890.....	48.620	2.194	432	32
15 février »	22.650	6.235	74	24
8 juillet »	28.000	656	396	80
6 septembre »	28.000	440	142	8
20 » »	49.200	10.398	6.640	98

Magdebourg. — Nous empruntons au fleuve d'Elbe, en amont de la ville, l'eau pour notre service des eaux. L'eau est élevée au moyen de pompes dans de grands bassins de dépôt; ceux-ci mesurent environ 100 mètres de longueur sur 30 de largeur; chaque bassin a une contenance de 7 800 mètres cubes, dont 6 300 mètres cubes sont mis à profit. Le nombre de ces bassins est de six; ils comportent ainsi au total un volume utilisable de 38 000 mètres cubes environ. L'eau empruntée à l'Elbe est élevée dans les bassins, séjourne dans ces derniers pendant une durée d'au moins vingt-quatre heures, afin d'y déposer la plus grande partie des matières précipitables. Il n'est pas procédé à des manipulations chimiques.

Des bassins de dépôt, l'eau est amenée dans des bassins de filtration voûtés; ces filtres sont au nombre de huit et présentent une surface

d'environ 10 000 mètres carrés. Dans les bassins de filtration se trouve une couche perméable, qui est constituée en dessous par du gros gravier et au dessus par du sable fin. Cette couche a, dans six filtres, une épaisseur de 1^m,35, et dans deux filtres une épaisseur de 1 mètre. L'eau amenée dans les bassins de filtration pénètre par le haut à travers la couche de filtration et y dépose à la surface les matières impures et les bactéries. C'est la partie supérieure de la couche qui doit être renouvelée le plus souvent : on enlève régulièrement une couche supérieure de sable de 0^m,04 d'épaisseur, que l'on remplace par du sable frais lavé. Ce renouvellement a lieu à intervalles de deux à trois jours; il doit cependant, lorsque l'eau est particulièrement chargée de matières impures, avoir lieu plus fréquemment, quelquefois même après vingt-quatre heures.

Après huit mois environ, une couche épaisse de la partie supérieure du filtre est renouvelée.

Le sable sali, retiré du filtre, est lavé non chimiquement, mais au moyen d'une machine (principalement par un lavage intensif à l'eau); il peut alors être employé de nouveau comme couche à filtre.

Les résultats de la filtration sont bons; l'eau devient parfaitement claire et transparente, sans odeur et de bon goût. L'élimination des bactéries de l'eau se fait très bien. Les expériences auxquelles il a été procédé régulièrement ont donné les résultats ci-après.

L'eau renfermait comme germes par centimètre cube :

ANNÉES	AVANT la filtration	APRÈS la filtration.
1888-1889 en moyenne.....	342	93
1889-1890 »	640	81
1890-1891 »	793	47

Ces résultats démontrent que, par la filtration, les bactéries sont presque complètement éliminées de l'eau. Quant au chlore, à la magnésie et à la dureté de l'eau, la filtration n'a, par contre, aucune influence.

Breslau. — La consommation d'eau en cette ville s'élève en moyenne à 27 500 mètres cubes pour vingt-quatre heures, le maximum de consommation atteignant 36 000 mètres cubes.

La filtration s'opère au moyen de quatre filtres à sable, représentant une surface de 16 700 mètres carrés de sable, mais par suite de l'insuffisance de cette surface de filtre, un cinquième filtre, de 4 000 mètres de surface de sable, va être établi. Le sable employé pour la filtration est pris dans le lit de l'Oder. Les lits des filtres sont établis suivant le

système anglais connu et sont à ciel ouvert, tandis que le filtre que l'on est occupé à ériger est voûté.

L'eau de l'Oder n'a été qu'exceptionnellement, avant la filtration, soumise à une analyse bactériologique.

La quantité de germes dans cette circonstance fut tellement élevée que leur numération fut impossible. Un centimètre cube d'eau renfermait dans tous les cas d'innombrables bactéries. Après deux ou trois jours, les plaques de gélatine étaient complètement fondues.

Après la filtration, l'eau de la canalisation fut examinée au point de vue bactériologique, tous les jours ouvrables. Le nombre de bactéries dans un centimètre cube fut, par exemple, pour l'année 1891-92 (tous les mois sauf février), peu élevé et ne dépasse pas 200 en moyenne.

La moyenne annuelle absolue fut de 153 et le chiffre de germes ne s'éleva plus haut à certains jours qu'à la suite d'événements exceptionnels.

Le chiffre le plus élevé fut constaté le 27 et le 29 juin 1891 (innombrables) et le 6 février 1892 (848).

Le nombre le moins élevé a été remarqué dans l'eau le 6 août 1891 (12 colonies).

Des chiffres ci-dessus cités, il est aisé de voir que les installations de filtre fonctionnent généralement bien et que, par conséquent, le nombre de germes est descendu d'un chiffre très grand à un chiffre relativement bas.

Berlin. — D'après les examens bactérioscopiques que l'Institut hygiénique de Berlin a opérés avec les eaux du lac de Tegel et de la Sprée, avant et après la filtration, la quantité de microorganismes s'élève :

1° Dans l'eau de la Sprée, avant la filtration et par centimètre cube, approximativement de 1 à 360 ; après la filtration, de 20 à 13 ;

2° Dans l'eau du lac de Tegel, avant la filtration, d'environ 5 à 1 500, après la filtration, d'environ 3 à 310.

Depuis l'année 1878, les différentes eaux de la ville ont été régulièrement chimiquement analysées, en partie même chaque semaine ; en même temps, les dépôts formés dans les bouteilles ayant servi au transport des échantillons ont été soumis à une analyse microscopique.

Depuis le 1^{er} juillet 1884, ces analyses ont été reprises et, depuis ce moment, on a également procédé régulièrement à l'analyse bactérioscopique des eaux.

L'examen bactérioscopique n'a naturellement pour le moment qu'une valeur relative pour l'appréciation d'une eau, il constitue toutefois un complément précieux à l'analyse chimique. Si les bacté-

riologistes, d'après l'état actuel de la science, ne nous peuvent dire quelles diatomées sont plus particulièrement préjudiciables à la santé et quelle quantité des diverses bactéries pathogènes est nécessaire pour exercer une influence fâcheuse sur notre état sanitaire, cependant l'examen bactérioscopique, d'après les méthodes si excellentes du conseiller privé Koch, est considérablement plus approprié que l'analyse chimique à nous donner des éclaircissements sur l'installation la plus judicieuse pour la purification et la filtration des eaux ainsi que sur la composition des filtres, considérés isolément, et sur l'état des conduites et des réservoirs. Pour la pratique, la valeur des essais bactérioscopiques n'est plus à nier; en tous cas, ceux-ci doivent, pour éviter les erreurs, être faits immédiatement après la prise d'échantillon et, autant que possible, sur place. Les méthodes d'examen sont d'ailleurs tellement simples que le technicien peut se mettre facilement au courant de la pratique.

Les résultats des analyses chimique et bactérioscopique de l'eau, avant et après la filtration, donnent un coup d'œil intéressant sur l'action de la filtration au sable. L'eau, par son passage à travers le filtre, a non seulement perdu de ses éléments chimiques dissous, mais le limon de surface du filtre a aussi retenu une quantité réellement considérable de microorganismes.

Les eaux de source généralement renommées des distributions de Munich, de Francfort et de Vienne ne sont pas beaucoup plus exemptes de bactéries que l'eau filtrée du Tegel.

Stuttgart. — Par filtration, l'eau est ici non seulement rendue complètement cristalline, mais aussi sa teneur en matières organiques et en bactéries est notablement réduite.

Les filtres se composent d'une série de bassins séparés qui, sur une hauteur d'environ 0^m,80, sont remplis de graviers de fleuve de différentes grosseurs, allant en diminuant vers le haut; là-dessus, sur une hauteur de 0^m,90, une couche de sable quartzeux pur. L'eau de fleuve est amenée sur le sable, couvre celui-ci sur 1^m,10 de hauteur, est purifiée en passant au travers du sable et vient dans des canaux collecteurs existant sur le fond du bassin dans le gravier, qui la conduisent hors des filtres. Chaque filtre fournit l'eau à un puits particulier d'eau filtrée où l'on observe et règle la quantité d'eau reçue.

La filtration maximum de l'eau est de 3 mètres cubes par mètre carré de surface filtrante et par vingt-quatre heures.

Hambourg et Altona. — L'épidémie de choléra asiatique qui a si cruellement sévi à Hambourg en épargnant Altona, sa voisine d'aval, est de nature à attirer spécialement l'attention sur les réponses des mu-

nicipalités des deux villes à la lettre de l'Administration communale de Bruxelles.

Hambourg et Altona empruntent toutes deux l'eau de leur distribution à l'Elbe.

Hambourg. — Le service des eaux de Hambourg, qui emprunte à l'Elbe l'eau d'entretien, n'a eu jusqu'ici aucune installation de filtration ; toutefois, on s'occupe en ce moment de l'exécution d'un établissement central de filtration au sable de toutes les eaux d'entretien, à cause des dispositions très favorables à la méthode de purification de l'eau de fleuve qui a été appliquée d'une manière satisfaisante, pendant une période de trente années, au service de filtration de la ville voisine d'Altona. A Altona, on a procédé à des recherches bactériologiques avant et après la filtration et ce d'une manière continue.

Altona. — Les échantillons sont pris et l'examen est fait suivant la méthode de M. Robert Koch. Deux échantillons sont traités ici par un de nos ingénieurs, spécialiste en bactériologie, deux autres sont envoyés chaque semaine à l'Institut chimique et bactériologique de la province, à Kiel.

On définit toujours les types de microbes, on trouve régulièrement deux à six espèces de microbes d'eau ordinaires, mais jamais on n'a trouvé des microbes pathogènes, quoiqu'on les recherche de très près.

Ainsi, Hambourg, située en amont d'Altona, ne possède pas de bassins de filtration et se trouve terriblement frappé par le choléra asiatique, et Altona, qui puise ses eaux au même fleuve, après qu'il a reçu les déjections de 700 000 habitants, y échappe, alors que la seule différence qui existe entre les deux villes est que dans cette dernière les eaux sont filtrées au sable.

Varsovie. — L'examen bactérioscopique des eaux de la Vistule est fait à Varsovie chaque mois, sur plusieurs échantillons (ordinairement cinq) d'eau filtrée et non filtrée. Les procédés de cet examen sont basés sur la méthode du professeur Koch. On prend 1 centimètre cube d'eau, on le mêle avec 9 centimètres cubes de gélatine nutritive peptonisée, légèrement alcaline, et on verse sur une plaque de Petri. Si l'on suppose que l'eau analysée contient plus de 300 bactéries pour 1 centimètre cube, on fait une ou deux dilutions.

Après deux ou trois jours, ce qui dépend de la température, on peut numérer les colonies et les distinguer les unes des autres par un examen microscopique.

Ordinairement, l'eau non filtrée de la Vistule pendant les mois d'été et d'hiver ne contient pas plus de 400 à 1 000 bactéries non pathogènes dans 1 centimètre cube. Pendant le temps des grandes eaux, au prin-

temps et en automne, le nombre des germes croît sensiblement et monte parfois jusqu'à 2 000, 50 000 et même à plus de 100 000 dans 1 centimètre cube. Jamais on n'a trouvé jusqu'à ce temps dans l'eau de la Vistule des bactéries pathogènes, même dans l'eau non filtrée et prise près des orifices d'égout, où le nombre des bactéries dans l'eau mêlée monte de 300 jusqu'à 3 000 et 6 000 dans 1 centimètre cube.

L'eau filtrée contient beaucoup moins de germes que l'eau non filtrée, mais dans l'eau analysée immédiatement après la filtration, on trouve moins de germes que dans l'eau filtrée prise aux robinets de distribution dans divers points de la ville.

En général, plus grand est le nombre de bactéries dans l'eau non filtrée, plus de germes passent à travers les filtres.

Vlaardingen. — Cette petite ville hollandaise mérite une attention spéciale à cause de sa situation géographique. Elle est, en effet, située sur la Meuse, à très peu de distance de son embouchure dans la mer. Les examens bactérioscopiques montrent que le nombre des microbes est, comme moyenne, sensiblement le même qu'à Schiedam. Il ne faut pas oublier que la Meuse, arrivant devant Vlaardingen, a traversé l'importante agglomération de Rotterdam et la ville de Schiedam.

Le tableau suivant montre l'énorme influence de la décantation précédant la filtration, surtout dans le cas d'une eau très chargée de microbes.

Nombre de bactéries par centimètre cube d'eau.

1888	EAU DE LA MEUSE	EAU ÉPURÉE par repos seul	EAU FILTRÉE	PERTE DE BACTÉRIES de l'eau de Meuse par repos et filtration
4 juillet.....	22.890	808	18	99,9 %
10 juillet.....	19.740	896	14	99,9 %
18 juillet.....	22.050	924	32	99,85 %

Zurich. — Par une statistique scientifiquement conduite, nous sommes à même de conclure à une très notable diminution des cas de tiphus depuis l'année 1886, date de la mise en exploitation des nouveaux filtres.

Le chimiste de la Ville déclare que l'eau filtrée dans sa composition actuelle est complètement satisfaisante, il lui donnerait même la préférence sur nos eaux de sources non filtrées.

Conclusion. — Les résultats obtenus par la filtration dans les différentes villes dont il vient d'être question sont des plus remarquables ;

ils donnent comme conclusion générale que, si les installations sont bien comprises et l'opération du filtrage bien conduite, les filtres retiennent de 94 à 98 0/0 (parfois plus) des bactéries contenues dans l'eau.

De ce qui précède, on est en droit de conclure que les eaux de la Meuse, après filtration dans les conditions prévues au projet, seront irréprochables.

Comparaison des bassins voûtés avec les bassins à ciel ouvert. — Les bassins à ciel ouvert sont très nombreux en Angleterre, et il n'en semble pas résulter d'inconvénients sérieux, ce qui tient sans doute au climat, plus humide que froid, et à l'absence de fortes chaleurs pendant l'été.

En Allemagne, au contraire, on a voûté tous les bassins de filtrage ou de décantation exécutés dans ces derniers temps.

Les filtres voûtés de Berlin occupent une superficie de plusieurs hectares et ceux de Varsovie 25 200 mètres carrés.

Cela permet de protéger l'eau contre toute souillure extérieure, d'y rendre moins facile le développement des germes et des végétations, de lui conserver une température relativement fraîche en été, relativement chaude pendant les hivers rigoureux du nord; cette dernière circonstance est précieuse pour la conservation des appareils de canalisation et de distribution, continuellement exposés à la gelée et à ses ravages sous certains climats, et pour le maintien du service d'alimentation. Le filtre voûté peut être nettoyé pendant les gelées, ce qui n'est pas possible pour le filtre à ciel ouvert dont les couches sableuses se prennent en masse.

La tranquillité de l'eau, l'absence de vent facilitent beaucoup la décantation.

On considère donc sur le continent les filtres voûtés comme indispensables; peut-être, en effet, le sont-ils sous des climats rudes comme ceux de l'Est de l'Europe; les gelées prolongées y rendraient difficile l'exploitation des filtres à ciel ouvert, surtout si l'on devait les nettoyer et remanier le sable fréquemment. Cependant il ne paraît pas impossible de combattre la gelée d'une manière simple et économique.

Les filtres à ciel ouvert sont pour ainsi dire la règle en Angleterre; il en résulte une économie considérable, et cela permet de multiplier les surfaces filtrantes afin de leur demander un faible débit, circonstance capitale pour un bon filtrage.

De plus, l'action du soleil, de la lumière, de l'air en mouvement est favorable à la purification des eaux; l'eau souillée d'une rivière s'améliore dans son cours.

Il ne faut donc pas s'engouer outre mesure des filtres voûtés. Il nous semble que, si nous avions à projeter en France une installation de filtres, nous les établirions presque entièrement à ciel ouvert, sauf à construire dans certaines régions un seul bassin voûté destiné à assurer le service en cas de gelées exceptionnelles. Le système mixte nous paraît donc particulièrement recommandable.

Prix des filtres. — En Angleterre, les filtres à ciel ouvert coûtent 50 à 60 francs le mètre carré de surface de sable.

Les filtres voûtés de Berlin et de Varsovie ont coûté 85 francs, c'est-à-dire moitié en plus du prix des bassins à ciel ouvert.

Les bassins voûtés de décantation sont estimés par M. Lindley 22^{fr},50 par mètre d'eau y contenue ou 47^{fr},50 par mètre carré.

Les frais d'entretien et d'exploitation sont de :

1/4 à 1/3 de centime par mètre cube dans les bassins voûtés de décantation ;
et 4/5 à 1 1/2 centime — — — de filtrage.

Dans ces prix entrent, pour plus de moitié, l'intérêt et l'amortissement de la dépense de premier établissement. En Allemagne, on ne compte pas les frais d'entretien et d'exploitation, sable compris, à plus de 4 millimes par mètre cube.

La dépense totale par mètre cube peut, en résumé, être évaluée à 1 centime au minimum et 2 centimes au maximum.

Le filtrage au sable et les bactéries ; conclusion sur les grands filtres à sable. — Le filtrage méthodique et bien conduit enlève à l'eau des fleuves une grande partie de ses bactéries. Les analyses continues, auxquelles il a été procédé, notamment à Berlin, par le D^r Koch, ont montré que des eaux contenant des milliers de bactéries pouvaient en conserver moins de 50 après passage dans le filtre.

Cependant, il se présente telles circonstances accidentelles où cet heureux effet ne se produit pas et où l'eau garde une proportion beaucoup plus forte de ces organismes.

Lorsque cela arrive, il faut ne pas admettre l'eau dans l'alimentation.

Le nombre des bactéries augmente rapidement dans le voyage depuis le réservoir d'eau claire jusqu'aux appareils de consommation.

A Berlin, l'eau fraîchement filtrée ne doit conserver au maximum que 150 germes et 300 germes au plus dans les tuyaux de distribution.

Il est à remarquer que les bactéries sont arrêtées surtout par les parties supérieures du filtre ; elles sont au nombre de plusieurs centaines de mille à la surface, et il ne s'en trouve que quelques milliers à 10 centimètres au dessous.

On a remarqué, du reste, que, dans les champs d'épuration agricole des eaux d'égout, les microbes pathogènes ne se rencontraient plus à 0^m,30 de profondeur.

Ce n'est cependant pas par une simple action physique ou mécanique que le sable peut retenir les bactéries; les vides du sable le plus fin sont de grandes routes pour les bacilles.

Et, en effet, un sable neuf, stérilisé, donne un filtre détestable; il laisse tout passer; avant qu'il devienne efficace, il faut qu'il se produise un engorgement de la partie supérieure. De même qu'une semence de ferment met un certain temps à se développer et à propager son effet de dissociation, de même le filtre a besoin d'un certain temps pour s'armer contre les microbes.

Que se passe-t-il dans cette période préparatoire?

On a pensé d'abord que les particules de sable, comme les matières pulvérulentes en général, exerçaient par leur surface une action d'attraction, de condensation, sur les gaz en dissolution, sur les particules argileuses en suspension dans l'eau, sur les matières organiques; l'oxygène détermine alors des combustions qui transforment ces dernières en substances minérales. Mais cela ne suffit pas à expliquer l'emprisonnement et la destruction des microbes. Les premiers microbes retenus autour des grains de sable pullulent et les enveloppent d'une substance gluante ou mucilagineuse, particulièrement propre à fixer tous les corps; tous ces microbes se nourrissent de la matière organique que l'eau leur apporte sans cesse; les espèces résistantes détruisent celles qui ne sont point faites pour la vie aquatique, et les microbes pathogènes du choléra et de la fièvre typhoïde, par exemple, appartiennent à ces dernières espèces; aussi les voit-on diminuer considérablement et quelquefois disparaître dans l'eau qui passe à travers de vieux filtres. — Avec le temps, l'empatement progressif des grains de sable arrête tout écoulement ou exige des charges d'eau excessives, qui pourraient devenir dangereuses; il faut alors revivifier le filtre en enlevant la couche supérieure du sable, sans toucher à la couche inférieure déjà toute préparée pour une action efficace.

Le lecteur consultera avec intérêt sur ce sujet les travaux de M. Piefke, ingénieur des eaux de Berlin, de M. Percy Frankland, et la notice de M. Kemna, directeur des eaux d'Anvers.

Jusqu'à ce jour, aucun grand filtre au sable n'a, pour ainsi dire, été établi en France; les besoins croissants commanderont sans doute d'y recourir bientôt.

En présence de cette éventualité, on peut, d'après l'exposé qui précède et qui renferme l'histoire des grands filtres à sable depuis leurs premières jusqu'à leurs plus récentes applications, affirmer que ces

filtres donnent une solution satisfaisante de l'alimentation des villes, pourvu qu'on observe les conditions suivantes : limiter le débit par mètre carré à 100 litres au plus à l'heure ; régulariser le débit par des vannes à main ou par des appareils automatiques ; éliminer les premières eaux fournies par un filtre neuf ; exercer un contrôle constant sur la teneur de l'eau filtrée en bactéries. Il faut qu'à cet effet les grandes villes attachent à leur service un ingénieur familiarisé avec les études de ce genre par un séjour dans un laboratoire de bactériologie.

En effet, il faut bien reconnaître que les grands filtres à sable, comme la plupart des appareils pratiques, ne réalisent pas la perfection absolue ; ils exigent une surveillance assidue et intelligente, car un accident à la couche de sable, une fissure, une variation brusque dans l'écoulement peuvent livrer passage à des eaux sales ou contaminées.

Essai préalable de la filtration. — Les circonstances de la filtration sont constamment variables non seulement d'une rivière à l'autre, mais encore pour une même rivière, suivant les saisons et les crues. — Les expériences préalables ne peuvent donc fournir que des renseignements généraux ; on peut les exécuter avec un appareil simple comme celui de la figure 83.

Dans une cuve cylindrique B, on en place une autre de moindre diamètre A, qui contient une hauteur e du sable dont on dispose et qui porte un fond perforé de surface S. Un robinet R permet de tirer de l'appareil un débit variable que l'on mesure et que l'on règle de manière à recueillir une eau à l'état de pureté voulu : Le cylindre A est alimenté d'eau trouble par un robinet avec déversoir qui y maintient un niveau constant. On mesure dans chaque cas la dénivellation h nécessaire pour assurer l'écoulement, à travers le filtre, du débit que l'on recueille.

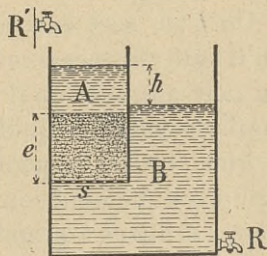


Fig. 83.

Les circonstances de l'opération peuvent être modifiées à volonté ; la charge h s'accroît elle-même à mesure que le sable du filtre s'engorge.

On note toutes les variations de l'expérience, et, si on la poursuit par exemple pendant le cours d'une année, on en tire des conclusions intéressantes et des indications précieuses pour les projets définitifs.

FILTRES AU CHARBON

On a fort préconisé à une certaine époque le filtrage au charbon, mais, si l'usage du charbon est admissible dans les petits filtres domestiques, il n'est point pratique pour la purification des grandes masses d'eau. — Il occasionnerait une dépense trop élevée.

Suivant que l'eau à désinfecter est fétide, ou seulement odorante, le poids du charbon à employer varie de $\frac{1}{150}$ à $\frac{1}{600}$ de celui de l'eau — Il faut donc au minimum 1 kilogramme de charbon pour épurer 1 mètre cube d'eau.

Si on ne renouvelle point suffisamment le charbon, il ne tarde pas à opérer comme simple matière filtrante, sans arrêter les matières organiques.

La revivification du charbon est, du reste, une opération coûteuse, car la simple aération est insuffisante.

Le charbon a l'inconvénient d'absorber les gaz utiles, tels que l'oxygène, aussi bien que les gaz nuisibles.

La filtration au charbon à l'état de noir animal est surtout restée dans la pratique industrielle pour la purification et la clarification de certains liquides.

On s'en sert encore dans quelques filtres à eau, mais il est clair qu'il faut alors exercer un contrôle sur la provenance et la composition du noir animal, qu'il faut le débarrasser par le lavage de toutes les matières solubles qu'il renferme et le purifier par la chaleur.

Ainsi traité, il peut exercer ses propriétés absorbantes spéciales et agir physiquement comme du bon sable, s'il est convenablement granulé. Dans les filtres à grand débit tout ou moins, il ne semble pas supérieur au sable, du moment qu'il s'agit d'eaux de rivière ordinaires dépourvues d'odeur.

FILTRES A GRAND DÉBIT

On a cherché souvent, par raison d'économie, à forcer le débit des filtres. Le résultat a généralement été mauvais, même quand il s'agissait de clarifier des eaux déjà relativement pures. Mais il serait évidemment désirable que les recherches fussent poursuivies, car un bon filtre à grand débit serait précieux surtout pour les villes d'importance secondaire.

Filtre de Dunkerque. — C'est ainsi que les filtres de Dunkerque ont trompé l'espoir de la municipalité.

Comptant sur une consommation de 1 500 mètres cubes par 24 heures et sur un rendement minimum de 4 mètres cubes par mètre carré de sable, on a voulu disposer d'une surface filtrante de 375 mètres carrés.

On a créé quatre compartiments de filtrage de 125 mètres chacun, de sorte que l'un de ces compartiments est toujours en chômage et soumis à l'opération du nettoyage, pendant que les trois autres fonctionnent.

Le projet primitif comportait :

	Briques de champ	0 ^m ,12	
1 ^o Une couche support...	Tuiles plates perforées.....	0 ^m ,03	} 0 ^m ,30
	Gravier	0 ^m ,15	
2 ^o Une couche filtrante en sable.....		0 ^m ,20	
	TOTAL.....	0 ^m ,50	

Mais le sable était entraîné en partie dans les interstices du gravier, ce qui amenait l'obstruction des cavités inférieures et paralysait le fonctionnement du filtre.

En exécution, voici ce qui a été réalisé :

	Briques de champ.....	0 ^m ,13	
1 ^o Couche support.	Carreaux perforés en ciment de Portland..	0 ^m ,03	} 0 ^m ,46
	Galets de Calais	0 ^m ,15	
	Escarilles de moyenne gross., lavées	0 ^m ,05	
	— fines	0 ^m ,05	
	— très fines	0 ^m ,05	
2 ^o Couche filtrante. — Sable des dunes.....		0 ^m ,20	
	TOTAL.....	0 ^m ,66	

Ce système a donné un produit exceptionnel de 8 mètres cubes d'eau environ par mètre carré de surface et par 12 heures de fonctionnement.

Les briques sont posées de champ sur le radier, elles laissent entre elles 0^m,03 de distance libre.

Les carreaux de ciment, de 0^m,27 de côté, sur 0^m,03 de hauteur, portent chacun 545 trous de 0^m,0025 de diamètre.

La charge d'eau sur la surface libre du filtre est d'environ 2^m,50 ; une charge de 0^m,40 à 0^m,80 étant suffisante, on peut laisser les eaux s'élever dans le puisard à 1^m,50 au moins au-dessus du radier du filtre. Il faut remarquer, du reste, que si l'on conservait la pression de 2^m,50, elle serait trop considérable et finirait par nuire au débit du filtre en comprimant les matières filtrantes.

Pour le nettoyage d'un des bassins de filtrage, on ferme les vannes d'amenée et d'écoulement; les eaux du canal sont introduites sous le filtre par une vanne spéciale communiquant avec un aqueduc d'amenée, elles traversent le filtre de bas en haut, enlèvent les impuretés, et les eaux troubles s'écoulent par un déversoir de superficie.

Cette opération se renouvelle une fois par mois; le sable est remplacé deux fois par an sur une épaisseur de 2 centimètres.

Le système a dû être abandonné après avoir fonctionné médiocrement pendant 7 ans, car il ne donnait que des résultats tout à fait insuffisants et un débit trop faible.

Quant au lavage du sable par renversement du courant, il est clair que c'est un procédé inadmissible, dont le moindre inconvénient est de faire perdre un cube important d'eau déjà clarifiée.

La ville de Dunkerque est aujourd'hui alimentée par des sources.

Sable comprimé entre deux plaques de fonte. — On a recommandé à une certaine époque un filtre formé par du sable comprimé entre deux plaques de fonte percées de trous qui arrivaient à donner un débit de 75 mètres cubes par mètre carré et par 24 heures sous une charge de 3^m,80. Mais ce filtre était d'un prix élevé, difficile à nettoyer et à entretenir, et on l'a abandonné.

Filtres à couches de sable verticales. — On est arrivé à éta-

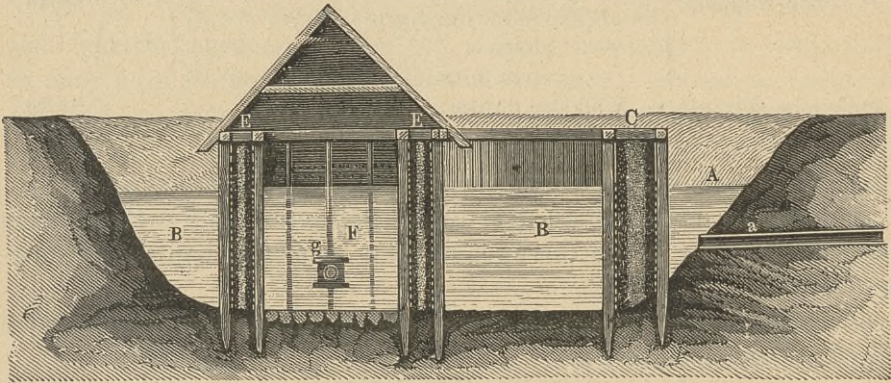


Fig. 84.

blir des filtres de grand débit en se servant de couches filtrantes verticales disposées comme le montre la figure 84.

L'eau arrive par la conduite *a*, remplit le premier bassin A, passe dans le bassin intérieur B en traversant un filtre vertical C, traverse un second filtre vertical E pour se rendre dans un second bassin intérieur, d'où l'extrait la pompe *g*.

Les couches filtrantes sont construites comme des batardeaux, le massif intérieur comprend un noyau central en sable maintenu sur les deux côtés par du gravier; le sable ne peut être mis en contact avec les parois, parce qu'il s'écoulerait par les interstices.

L'épaisseur du premier batardeau C est de 0^m,80 et celle du second 0^m,50. Un filtre de ce genre peut arriver à donner 10 mètres cubes d'eau clarifiée par mètre carré et par jour.

Il ne s'est point propagé dans la pratique.

Les couches filtrantes verticales semblent d'une disposition illogique, car l'eau est beaucoup plus trouble au fond qu'à la surface du bassin qui les entoure, le sable travaille inégalement; le pied du batardeau doit être déjà complètement engorgé alors que les parties hautes fonctionnent encore.

En résumé, les *filtres à sable à grand débit* peuvent rendre quelques services pour la purification des *eaux industrielles*; ils ne conviennent guère pour les eaux destinées à la consommation et, pour remplir ce but, un autre système est à trouver.

Filtrage par béton poreux. — M. Vialet constitue, avec le ciment de la Porte-de-France (Grenoble) un béton maigre qui, bien que très résistant, n'en offre pas moins une proportion considérable de vide et peut, par conséquent, servir de filtre. Ainsi le béton maigre, composé par mètre cube de 200 kilogrammes de ciment et de 1 mètre cube de gravier cassé à l'anneau de 0^m,04, renferme 38 0/0 de vide.

La figure 5, planche 36, donne la coupe verticale du filtre proposé pour Nice et la Spezzia : l'eau sale arrive par le canal D, passe par des barbacanes dans le canal *a*, traverse de bas en haut une couche de sable et graviers portée par des panneaux métalliques perforés; la vitesse ascensionnelle du liquide est très lente, la vase se dépose en grande partie sous les panneaux et tombe au fond du canal *a*, d'où il est facile de l'expulser périodiquement.

De l'eau relativement claire arrive en E, elle traverse une paroi-filtre en béton maigre pour passer dans un bassin filtrant F; ce bassin a pour fond des voûtes en béton maigre poreux, supportant une couche relativement mince de sable et gravier; l'eau filtrée est recueillie dans les chambres K où on la puise. Avec le temps le sable du bassin F s'engorge, et il faut que la charge d'eau augmente pour que le débit reste constant; nous savons, du reste, que le limonage des couches superficielles d'un filtre à sable est nécessaire pour le succès de l'opération.

Cette disposition est ingénieuse, elle n'admet sur les filtres F que de l'eau peu chargée et doit permettre d'espacer beaucoup les nettoyages.

La Compagnie des Ciments de la Porte-de-France a établi un filtre

analogue à Sotteville-lès-Rouen pour le compte de la Compagnie générale des Eaux (*fig. 4*, pl. 36) : trois chambres C sont établies sur toute la longueur du réservoir R et communiquent entre elles par des ouvertures demi-circulaires ménagées dans leurs pieds-droits D ; elles sont couvertes par des voûtes poreuses, en béton maigre, supportant une couche de gravier de 0^m,08 d'épaisseur sur la clef, surmontée de 0^m,01 de sable. L'eau à filtrer introduite dans les chambres C traverse le filtre de bas en haut. Le nettoyage du filtre s'obtient en renversant le courant.

Ce système doit convenir pour une simple clarification d'une eau peu chargée.

Filtre Maignen (*toile d'amiante*). *Application aux eaux de Cherbourg*. — M. Maignen, comme il l'explique lui-même, « prenant pour base le filtrage par capillarité, obtenu dans les arts, depuis Hippocrate, avec la chausse en feutre ou en tissu de laine, a mis en usage depuis 1880 une surface filtrante en tissu d'amiante, substance filamenteuse minérale que tout le monde connaît ». Il est parvenu à en fabriquer un tissu très fort et très plucheux, sans mélange d'aucunes substances étrangères et, par conséquent, d'une durée indéfinie. Il a donc remplacé l'ancienne couche filtrante en sable et le feutrage de sable et de vase par une simple surface en tissu d'amiante.

Afin d'obtenir une grande surface sous un petit volume, il donne à la poche filtrante une forme d'accordéon à section circulaire dont les supports sont des disques en grès. Le filtrage s'opère de l'extérieur à l'intérieur, et il n'y a qu'une tubulure de sortie pour une surface filtrante d'un mètre carré qui se loge dans un espace de 0^m,40 sur 0^m,20.

La figure 85, empruntée à la *Revue technique*, montre la disposition d'une des fontaines filtrantes publiques, système Maignen, installée à Cherbourg. Au tissu d'amiante est ajoutée une couche de membrane filtrante de noir animal lavé et purifié en poudre impalpable, et le tout est recouvert de 10 kilogrammes de noir animal et de chaux en grains très poreux et absorbants. M. Maignen donne à sa préparation le nom de carbo-calcais. A la partie inférieure de la fontaine est un réservoir de 700 litres d'eau purifiée ; le filtre est au dessus, protégé par une double enveloppe cylindrique avec portes. L'arrivée de l'eau impure se fait par le robinet R, et par un tube *t* qui aboutit au sommet du filtre ; la pression est réglée à l'intérieur de celui-ci tant par le robinet R que par le tuyau à air *m* qui dépasse l'appareil. Quand le réservoir inférieur est plein, le flotteur F arrête l'écoulement dans le tuyau *t*. Le filtre est monté sur pivot ; en quelques minutes on le renverse, on enlève le charbon, on sort les organes filtrants et on remplace le tout

par des matières neuves. On nettoie ensuite et on purifie à loisir filtres et charbon; parfois on nettoie le filtre sur les lieux mêmes à l'aide d'une lance à jet d'eau. A Cherbourg, les nettoyages ne seraient pas fréquents, car un filtre pourrait rester en place deux mois au minimum; ce délai paraît bien long, à moins qu'il ne s'agisse de purifier des eaux à peine louches.

L'eau parcourt donc trois couches filtrantes, mais, contrairement à ce qui se passe avec les filtres au sable, elle va des matières les plus grossières aux plus fines, et le tissu d'amiante arrête finalement les parcelles microscopiques. — Le charbon doit arrêter une grande proportion de la matière organique.

Les filtres Maignen fonctionnent à Cherbourg avec une eau non décantée, provenant de la rivière la Divette, et qui, paraît-il, est assez boueuse lors des pluies.

Cette circonstance nous paraît difficile à admettre: rappelons, en effet, que l'eau de Seine par exemple, eau relativement claire, renferme à l'amont de Paris 39 grammes de matières solides par mètre cube comme moyenne annuelle; en admettant une densité de 1,5 pour la vase, elle

correspond à un volume de 26 centimètres cubes; le vide du charbon en poudre ne dépasse pas 25 0/0 de son volume. Le volume de vase fourni par 1 mètre cube d'eau comblera donc 104 centimètres cubes. La fontaine Maignen représentée plus haut donne un débit de 400 litres à l'heure, soit 4 mètres cubes par jour, ce qui correspondrait à 416 centimètres cubes d'obstruction, soit presque un demi-litre par jour.

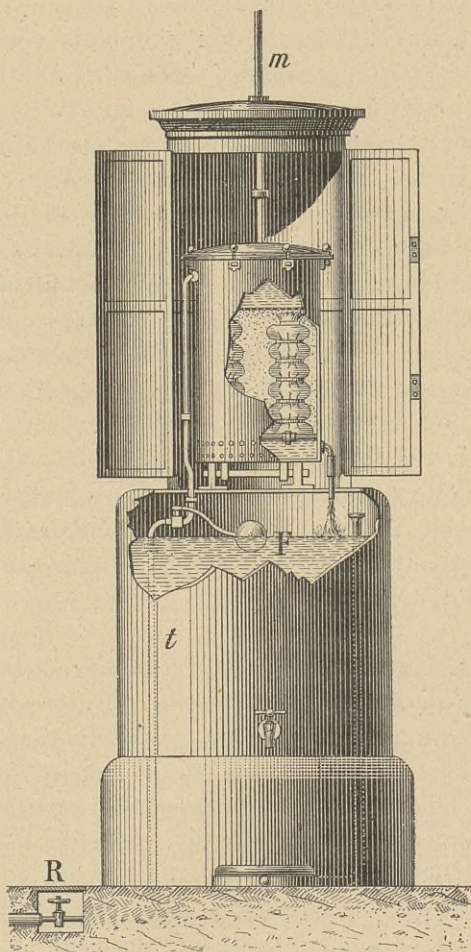


Fig. 85.

Il est donc probable ou que les eaux de Cherbourg sont relativement propres, ou que les nettoiyages des filtres sont plus fréquents qu'on ne le dit.

D'après M. Maignen, une eau qui renfermait 1 800 bactéries n'en contenait plus que 300 après le passage dans un de ses filtres en service depuis quatre mois.

L'appareil ingénieux que nous venons de décrire donne donc une clarification complète, mais est-il meilleur au point de vue du passage des microbes que les filtres au sable ou que les bougies Chamberland bien entretenues ? nous n'oserions l'affirmer. La chaux renfermée dans le carbo-calcais a l'avantage de réduire la teneur en calcaire.

En dehors des fontaines filtrantes livrées au public, on a installé sur les réservoirs 1 440 filtres répartis en 18 batteries que l'on nettoye périodiquement ; chaque organe filtrant a 1 mètre carré de surface. L'ensemble peut filtrer 500 mètres cubes d'eau à l'heure, ce qui correspond à un produit de 41 mètres cubes par mètre carré de surface filtrante et par 24 heures, proportion bien supérieure à celle qu'on admet dans des filtres à sable recevant de l'eau boueuse.

L'installation complète a coûté 107 000 francs. Nous ne savons ce qu'elle coûte comme entretien et exploitation. Il est clair que, si on devait l'imiter, il faudrait condenser aux réservoirs mêmes tous les appareils de filtration et n'envoyer que de l'eau purifiée dans le réseau de distribution.

Filtre Breyer. — La matière filtrante de cet appareil est la fibre d'amiante fractionnée à la dernière limite. — « Il n'y a absolument aucun produit naturel qui se laisse subdiviser en petites fibres, en bâtons aussi fins que ce curieux minéral. » — Aussi les expériences de laboratoires démontrent-elles nettement la puissance particulière des parois d'amiante pour retenir les microorganismes et ont-elles justifié l'application qu'on a faite de ce minéral à la filtration en grand. La figure 7, planche 5, représente l'appareil Breyer.

« L'élément filtrant est formé d'une feuille de tôle A présentant en son milieu 7 cannelures verticales a , d'inégales longueurs, auxquelles aboutissent de chaque côté des cannelures latérales obliques a_1 . Cette feuille de tôle présente, en outre, le long de ses bords 2 cannelures qui, à leur partie supérieure, se rapprochent du milieu de la feuille. Celle-ci est recouverte sur chaque face d'une feuille de métal perforée a_2 , à laquelle elle est réunie, sur les bords et en quelques autres points, par des soudures tendres. Enfin la capsule métallique creuse ainsi formée est revêtue d'un tissu. On obtient ainsi un élément filtrant dont la construction se rapproche de celle d'une feuille de

plante, les cannelures y étant réparties de telle sorte que, de toutes les parties de la surface de l'élément, l'eau filtrée s'écoule avec la même rapidité vers son pied, dans la direction opposée à celle suivie par la sève qui, partant de la tige, se répand sur toute la surface de la feuille. Cet élément est en plus muni d'un petit tuyau a_9 , le traversant en son milieu et débouchant à son extrémité supérieure entre les deux feuilles de tôle perforée; ce tuyau plonge à son extrémité inférieure dans le courant d'eau filtrée, et aspire de toutes les parties des surfaces filtrantes les gaz, l'air et l'acide carbonique qui s'accumulent à l'intérieur de l'élément. Les gaz, qui ont participé à la filtration, s'élèvent dans les cannelures obliques, sont conduits par les cannelures latérales et montent jusqu'à l'extrémité supérieure ouverte du petit tuyau a_9 , par où ils retournent dans le liquide filtré qui sort de l'appareil.

Cet élément filtrant perfectionné est fermé en haut par une pièce métallique ovale, qui se prolonge par une plaque de métal destinée à assurer la position parallèle des éléments et est fixée par une vis à la traverse supérieure. Chaque élément possède également en propre un petit récipient inférieur qui se fixe à joint étanche, par deux vis, à la partie inférieure de la caisse du filtre. Par suite de ces dispositions, *chaque élément constitue un corps filtrant fermé et fonctionnant indépendamment*. La difficulté d'assembler, par des joints étanches à l'air et à l'eau, les éléments de toute une batterie de filtres, de manière à les faire communiquer *par le haut* pour l'air et *par le bas* pour l'eau, est supprimée. En outre, la construction perfectionnée de l'élément offre le grand avantage que ce dernier possède, à quelque endroit qu'on imagine une coupe, un profil lenticulaire, ce qui permet de donner au tissu enveloppant une tension ayant le degré d'uniformité et de précision nécessaire pour la *fixation rigide du tissu*.

Cette rigidité du tissu *permet sa liaison avec une couche filtrante permanente, impénétrable aux microorganismes, et supportant le lavage*.

Chaque élément est alors imprégné, par un procédé spécial, de fines fibres d'amiante, de façon à présenter une surface externe qui est bien poreuse et perméable à l'eau, mais qui reste dure et polie, *et que l'on peut débarrasser à la brosse des crasses que l'eau y a déposées en se filtrant*.

Cette couche filtrante, rigide et supportant le lavage, a l'avantage de supprimer l'opération du renouvellement des couches filtrantes au moyen de quantités considérables d'amiante, et de réduire la consommation de celui-ci à la quantité nécessaire, après chaque lavage, à la régénération des parties des couches filtrantes permanentes qui auraient pu être détériorées par ce lavage.

Mais le perfectionnement le plus important est celui qui *permet de procéder au lavage des éléments filtrants, en laissant la caisse du filtre fermée, résultat qui est obtenu par un système de brosses installées à demeure et fonctionnant à droite et à gauche de chaque élément.*

Pour la construction de ces brosses on emploie de petites capsules cylindriques en métal de 8 millimètres de diamètre et 8 millimètres de hauteur, dans lesquelles on fixe de petites touffes de crins que l'on aplatit après avoir mis les crins en place. On insère ensuite ces touffes dans des traverses métalliques ayant un profil en W, chaque creux du profil en W recevant une rangée de touffes, et la face opposée également. Les touffes sont forcées au ciseau dans les trous ronds correspondants et peuvent être remplacées une fois usées.

La forme plate des touffes donne beaucoup de douceur et d'élasticité aux brosses ainsi construites.

Les touffes en question ont de chaque côté des traverses en W une saillie suffisante pour broser efficacement les surfaces des éléments, quand on promène la brosse entre deux de ces éléments.

Chacune des caisses du grand appareil filtrant possède 20 éléments à âme cannelée et 21 traverses en W garnies de touffes semblables. Ces 21 traverses en W, ou brosses, sont calées sur deux tiges horizontales F, et sont guidées horizontalement dans leur mouvement vertical alternatif par quatre tiges métalliques traversant des stuffingbox.

Le mouvement vertical alternatif est imprimé aux brosses par une traverse à laquelle sont fixées les quatre tiges de guidage. Cette traverse porte en son milieu une crémaillère actionnée par roue dentée. Une courroie ouverte et une courroie croisée font tourner la roue dentée tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre. En ceux de ses points qui correspondent à la position la plus élevée et à la position la plus basse du mécanisme de brossage, la crémaillère porte deux cames pivotantes, maintenues par des ressorts, qui mettent fin, en temps voulu, à la montée ou à la descente de la crémaillère, *tout en assurant la mise en contact de la roue dentée dans le sens opposé.*

Au moyen de ce mécanisme, un mouvement alternatif de brossage peut être effectué en 5 secondes, et, comme il suffit, pour un nettoyage complet du filtre, de 4 à 10 temps, selon la tenacité des crasses déposées sur l'élément filtrant, on peut effectuer en 50 à 60 secondes le nettoyage intégral des surfaces filtrantes, ce qui reconstitue le rendement initial, qualitatif et quantitatif, des éléments filtrants.

Cette méthode rapide de régénération des surfaces filtrantes permet de demander à l'appareil un grand débit.

La figure 6, planche 5, indique la disposition projetée pour l'instal-

lation d'une usine à production considérable, avec une batterie de filtres de chacun 20 éléments.

L'installation est étudiée de façon à ce que deux rangées de caisses de filtre montées l'une vis-à-vis de l'autre, déversent l'eau filtrée dans une conduite placée au milieu du bâtiment ; c'est pourquoi le tuyau à eau filtrée, F, parcourt toute la longueur du bâtiment. De chaque côté du bâtiment, le long des parois, sont fixés les tuyaux U qui amènent l'eau non filtrée sous une pression maxima de 1^{atm},5. Cette pression devra être maintenue constante par un réservoir à haute pression ou par des chambres à air. L'eau non filtrée s'élève dans la caisse de filtre A, s'y purifie et gagne le conduit F ; nous n'insistons pas sur la manœuvre des vannes. — On voit en KZ les appareils de manœuvre des brosses. — Les robinets S et les tuyaux *f* logés dans le sous-sol servent à l'expulsion des boues, les tuyaux *f'* à l'introduction de l'eau de lavage.

Un appareil donnant un débit moyen de 500 mètres cubes en 24 heures coûte 9 000 francs.

Si l'on veut avoir par exemple un débit de 3 000 mètres cubes par jour, il faut compter la dépense suivante :

Sept filtres, dont un de rechange, à 9 000 fr.....	63.000 fr.
Bâtiment d'installation, 6 ^m ,80 sur 7 mètres, ou 47 mètres carrés.	10.000
Moteur pour élever 35 litres d'eau par seconde à 20 mètres de hauteur, 10 chevaux-vapeur.....	40.000
Réservoir supérieur.....	8.000
Tuyauterie	3.000
TOTAL.....	94.000 fr.

Les frais d'exploitation, par jour, s'établissent comme il suit :

2 kilogr. de charbon par cheval-heure = 480 kilogr., à 0 fr. 02...	9 fr. 60
Personnel de deux équipes payées ensemble 700 fr. par mois....	23 33
Renouvellement de l'amiante : Deux nettoyages par vingt-quatre heures, à raison de 300 grammes chacun par filtre, soit 0 ^k ,600 d'amiante à 5 fr. ; pour six filtres.	48 »»
Entretien de l'installation, 2 0/0 du capital, ou, par jour.....	5 17
TOTAL PAR JOUR.....	56 fr. 93

Ce qui donne, pour prix de revient de 1 mètre cube d'eau pure, 0 fr. 019, non compris l'intérêt du capital de premier établissement.

Le système n'est donc pas plus économique que le filtre à sable ; il paraît susceptible d'une efficacité un peu plus grande, mais aussi il nous semble qu'il exige une exploitation plus minutieuse.

Le rendement au mètre carré de surface filtrante est environ 10 fois plus élevé dans le filtre Breyer que dans le filtre à sable.

B. FILTRES EN USAGE DANS L'ÉCONOMIE DOMESTIQUE

Filtre en grès. — Le plus connu est le filtre en grès. Dans une fontaine, généralement en terre cuite, on dispose une cloison horizontale formée d'une dalle mince d'un grès quartzeux, qui présente une grande porosité avec un grain homogène. Les raccords de la cloison et des parois de la fontaine sont soigneusement exécutés en ciment. On remplit la fontaine ; l'eau, sous l'influence de la charge, traverse la paroi de grès et se rend dans un compartiment inférieur, d'où elle s'écoule à volonté par un robinet ; l'épaisseur de la lame de grès est de 0^m,027.

Ce filtre en grès ne conviendrait point pour des eaux très sales ; il demande, du reste, à être nettoyé et entretenu avec soin.

Les Anglais se servent d'une cloche en grès renversée dans une cuve cylindrique en tôle ; l'eau des conduites arrive sous pression, remplit la cuve, traverse la cloche en grès, et s'accumule à l'intérieur de cette cloche, d'où on l'extrait par un robinet. Une pression de 3 mètres est nécessaire pour une bonne filtration.

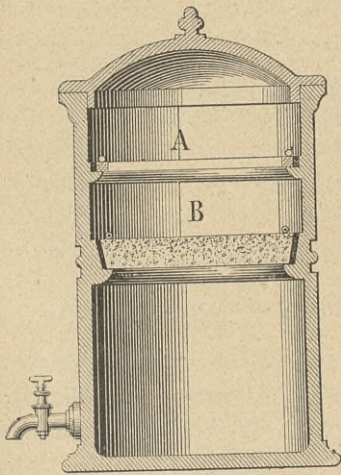


Fig. 86.

D'après Turner et Brightmore, le meilleur et le plus simple filtre domestique, usité en Angleterre, est celui-ci : un cylindre vertical en poterie est divisé en trois compartiments inégaux. Le compartiment supérieur A est fermé par un cadre avec toile métallique fine ; une bague en caoutchouc rend le joint étanche. Le compartiment moyen B est fermé par un cadre semblable qui porte

une couche de charbon de bois pulvérisé de 4 à 5 centimètres d'épaisseur. Des anneaux ou des poignées permettent de soulever facilement les cadres et de nettoyer les appareils. L'efficacité d'un pareil filtre dépend surtout du soin qu'on apporte à l'entretien ; s'il est abandonné à lui-même, il devient un véritable nid à microbes et constitue un remède pire que le mal, car il infecte l'eau qui le traverse. Il faut chaque jour nettoyer le cadre supérieur et remplacer le charbon au moins une fois par mois ; le charbon peut du reste être revivifié par la chaleur. Si on doit

se servir d'eau tout à fait suspecte, il est excellent de la faire bouillir une demi-heure avant de la verser dans le filtre.

Filtres ordinaires avec sable de rivière, charbon ou éponges. — Genieys a donné, dans son *Mémoire* sur la clarification et la dépuración des eaux, la description des trois filtres représentés par les figures suivantes :

1° La figure 87 représente le filtre à double courant, proposé à la Marine, par M. Zeni. C'est un tonneau à doubles parois latérales ; le tronc de cône intérieur a même fond que le tronc de cône extérieur, mais est percé à sa base de trous et d'échancrures, qui permettent à l'eau de passer du tonneau central dans l'espace annulaire qui l'entoure.

Au fond du tonneau central, nous trouvons d'abord une couche de sable fin de rivière ; au dessus est un mélange de sable fin et de poussière de charbon en parties égales, le tout bien battu ; vient ensuite une couche de sable fin de rivière, puis une couche de charbon en poudre que l'on remplace par du gros sable, si l'eau n'est pas infecte.

Au fond de la partie annulaire est une première assise de sable de rivière, surmontée d'une assise de charbon en poudre.

L'eau est versée au sommet du tonneau central sur une cloison horizontale percée de trous, qui arrête les plus grosses impuretés : elle traverse de haut en bas les couches filtrantes, passe dans l'espace annulaire dont elle traverse les couches filtrantes de bas en haut, et s'écoule par un robinet.

L'eau obtenue par un mouvement ascensionnel a nécessairement abandonné tous les petits corps pesants qui auraient échappé à la filtration.

Elle parcourt un chemin double à travers les matières filtrantes et, par conséquent, s'épure davantage.

On peut nettoyer le filtre sans le défaire en établissant seulement un courant en sens inverse du premier, ce qui est facile à réaliser au moyen de deux robinets : pendant que le courant existe, on remue le sable du tonneau.

On ne devra introduire dans ce filtre du charbon de bois ou du

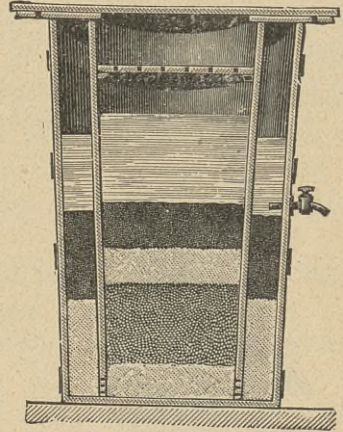


Fig. 87.

charbon animal que si les eaux sont infectes ; s'il s'agit simplement d'eaux troubles, le sable suffit.

2° La figure 88 représente l'ancien filtre marin, qui se compose d'un seau de clapotage *a*, dans lequel on verse l'eau à filtrer ; il est muni d'un couvercle afin que l'eau ne s'échappe point par le roulis.

Le liquide passe par le fond du seau dans le premier réservoir *b* d'où il descend par le tube *d* dans le réservoir inférieur *c* ; sous l'influence de la pression, il tend à remonter au niveau du réservoir *b*, il a donc la force nécessaire pour traverser les couches filtrantes *g* comprises entre deux cloisons horizontales percées de trous. L'eau arrive ainsi dans le réservoir *k* d'où on l'extrait par le robinet *n* ; le robinet *m* sert à la vidange et au nettoyage de l'appareil.

L'air se comprimerait dans le compartiment *k* et empêcherait cette

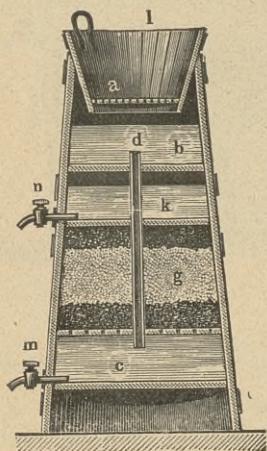


Fig. 88.

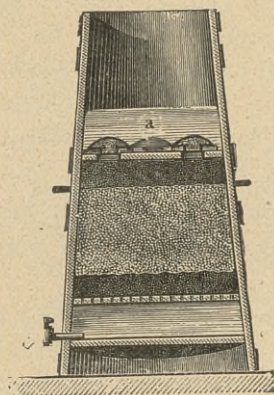


Fig. 89.

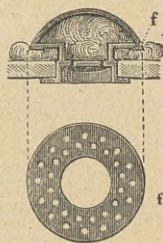


Fig. 90.

cavité de se remplir, si par un tube en plomb on ne la mettait en communication avec l'extérieur ; le tube en plomb doit s'élever au-dessus de l'appareil, afin que la colonne piézométrique ne puisse s'en échapper.

3° Les figures 89 et 90 représentent un tonneau filtrant : c'est un tonneau en chêne cerclé de fer et muni de poignées ; on verse l'eau à la partie supérieure, elle traverse les champignons à éponges *a* et pénètre dans le second compartiment où elle trouve soit des couches de sable pur, soit des couches alternées de sable et de charbon, elle traverse une paroi horizontale percée de trous et se rend dans la capacité inférieure, d'où on l'extrait par un robinet.

La figure 90 donne le détail d'un champignon à éponge : la partie

annulaire horizontale qui termine le champignon par dessous est percée de trous qui livrent passage à l'eau ; avant comme après ces trous, l'eau doit en outre traverser une éponge.

Les appareils en bois nous semblent toujours dangereux, car ils sont favorables au développement des microbes et à l'absorption des gaz fétides ; les fermentations et la pourriture s'y développent à la longue.

Filtre Fonvielle. — Le filtre Fonvielle a été en grand usage pour l'épuration des eaux troubles. Il se compose de deux couches filtrantes, séparées par des vides, et étagées dans une cuve de 3^m,50 de haut. Chaque couche filtrante, formée de sable et de gravier, était intercalée entre deux feuilles de cuivre percées de trous. Le long de la cuve s'élevaient deux tubes verticaux mis en communication par des robinets avec tous les compartiments ; de sorte que, suivant le degré d'impureté de l'eau, on lui faisait traverser un nombre variable de couches filtrantes.

Les filtres s'oblitéraient rapidement, et il fallait enlever les couches sableuses pour les laver ; on en remplaça quelques-unes par des couches d'éponges, qui enlevaient d'abord les plus grosses impuretés de l'eau.

Le nettoyage des éponges est bien plus facile que celui du sable, mais il doit être fréquemment renouvelé, et le procédé ne laisse point que d'être assez coûteux.

En somme, le filtre Fonvielle ne s'est pas propagé autant qu'on l'aurait cru ; il réalisait cependant un grand perfectionnement ; les filtres ordinaires en pierre poreuse sont, en effet, insuffisants pour les besoins d'un établissement de quelque importance.

Avec les filtres Fonvielle, on obtient un débit considérable qui augmente avec la pression. Le filtre de l'Hôtel-Dieu, qui n'avait pas 1 mètre carré de section horizontale, donnait par jour, sous une charge de $\frac{7}{6}$ d'atmosphère, un débit de 50 000 litres au moins d'eau pure.

Filtres en laine. — Les filtres fabriqués avec la tontisse de laine, c'est-à-dire avec le produit de la tonte des draps, ont donné de meilleurs résultats.

A 0^m,40 au-dessus du fond du réservoir on fixe un cadre horizontal portant une toile métallique à mailles serrées, sur laquelle on applique une feuille de feutre que l'on relève sur les bords ; on fait arriver de l'eau sur le feutre et on ajoute la laine tontisse dont les flocons se tassent et qu'on étale uniformément. On fait couler l'eau et l'on ajoute de la laine jusqu'à obtenir une couche de 0^m,05.

Sur la couche de laine on pose un second châssis métallique semblable au premier, on comprime le tout et on bouche avec du feutre les interstices qui pourraient rester libres sur les bords du châssis.

Au-dessus de cette première couche de laine, on en dispose une seconde de la même manière, puis une troisième et une quatrième.

L'ensemble des couches est recouvert par un cadre que l'on serre au moyen de vis de pression.

La couche supérieure ne tarde pas à s'engorger par la vase, et le débit de l'appareil diminue; on commence par enlever la première assise de laine, puis on fonctionne quelque temps avec les trois autres; ensuite on enlève la seconde et on fonctionne avec les deux qui restent.

Le débouillage de la laine s'effectue par un lavage méthodique dans plusieurs caisses pleines d'eau dont la pureté va en augmentant. Les flocons de laine doivent être agités énergiquement avec des espèces de patouillets.

Les filtres en tontisse de laine fonctionnent bien sous d'assez fortes pressions. Ils peuvent donner 60 à 180 mètres cubes par mètre carré et par vingt-quatre heures.

L'emploi de la laine comme matière filtrante n'est du reste pas moderne; d'après Strabon, on se servait en Asie de peaux de mouton pour filtrer l'eau.

Filtres divers. — Dans les fontaines marchandes de la ville de Paris, aujourd'hui disparues, on se servait du *filtre Vedel-Bernard*, à haute pression.

C'est un cylindre en tôle, hermétiquement clos, dans lequel sont placées des couches successives de déchets d'éponge ou de laine préparées au tannate de fer, de grès, de charbon, de gravier; l'eau, qui arrive en pression à la partie supérieure, sort dans les mêmes conditions à la partie inférieure, après avoir traversé ces couches de matières filtrantes et désinfectantes. Sous une charge de 15 mètres, 1 mètre carré de surface filtrante donne 190 mètres cubes d'eau par vingt-quatre heures. Ce filtre se nettoie par le lavage des éponges et de la laine.

Filtre Bourgeoise. — Le principe essentiel du *filtre Bourgeoise* est le feutre fortement comprimé, rendu imputrescible par une préparation de cachou et maintenu entre deux grilles métalliques galvanisées; ce filtre affecte diverses formes suivant l'usage auquel on le destine: filtre de poche, filtre à siphon, filtre de ménage; il a un débit beaucoup plus considérable que le filtre de pierre et se nettoie facilement par le renversement du courant; il se complète avec avantage par l'addition d'une couche de charbon superposée au filtre proprement dit, indépendante de ce filtre et facilement renouvelable.

Filtre Burcq. — Dans le *filtre Burcq*, on revient au filtre de pierre, écartant les matières filtrantes organiques, soit végétales, soit animales, qui ne peuvent jamais être employées sans inconvénient à la filtration d'une eau destinée à l'alimentation. On obtient, d'ailleurs, une filtration plus rapide qu'avec les filtres ordinaires, en raison de la nature de la pierre artificielle dont le filtre Burcq est formé; cette pierre, fabriquée avec la terre à poterie de grès, est rendue plus ou moins poreuse suivant la nature du liquide à filtrer, par un mélange de sciure de bois ou de toute autre matière analogue qui se brûle à la cuisson de la terre. Ce filtre se prête comme le filtre Bourgoise aux diverses formes de filtre de poche, filtre à siphon, filtre de ménage. Il se nettoie aussi par le renversement du courant et, au besoin, par l'action d'une brosse à la surface extérieure.

Filtre Chamberland (Pasteur). — Tout le monde connaît cet appareil si répandu. Le filtre est une bougie creuse en porcelaine placée dans un cylindre où arrive l'eau sous pression. Les impuretés se déposent à l'extérieur de la bougie, et l'eau purifiée qui la traverse s'écoule goutte à goutte par le téton qui la termine; on la recueille dans une carafe.

L'extérieur de la bougie se recouvre bientôt d'un dépôt mucilagineux.

Dans les premiers temps, le fonctionnement de l'appareil est parfait, il arrête impuretés et microbes. Mais, d'après les observations du D^r Miquel, l'efficacité diminue assez vite; au bout de trois jours les microbes commencent à passer et passent en abondance au bout de cinq jours. Un filtrage préalable au sable prolonge le bon effet.

La bougie doit donc être enlevée fréquemment, lavée et brossée à l'étuve.

Lorsqu'on a besoin d'un grand débit, comme dans les casernes ou les hôpitaux, on a recours à des appareils composés d'une batterie de bougies Chamberland, disposées en cercles concentriques dans un réservoir cylindrique qui reçoit l'eau à purifier. Les bougies sont reliées à un tuyau unique, chacune par un tuyau flexible, et chacune d'elles peut être remplacée indépendamment des autres.

On procède à de fréquents nettoyages en projetant sur la surface des

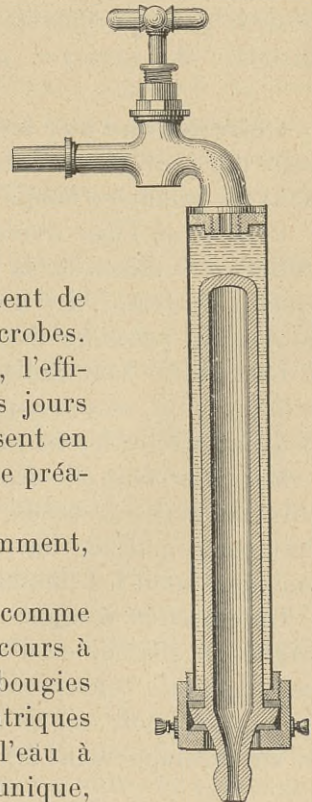


Fig. 91.

jets d'eau sous pression, ou en la raclant avec des brosses et des frotteurs en caoutchouc.

Mais il est toujours assez difficile d'enlever complètement le dépôt mucilagineux qui adhère à la porcelaine, et le débit des bougies diminue avec le temps. Il est probable qu'en les séchant et les passant au four on leur rendrait leur activité première. On s'est bien trouvé de mettre dans le cylindre après chaque nettoyage une poudre inerte, de la poudre de liège par exemple; elle s'applique sur la porcelaine, forme matelas et diminue beaucoup l'adhérence de ces dépôts mucilagineux que donnent les eaux les plus pures.

Double filtrage. — On peut réaliser facilement un double filtrage à l'aide d'une caisse à trois compartiments séparés par des cloisons verticales : l'eau impure arrive dans le premier compartiment A et traverse du gravier et du sable, elle passe dans le compartiment B en remontant à travers du charbon maintenu par une grille métallique et de là passe purifiée dans le compartiment C. L'appareil est facile à installer et à nettoyer, mais il faut contrarier les courants localisés.

Conclusions sur les filtres domestiques. — Ceux de ces appareils qui sont bien combinés rendent de précieux services, au moins dans les premiers temps de leur fonctionnement.

Partout où l'eau livrée au public est de qualité douteuse, les particuliers ont raison de la filtrer chez eux; c'est une précaution sage. A chaque épidémie, il y a une reprise de la vente des filtres; puis elle se ralentit, parce qu'on abandonne ensuite des précautions passagères.

Les filtres sont indispensables aux voyageurs exposés à camper n'importe où, et ces appareils ont préservé bien des existences, car ils peuvent arrêter les matières organiques et les microbes.

Mais il ne faut pas cependant qu'ils inspirent une sécurité absolue; s'ils sont mal entretenus, trop rarement nettoyés, ils finissent quelquefois par constituer un remède aussi dangereux que le mal, car ils emmagasinent les éléments nocifs.

Un entretien scrupuleux, un nettoyage complet et fréquent accompagné de chaleur et d'aération, sont indispensables si l'on veut que ces appareils conservent leur valeur. Il faut rejeter les appareils et les vases en bois, car ils sont éminemment favorables à la conservation et au développement des bactéries.

PROCÉDÉS MIXTES DE PURIFICATION

PAR ACTIONS MÉCANIQUES, PHYSIQUES OU CHIMIQUES COMBINÉES

La purification des eaux d'égout par procédé chimique a été plusieurs fois tentée ; nous en parlerons à la fin de cet ouvrage en traitant la question des égouts. Pour le moment nous ne voulons examiner que les procédés en usage pour la transformation en eau potable des eaux de rivières plus ou moins souillées.

On a eu parfois recours au sulfate d'alumine, qui se décompose sous l'influence des bases contenues dans une eau impure et donne un précipité gélatineux d'alumine, entraînant par empâtement les matières en suspension. 5 grammes d'alun par hectolitre clarifient en quelques minutes une eau trouble, mais les éléments dissous rendent l'eau *suspecte*.

M. Maignen recommande sa poudre *anticalcaire*, composée de chaux vive, carbonate de soude et alun ; d'expériences faites au Val-de-Grâce, il résulte que, par ses réactions chimiques, cette poudre amènerait la stérilisation complète de l'eau sans lui communiquer aucune mauvaise qualité.

L'éponge de fer formée par un minéral qui n'a pas été poussé à fusion complète, exerce sur les eaux une action physique de filtrage, mais probablement aussi une action chimique ; elle a donné parfois de bons résultats ; mais les dépôts superficiels qui encrassent l'éponge ne tardent pas à en diminuer l'efficacité.

On s'en est servi pour la première fois à Anvers, en 1880, pour purifier les eaux de la Nèthe : le filtre comprenait une couche de 3 pieds de gravier et d'éponge de fer et une autre couche de 2 pieds de sable ; on faisait passer 6 mètres cubes d'eau par mètre carré et par vingt-quatre heures. L'eau filtrée était ensuite aérée et refiltrée pour lui enlever l'oxyde de fer. Ce traitement agissait non seulement comme un filtre ordinaire pour clarifier, mais encore il enlevait une grande partie des substances organiques azotées en dissolution.

La consommation quotidienne prévue était de 10 000 mètres cubes ; les filtres étaient précédés de bassins de décantation de 12 000 mètres cubes et suivis de deux réservoirs de 1 500 mètres cubes de contenance totale. Toute cette installation était à 17^{kil},5 d'Anvers.

La préparation de Spencer, *magnetic carbide*, produite par le chauffage d'un mélange d'oxyde magnétique de fer et de charbon de bois pendant une douzaine d'heures, a été employée avec succès à Wake-

field pour la purification de l'eau de la Calder. On enlevait les plus grosses matières par une couche de sable de 0^m,40; puis on faisait passer l'eau sur une couche de la préparation, d'une épaisseur comprise entre 0^m,10 et 0^m,40 suivant le degré d'impureté de l'eau.

Mais c'est le procédé Anderson qui se développe le plus en ce moment pour assurer la purification des eaux des rivières par l'action combinée de l'oxygène et du fer.

Procédé Anderson. — Il est appliqué depuis quelques années à l'usine que la Compagnie générale des eaux possède à Boulogne près du pont de Sèvres, à l'aval de Paris, mais avant le débouché en Seine du collecteur des égouts; cette usine alimente avec l'eau de Seine de grosses communes suburbaines comme Sèvres et Boulogne.

L'eau, aspirée au milieu du courant de la Seine par une machine auxiliaire, est envoyée dans l'appareil d'épuration appelé *revolver*, que représente à l'échelle un vingtième la figure ci-contre; elle en sort pour

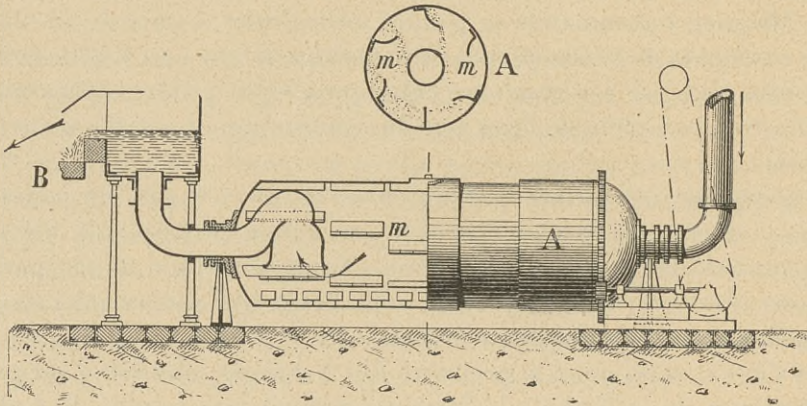


Fig. 92.

se rendre par un canal à ciel ouvert dans des bassins de décantation, puis dans des bassins avec filtre à sable; l'eau pure s'en écoule et gagne un bassin couvert qui sert de puisard aux machines de refoulement de la distribution. Il faut que ce bassin régulateur ait une capacité suffisante pour faire face aux arrêts accidentels du filtre.

Le revolver est un grand cylindre A en tôle d'acier, animé d'un lent mouvement de rotation: un tour en quatre minutes; il est armé à l'intérieur de lames *m* implantées suivant des génératrices et recourbées comme le montre la section transversale du cylindre, de manière à entraîner dans leur rotation des matières solides. D'autres lames inclinées sur l'axe longitudinal empêchent la progression de la gre-

naïlle. Le cylindre renferme, en effet, une certaine quantité, environ un dixième de son volume, de petits morceaux de fer : grosse grenaille, fonte brisée, rondelles de trous de rivet, copeaux de fer, autant que possible des lamelles minces afin de multiplier la surface active à poids égal.

En outre, des tubes perforés injectent dans la masse de l'air sous pression venant d'une soufflerie ; cette disposition n'existe pas toujours, mais elle doit faciliter singulièrement l'oxydation.

Du revolver l'eau passe dans un canal ou couloir B par le fond duquel arrive également de l'air comprimé. Des injections d'acide carbonique exerceraient peut-être dans certains cas une action utile.

Il y a donc un brassage lent et continu de l'eau impure avec de l'air et du fer ; il se forme des sels organiques de protoxyde de fer, peu définis, généralement instables, et cette réaction entraîne une consommation de 4 à 9 grammes de fer par mètre cube d'eau. Les sels ferreux se décomposent et se transforment en sels ferriques.

Du couloir le liquide tombe dans des bassins de chicane à ciel ouvert, de 2 mètres de large, dont le volume est le quart du débit journalier ; il s'y forme des produits visqueux et gluants qui s'attachent aux parois ou tombent au fond des bassins et qui renferment une grande partie des impuretés organiques.

Des bassins de chicane, l'eau passe dans des bassins-filtres, également à ciel ouvert, de 2 mètres de profondeur ; le filtre en bon sable graveleux occupe environ la moitié de cette profondeur et repose sur des carreaux en briques. Un feutrage de sels de fer se dépose à la surface ; les microbes sont arrêtés, mais il faut reconnaître que les matières organiques en dissolution, surtout les matières d'origine végétale, ne sont pas intégralement retenues, il en reste toujours une assez forte proportion.

L'eau sort avec une limpidité parfaite.

On touche aux filtres le moins possible, tous les quinze jours par exemple ; on régénère par le lavage la couche de sable encrassée ; cette couche est peu épaisse, car la masse du sable sert surtout de support.

On maintient un débit constant en réglant l'ouverture du robinet d'eau claire.

On demande à ces filtres un rendement double de celui que donnent les grands filtres ordinaires ; on va, en effet, jusqu'à 3^m,50 ou 4 mètres cubes par mètre carré de surface et par jour.

D'après M. Boutan, ingénieur en chef de la Compagnie des Eaux, directeur de ce service, il faut compter sur une dépense de premier établissement de 90 000 francs pour une production journalière de 3 500 mètres cubes d'eau.

Pour amortissement en vingt ans, entretien et exploitation de tout le système, consommation de fer, il faut compter une dépense de 0^{fr},006 à 0^{fr},007 par mètre cube d'eau épurée, et plutôt 0^{fr},01 dans une exploitation réduite.

Un revolver de 6 mètres de long et de 1^m,50 de diamètre, exigeant moins d'un cheval-vapeur de puissance, peut traiter 4 500 mètres cubes en vingt-quatre heures, l'eau restant trois minutes et demie en contact avec le fer. Avec de l'eau très impure, la durée du contact doit être portée à cinq minutes.

Usine de Boulogne-sur-Seine. — Les figures 1 à 4, planche 5, donnent le plan d'ensemble et le profil en long de l'installation faite à Boulogne-sur-Seine par la Compagnie des Eaux, les dessins sont arrêtés au filtre n° 1.

L'eau, prise en Seine, est aspirée par une pompe spéciale placée dans l'usine épurative, elle passe dans le revolver et de là dans la coulotte de distribution qui la conduit au bassin de décantation; ce bassin est divisé en six compartiments par des cloisons formées d'un canevas en fer noyé dans une lame de ciment. C'est le système du sidéro-ciment en usage pour les réservoirs cylindriques et pour les tuyaux de grand diamètre; nous en parlerons plus loin.

Les compartiments communiquent par leurs extrémités dans le sens du mouvement de l'eau indiqué par les flèches; mais l'orifice rectangulaire de communication est, à un bout, à la partie inférieure de la cloison et, à l'autre bout, à la partie supérieure; de plus, on voit sur le plan une ligne d'obstacles qui divisent l'eau; grâce à ces chicanes, on évite les courants localisés. L'eau décantée passe aux filtres par la coulotte de distribution. Ces filtres sont des bassins à ciel ouvert, formant des carrés de 20 mètres de côté. La figure 3 indique le système de construction et des ancrages en fer. Chaque bassin a son puisard pour les robinets de manœuvre; les eaux filtrées s'en vont au réservoir R par une conduite de 0^m,40 de diamètre en sidéro-ciment; il y a, en outre, une conduite de décharge de 0^m,20 de diamètre.

L'eau filtrée est reprise dans le réservoir R par les machines élévatoires.

L'usine installée à *Nogent-sur-Marne* pour la purification des eaux de la Marne est plus importante, elle est destinée à une production de 10 000 mètres cubes par jour; il y a trois revolvers, et la disposition générale des bassins est à peu près la même qu'à Boulogne, mais les bassins de décantation sont précédés de bassins dégrossisseurs, de 1^m,40 de large, dans lesquels se déposent en grande partie les mucilages.

La note ci-après résume la dépense de premier établissement et les conditions d'exploitation de ces usines :

Frais de premier établissement. — Il convient de laisser de côté deux éléments dont la valeur est extrêmement variable et qui dépendent essentiellement des conditions locales : la force motrice et le terrain.

La force motrice absorbée par la rotation des revolvers est très faible, un cheval-vapeur suffit pour le revolver n° 14 qui permet d'épurer 5 000 mètres cubes par jour. Si l'on dispose déjà de cette force motrice sous une forme ou une autre (vapeur, chute d'eau, électricité, etc.), il en résulte une économie notable dans les frais de premier établissement.

L'introduction des filtres dans le circuit d'épuration représente, si l'on veut que l'orifice des drains débouche librement, une perte de charge égale à la hauteur des filtres, soit 2 mètres, dont il faut tenir compte.

Enfin la valeur du terrain est à considérer ; on peut compter sur un tiers de mètre carré environ par mètre cube quotidien à épurer, soit 7 000 mètres carrés environ pour 20 000 mètres cubes quotidiens ; 6 000 mètres carrés suffiraient à la rigueur.

Abstraction faite des dépenses que représentent l'achat du terrain et l'installation des machines destinées à actionner les revolvers et à relever l'eau sur les filtres, les frais de premier établissement atteignent, suivant les prix des environs de Paris, de 22 à 25 francs par mètre cube quotidien, soit 500 000 francs environ pour une installation de 20 000 mètres cubes, y compris l'acquisition et la mise en place des revolvers.

Conditions d'exploitation. — L'exploitation doit être aussi régulière que possible, et le débit des filtres fixé une fois pour toutes ; c'est aux environs de 4 mètres cubes par mètre carré de surface filtrante et par vingt-quatre heures que l'on obtient une épuration à la fois aussi satisfaisante que possible et économique. La réduction du débit n'améliorerait pas notablement la qualité de l'eau et augmenterait sensiblement les dépenses.

La pellicule de sable enlevée à chaque nettoyage est mise en dépôt. Le sable usé peut être régénéré par un lavage méthodique qui lui rend ses qualités premières et permet de s'en servir presque indéfiniment. Des expériences que nous avons faites ont fait ressortir le prix du mètre cube de sable lavé à la moitié du prix du sable neuf.

Pendant la gelée, l'alimentation des filtres se fait non plus par la partie supérieure, mais par des bondes de fond ménagées dans la coulotte de distribution.

En fait, la glace n'a pas un inconvénient capital pour le service.

Les frais d'exploitation, y compris l'intérêt et l'amortissement du capital de premier établissement ne dépassent pas un centime par mètre cube d'eau traité, dans les conditions les plus défavorables, c'est-à-dire dans l'hypothèse où l'on doit établir des machines spéciales pour relever l'eau sur les filtres et actionner les revolvers.

Coefficient d'épuration du procédé Anderson. — Depuis 1892, le laboratoire de Montsouris procède à l'examen bactériologique des eaux obtenues à l'usine du pont de Sèvres avec le procédé Anderson.

Au mois de juillet 1893, l'eau de Seine renfermait 645 000 bactéries

par centimètre cube, à la sortie des filtres elle n'en contenait plus que 1 700. Pour l'année 1893, la teneur moyenne de l'eau de Seine étant de 333 000 bactéries, celle de l'eau épurée n'a été que de 1 755, alors que la moyenne pour l'eau de la Vanne était de 1 015.

Le coefficient d'épuration c étant la quantité pour 100 de bactéries que l'épuration enlève aux eaux, si l'on appelle N et n les nombres de bactéries contenues dans l'eau impure et dans l'eau purifiée, le coefficient d'épuration est donné par la formule

$$c = 100 \left(1 - \frac{n}{N} \right);$$

pendant l'année 1893, il a été en moyenne de 99,3 0/0.

« Il résulte des chiffres qui précèdent, dit M. Albert Lévy dans l'Annuaire météorologique de 1895, que le procédé Anderson modifié et exploité à l'usine de Boulogne retient en moyenne 993 sur 1 000 bactéries des eaux qu'on y dirige. Ces résultats sont certainement très encourageants, car on voit qu'une eau très impure, comme est l'eau de Seine au pont de Sèvres, peut être débarrassée industriellement de la majeure partie de ses microbes et qu'on peut lui donner finalement une composition micrographique se rapprochant beaucoup de celle des eaux de sources. »

En 1893, les expériences ont montré que l'eau épurée à l'usine de Boulogne retenait en moyenne 975 bactéries sur 1 000. Ce résultat, un peu inférieur à celui de 1892 « tient vraisemblablement aux expériences qui ont été pratiquées sur le pouvoir filtrant des couches de sable d'une hauteur variée ».

Usine de Choisy-le-Roi. — En présence des résultats satisfaisants et prolongés obtenus à Boulogne, la Compagnie générale des Eaux et M. Boutan, son ingénieur en chef, ont jugé que le système Anderson fournissait la solution depuis longtemps cherchée pour l'alimentation des communes suburbaines de Paris.

La C^{ie} vient d'inaugurer, au commencement de 1896, la grande usine de Choisy-le-Roi, installée pour fournir 70 000 mètres cubes d'eau par jour.

La disposition générale de l'installation est la même qu'à Boulogne, mais les détails ont reçu les perfectionnements indiqués par l'expérience.

L'eau sortant des revolvers ne s'engage plus dans un simple couloir la conduisant aux bassins, mais elle tombe dans trois longues auges horizontales à section rectangulaire qui forment cascades. L'aération et le mélange sont plus parfaits. L'insufflation d'air est augmentée.

Quant aux bassins de décantation qui précèdent les filtres à sable, ils sont eux-mêmes précédés de bassins dégrossisseurs, longs couloirs étroits où se dépose la plus grande partie des matières mucilagineuses.

Le système des chicanes, destinées à mettre la masse entière en mouvement et à éviter les courants localisés, a été combiné avec le plus grand soin.

L'hiver 1894-1895, avec ses gelées prolongées, a causé quelque gêne à l'exploitation sans la rendre impossible. Il faudrait, pour les cas analogues, trouver un moyen simple et pratique de couvrir temporairement les bassins en service ou d'en réchauffer l'eau par un courant de vapeur.

Procédé Hovatson. — Du procédé Anderson il faut rapprocher le procédé Hovatson, que nous retrouverons en parlant de l'épuration des eaux d'égout. La compagnie qui l'exploite emploie, pour la filtration seule, une substance qu'elle appelle *le polarite*, substance minérale insoluble, poreuse, principalement constituée par l'oxyde magnétique de fer.

Dans le filtre la couche de polarite est comprise entre des silex et des graviers.

Des expériences relatées par les inventeurs il résulte que ce système arrête les impuretés et la plus grande proportion des bactéries. La figure 5, planche 5, donne la disposition du filtre.

L'eau à filtrer arrive en A, monte suivant la colonne B et se déverse dans le réservoir C. Cette eau descend, passe au travers de la couche filtrante D, et sort en E complètement débarrassée de toutes matières étrangères.

Le nettoyage de la couche filtrante s'opère très rapidement et d'une façon complète au moyen du dispositif de brassage F mû par un cabestan F'. Cet appareil se compose d'une vis verticale, à la partie inférieure de laquelle sont fixés des bras. Ces bras portent des palettes, disposées de façon que, lorsqu'on fait tourner le système, chacune des palettes passe, non dans la trace de la précédente, mais un peu à l'écart, de sorte que, après un tour complet, toute la surface a été agitée.

Lorsque le filtre est en marche, les palettes sont maintenues hors de la matière filtrante, et lorsque l'on veut opérer le nettoyage de celle-ci on ferme le robinet A et l'on ouvre B'. L'on ouvre aussi les vannes H, H', de sorte que le courant se trouve renversé ; l'eau arrive au-dessous de la couche filtrante, la traverse de bas en haut, détache les matières qui se sont déposées et les entraîne par les vannes H, au dehors du réservoir.

Pour faciliter l'évacuation des dépôts, on actionne le malaxeur à l'aide du volant ; au moyen de la vis on fait pénétrer les palettes aussi profondément que cela est nécessaire. Lorsque le nettoyage est terminé, on ferme B', les vannes H, et l'on ouvre les robinets E et A. La vanne G sert, après le nettoyage, à faire évacuer l'eau du lavage.

Il est clair qu'un appareil de ce genre ne peut traiter qu'une eau déjà bien décantée et ne peut desservir une consommation importante, car on ne saurait sans danger lui demander un débit considérable.

Les appareils de la compagnie Hovatson rendent surtout des services pour l'épuration des eaux industrielles.

Il en est de même des sels ferriques qui ont une remarquable action sur les eaux chargées de matières organiques ; les cendres de pyrites ont permis de se les procurer à meilleur compte qu'autrefois ; on peut employer ces cendres directement, mais il vaut mieux les transformer en sulfate ou chlorure.

Purification par l'ozone. — L'air ozonisé est d'une efficacité remarquable pour la purification de l'eau. Il enlève l'odeur, la saveur et la coloration et de plus détruit tous les microbes, pathogènes ou non.

Le système a été appliqué en grand, en Hollande, à l'eau si impure du vieux Rhin, à Oudshorn.

On en trouvera la description et les résultats dans le rapport de M. Van Ermengem (*Technologie sanitaire*).

Purification par la lumière. — La lumière, et surtout le soleil, la plus active des lumières, est un agent puissant d'épuration des eaux ; combinée avec l'aération, elle oxyde les matières organiques, si bien qu'à l'aval de Paris par exemple, la Seine, souillée par les déjections, se purifie peu à peu et retrouve vers Mantes la composition qu'elle avait à l'amont de Paris.

La lumière solaire est également *bactéricide* ; des liquides chargés de germes, exposés à la lumière solaire, se stérilisent assez vite et les microbes pathogènes les plus dangereux sont détruits. Ce sont les rayons violets et ultra-violets du spectre solaire qui produisent cette heureuse destruction.

L'effet de purification se fait sentir jusqu'à quelques mètres de profondeur.

Il est clair que, dans les expériences de ce genre, on considère un liquide contenu dans un vase ou dans un bassin propre ; la conclusion ne s'appliquerait point à un étang marécageux, où la végétation et les décompositions animales et végétales seraient, au contraire, activées par la chaleur solaire.

Purification par traitement chimique, par l'électricité.

— Il existe d'autres procédés d'épuration basés sur des réactions chimiques ou sur un traitement électrique ; mais ils s'appliquent aux eaux vannes et non aux eaux d'alimentation et nous les examinerons en parlant des égouts. Nous signalerons cependant le traitement par l'iode.

Stérilisation par l'iode. — L'iode, même à froid, à dose très faible, tue les microbes pathogènes et leurs germes et rend potables les eaux les plus chargées de matières organiques.

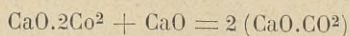
On additionne l'eau à purifier d'un cent millième d'iode ; après un repos d'un quart d'heure l'effet est produit, on ajoute alors un cinquante-millième d'hyposulfite de soude, que l'iode décompose : il se produit deux substances inoffensives : iodure de sodium et tétrathionate de soude. On peut filtrer sur un charbon pur et l'on obtient une eau limpide et débarrassée de tout germe pathogène.

Traitement des eaux dures. — La dureté des eaux, mesurée ou plutôt indiquée par le degré hydrotimétrique, est mauvaise, lorsqu'elle dépasse une certaine limite, surtout pour les usages industriels. Quand elle est forte, elle est funeste également aux conduites et aux appareils de distribution à cause des dépôts qu'elle y occasionne et des perturbations qui en résultent.

On distingue la dureté *temporaire*, qui est due à la présence du bicarbonate de chaux et qui peut être assez facilement réduite, de la dureté *permanente*, qui est due aux autres sels terreux et particulièrement au sulfate de chaux et qu'il est difficile de faire disparaître par un traitement pratique.

Lorsque la dureté est due principalement au carbonate, c'est que celui-ci est surtout à l'état de bicarbonate, car le carbonate simple est fort peu soluble ; il suffit de ramener le bicarbonate à l'état de carbonate pour que l'excès de ce sel se dépose.

On y arrive facilement en additionnant l'eau d'un lait de chaux ; la réaction est la suivante :



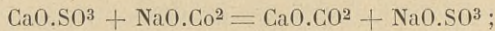
Quelquefois le bicarbonate est à la fois à base de chaux et de magnésie ; mais la réaction est la même.

Au lieu de recourir au lait de chaux, on peut déterminer le départ de la moitié de l'acide carbonique par simple agitation de l'eau, et l'on voit se former un dépôt calcaire. C'est ce dépôt qu'on remarque sur les ouvrages hydrauliques de certaines rivières, sur les chutes de certains canaux et aqueducs, sur les appareils de certaines distribu-

tions d'eau. Les eaux susceptibles de donner ces dépôts sont dangereuses pour les conduites et les appareils de distribution ; il faut éviter, si on s'en sert, de les exposer à une agitation mécanique pendant qu'elles sont enfermées, ou bien il faut au contraire les faire tomber en cascades et les décanter avant de les capter.

La chaleur produit le même effet que le mouvement pour la réduction du bicarbonate.

A la rigueur, on peut réduire aussi le sulfate de chaux par du carbonate de soude du commerce, il se produit la réaction :



le sulfate de soude est soluble et n'a pas grand inconvénient dans l'eau d'alimentation des machines, surtout s'il s'y trouve en quantité infinitésimale. On ajoute à la soude un peu d'alun pour accélérer le dépôt du calcaire.

En pratique, il faut, à moins d'impossibilité absolue, renoncer aux eaux nettement sulfatées. Quant à celles qui renferment surtout un excès de carbonate, le traitement au lait de chaux donne de bons résultats et on l'applique pour l'alimentation des machines en bien des gares de chemin de fer.

Nous avons vu au premier chapitre qu'un de nos degrés hydrotimétriques correspond à $0^{\text{gr}},0057$ de chaux par litre ; si on veut réduire par du lait de chaux une eau titrant, par exemple, 30° , il faudra lui ajouter autant d'eau de chaux qu'elle en renferme, c'est-à-dire $0^{\text{gr}},171$ par litre ou 171 grammes par mètre cube.

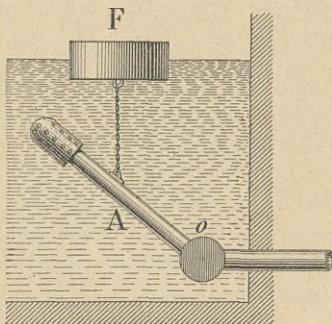


Fig. 93.

En pratique on force un peu la dose.

A une station voisine de Cardiff, on traite, par jour, 200 mètres cubes d'eau, qu'on ramène de 18° à 6° (clark) ou de $2^{\circ},57$ à $8^{\circ},6$ (français). On emploie 50 kilogrammes de chaux, 11 kilogrammes de carbonate de soude et $2^{\text{kg}},25$ d'alun. On précipite donc le carbonate de chaux en excès et le sulfate.

On décante l'eau qui a été ainsi traitée, car le dépôt calcaire demande un certain temps pour se précipiter à fond.

Pour prendre l'eau dans le bassin de décantation, il est bon de se servir d'une manche A, articulée par un joint sphérique O sur la conduite d'abduction et soutenue par un flotteur F ; cette manche se ter-

mine en haut par une crépine. Elle suit les oscillations du niveau du liquide tout en prenant toujours le même volume d'eau.

Ces procédés de purification sont précieux surtout pour l'alimentation des chaudières à vapeur ; on ne les applique guère à l'alimentation des villes en eau potable. Il existe des appareils perfectionnés où le malaxage et le mélange des réactifs s'effectue mécaniquement et automatiquement, ainsi que la décantation. Nous citerons les appareils Desrumaux dont les applications sont nombreuses dans l'industrie, mais dont l'étude sortirait de notre programme.

Poudre anticalcaire Maignen. — La *poudre anticalcaire Maignen* est un mélange de chaux vive, de carbonate de soude et d'alun.

La chaux décompose le bicarbonate de chaux et le transforme en carbonate insoluble. Le carbonate de soude décompose le sulfate de chaux et précipite encore du carbonate de chaux.

L'alun donne l'alumine floconneuse qui clarifie le liquide en se précipitant.

Le précipité englobe également les impuretés et même une partie des microbes.

Purification de l'eau consommée par la gare de Creil. —

Pour alimenter la gare de Creil, la compagnie du Nord a installé une prise d'eau dans l'Oise ; une machine à vapeur refoule l'eau dans des réservoirs établis sur le coteau et c'est là que se trouvent les appareils de purification.

L'épuration se fait au moyen de chaux grasse, à raison de 13 kilogrammes environ par 100 mètres cubes d'eau.

La chaux est versée dans un malaxeur situé entre les deux compartiments d'un réservoir de 1 800 mètres cubes de capacité, à ciel ouvert. Le malaxeur est manœuvré à bras d'hommes par une double manivelle ; l'eau destinée à l'extinction et au mélange de la chaux y arrive par un branchement ménagé sur la conduite de refoulement ; le lait de chaux sortant du malaxeur entre dans cette conduite avant qu'elle ne débouche dans le réservoir ; le mélange avec l'eau refoulée est ainsi mieux assuré. Un des compartiments se remplit tandis que l'autre se vide.

On peut prendre l'eau directement dans ce compartiment lorsqu'elle est bien décantée, mais d'ordinaire elle passe, avant de s'engager dans la conduite d'alimentation de la gare, dans une batterie de filtres à éponge ; cette batterie comprend six récipients cylindriques pouvant fonctionner ensemble ou séparément.

D'après une note relative au 1^{er} trimestre de 1893, il a été élevé 60 000 mètres cubes d'eau ; la dépense totale, personnel, charbon et matières diverses a été de 1 725 francs pour l'élévation et de 755 fr. pour la purification, ce qui met le prix de revient à 0^{fr},041 le mètre cube. Il a été consommé 12 mètres cubes de chaux à 20 francs soit une dépense de 240 francs. Une bonde de fond avec conduitespéciale permet de nettoyer les réservoirs et d'en chasser les boues.

Les filtres sont garnis avec des éponges communes de Bahama, à 2^{fr},50 le kilogramme, ou avec les copeaux fibreux très fins qui servent à l'emballage, 0^{fr},25 le kilogramme, les éponges doivent être lavées de temps en temps et, lorsqu'elles durcissent, on les dégrasse avec l'acide chlorydrique étendu. L'eau passe dans les filtres de bas en haut, et on peut les nettoyer par des chasses. Entre deux lavages il peut passer 5 000 à 10 000 mètres cubes d'eau.

Quand il faut recourir au carbonate de soude, l'opération est coûteuse car il faut 2^{kg},65 de carbonate de soude par degré hydrotimétrique de sulfate de chaux.

L'eau traitée à la soude est proscrite officiellement comme eau potable ; cependant les agents des gares la préfèrent souvent à l'eau du pays et ne paraissent pas s'en mal trouver.

Eau donnant des dépôts rougeâtres. — Il y a des eaux, nous en citerons des exemples en parlant des puits artésiens, qui renferment de l'oxydule de fer : celui-ci s'oxyde sous l'influence de l'air et du mouvement et se transforme en oxyde rouge qui se dépose. Il n'est point dangereux, mais il est indigeste et donne à l'eau un aspect désagréable. Il se développe dans ces eaux en abondance une bactérie le *crenatrix polyspora* qui transforme l'oxydule de fer en oxyde.

On peut s'en débarrasser en déterminant l'oxydation avant l'introduction de l'eau dans les conduites ; il suffit pour cela soit de l'agiter mécaniquement en insufflant de l'air dans la masse, soit de la projeter dans une chambre par une pomme d'arrosoir, soit de la faire tomber en cascade sur des surfaces perforées. On la fait passer ensuite dans un petit filtre à sable qui retient l'oxyde. On a obtenu de meilleurs résultats en faisant passer l'eau goutte à goutte dans un cylindre vertical rempli de coke ou de morceaux de terre cuite ; l'action oxydante de l'air se produit rapidement.

Certaines eaux provenant de *la tourbe* sont colorées, probablement par des sels organiques de fer, généralement instables. On peut les traiter par un peu de sulfate d'alumine ; celui-ci se décompose, forme avec la chaux du calcaire un sulfate de chaux, et l'alumine insoluble

en se déposant détermine la décoloration. Mais le procédé offre l'inconvénient d'introduire du sulfate de chaux dans l'eau.

Aussi vaut-il mieux, en principe, ne recourir à ces eaux ferrugineuses que lorsqu'on ne peut faire autrement et la purification par aération est encore ce qu'il y a de mieux.

Emploi de l'eau de mer ; avantages qu'elle peut présenter pour les services publics. — Les ingénieurs anglais ont fait quelques applications de l'eau de mer au service public et au lavage des égouts et les résultats ont été très satisfaisants. Les chasses ont été plus efficaces et les dépôts dans les égouts moins abondants ; on n'a pas eu à constater l'action destructive qu'on pourrait redouter sur les métaux et sur les mortiers.

L'arrosage à l'eau de mer n'a pas rendu les pavés plus glissants et s'est traduit par une certaine économie, car l'évaporation est plus lente ; l'effet se fait donc sentir plus longtemps et la poussière est beaucoup moindre dans les rues. L'usage de l'eau de mer à Birkenhead, à Hastings, à Brighton a été plutôt favorable à l'hygiène publique. L'entretien des empièrrements a été rendu plus économique.

En présence de ces résultats, on a songé à amener à Londres 45 000 mètres cubes d'eau de mer par jour.

On pourrait un jour faire une adduction de ce genre pour la ville de Paris. Le Tréport n'est qu'à 180 kilomètres de Paris ; un aqueduc, qui recevrait l'eau de mer élevée par machines, pourrait suivre la direction étudiée au commencement du siècle actuel par Brisson pour un canal de Paris à la mer.

On peut redouter cependant que l'hygrométrie persistante de l'eau de mer ne finisse par donner à la longue des chaussées toujours humides et boueuses.

Concours ouvert à Paris en 1894 pour l'épuration et la stérilisation des eaux de rivière ; avis de la Commission. —

La Commission chargée de juger le concours ouvert, le 24 juillet 1894, par la préfecture de la Seine pour l'invention du meilleur procédé d'épuration ou de stérilisation des eaux de rivière vient de publier son rapport en 1896.

Sur 148 propositions, elle n'en a retenu que 42 comme pratiques : 8 emploient des procédés physiques, 18 des procédés mécaniques, 7 des procédés chimiques et 9 des procédés mixtes. Voici les résultats obtenus par l'examen technique, par l'analyse chimique et par l'analyse micrographique.

Examen technique. — M. Bienvenue constate que tous les procédés fondés sur l'emploi de la chaleur ont deux traits communs : élévation du prix de revient et production relativement faible; qu'aucun des appareils mécaniques n'a la simplicité d'entretien et de fonctionnement qui est la condition fondamentale de tout système affecté à une alimentation publique; que les procédés chimiques expérimentés au quai d'Austerlitz permettent de croire qu'ils ne peuvent donner lieu à aucune application présente, et parmi les procédés mixtes où le filtrage par substances inertes est combiné avec l'emploi préalable d'une réaction chimique, quelques-uns seulement semblent susceptibles de donner des résultats satisfaisants.

Analyse chimique. — M. Albert Lévy, dans ses essais pour le concours, s'est borné à examiner l'eau filtrée au point de vue des sels minéraux, de la matière organique et de l'oxygène dissous.

Le procédé chimique qui donne les résultats les plus satisfaisants indique une perte de 9 0/0 sur les sels minéraux, de 33 0/0 de matière organique, de 24 0/0 d'oxygène et une diminution de 76 0/0 sur le coefficient 100 C. M. Albert Lévy ajoute cependant que la réduction de 33 0/0 de la matière organique est faible, et, parmi les procédés mixtes, il en est un qui donne la plus faible perte d'oxygène soit 7 0/0, fournit une perte de chaux de 22 0/0 et une perte de sels minéraux de 11 0/0. Cinq de ces appareils ont permis de réduire la matière organique dans la proportion de 66, 67, 69 et même 78 0/0, tout en n'ayant qu'une perte d'oxygène relativement faible.

Analyse micrographique. — Le docteur Miquel a constaté l'efficacité absolue des procédés de stérilisation par la chaleur. En ce qui concerne les filtres mécaniques, seuls les appareils qui utilisent la porosité de la porcelaine ont pu donner de l'eau stérile dès le début, mais ils n'ont pas tardé à s'infecter, même en usant de procédés de nettoyage perfectionnés. Quant aux procédés chimiques, il en est qui enrichissaient les eaux de la Seine en bactéries au lieu de les purifier.

Des résultats analogues ont été constatés pour quelques-uns des procédés mixtes. Toutefois, pour plusieurs d'entre eux, la réduction du nombre de bactéries s'est maintenue à un taux élevé, jusqu'à atteindre et même dépasser 99 0/0 pendant un temps très prolongé.

Cet exposé montre que les procédés mixtes sont seuls applicables à la filtration de l'eau d'alimentation de la ville de Paris et qu'un seul se rapproche assez des conditions du programme pour que son application puisse être sérieusement étudiée, c'est celui qui, sous une pression d'un mètre, avec un débit de 4 mètres cubes par heure et par mètre carré, a réduit en moyenne les bactéries de 98 77 0/0, déterminé une faible perte d'oxygène, réduit de 30 0/0 la matière organique, et qui n'exige pas un nettoyage trop fréquent. M. Martin fait observer toutefois que des irrégularités très grandes ont été constatées dans son fonctionnement, et la mise en service de ses derniers perfectionnements est trop récente pour qu'on puisse émettre un avis définitif. Le rapport de M. Martin conclut en ces termes :

1° Le concours ouvert par la ville de Paris en vue de rechercher le meilleur procédé d'épuration ou de stérilisation des eaux de rivière pour l'alimentation d'une ville ou d'établissements populeux témoigne une fois de plus qu'il est impossible d'obtenir, par aucun filtre, grand ou petit, et d'une manière permanente, une eau comparable à l'eau de source, convenablement choisie, bien captée et suffisamment protégée. La véritable épuration de l'eau consiste dans l'approvisionnement en eau de source ;

2° Les conditions actuelles de l'alimentation de Paris en eau potable rendent nécessaire, notamment pour parer aux insuffisances momentanées de l'approvi-

sionnement en eau de sources, l'installation d'appareils susceptibles d'assurer à tout ou partie de l'agglomération, des eaux de rivière recueillies dans les conditions les plus favorables et convenablement épurées avant leur distribution ;

3° Le seul procédé qui paraisse actuellement applicable à la filtration de tout ou partie de l'eau d'alimentation, consiste dans l'épuration par le sable, avec ou sans addition de procédés d'oxydation des matières organiques à l'aide de réactifs inoffensifs, avec ou sans addition de bassins de décantation ;

4° Quel que soit le procédé adopté, il doit être l'objet d'une surveillance constante, tant au point de vue de son fonctionnement technique qu'à l'égard de l'analyse chimique et de l'analyse bactériologique ; les dispositifs doivent être tels que, si une partie quelconque du filtre devient suspecte ou défectueuse, elle puisse être immédiatement supprimée et remplacée par une autre partie préalablement préparée à cet effet ;

5° Lorsque, dans une agglomération limitée, telle qu'une école, un lycée, une caserne, un hôpital, etc., l'eau distribuée est suspecte ou manifestement souillée, il faut alors, quand elle doit servir comme eau de boisson, la faire préalablement bouillir et la maintenir aérée à l'abri des poussières atmosphériques. Il convient, en pareil cas, de proscrire tous procédés de filtration et d'épuration jusqu'ici connus, dont l'entretien, le nettoyage et la surveillance sont pratiquement irréalisables.

Observations sur les conclusions de la Commission. — Le rapport qui précède se résume donc ainsi :

En dehors de l'eau de source pas de salut. S'il veut dire que l'eau de source est d'ordinaire la meilleure des eaux, personne n'élèvera d'objection, cependant faudra-t-il encore faire une réserve en ce qui touche les *fausses sources*, dues à la réapparition d'un courant superficiel qui a trouvé sur son passage un conduit souterrain.

Mais si, aux termes de ce rapport, on doit proscrire tout ce qui n'est pas eau de source, on condamnera des populations entières à mourir de soif. Mieux vaut certainement une eau imparfaite qu'une eau imaginaire.

Les sources utilisables se font rares, elles donnent lieu à bien des mécomptes ; les grands filtres, plus ou moins aidés de moyens mécaniques et chimiques, alimentent des villes considérables et ces villes sont satisfaites des résultats obtenus. Il ne faut donc pas proscrire ces procédés de purification simples et relativement peu coûteux et il est bon de dire qu'à défaut d'eau de source ils réalisent un progrès immense.

CHAPITRE VIII

EAUX SUPERFICIELLES

SOMMAIRE. — *A. Citernes.* — Détermination de la capacité d'une citerne. — Construction des citernes. — Citernes-filtres de Venise. — Observations résumées sur les citernes. — *B. Prises d'eau en rivière.* — Petites prises d'eau en rivière. — Prise d'eau dans la Seine à Paris, type de l'usine d'Ivry. — Prise d'eau en Seine par siphonnement, type de l'usine de Javel à Paris. — Distribution d'eau de Vichy, prise d'eau directe dans l'Allier. — Moyen d'éviter le mélange des eaux courantes au confluent de deux cours d'eau. — *C. Eaux des lacs ou des étangs, naturels ou artificiels.* — Des lacs au point de vue de l'alimentation en eau potable. — Eaux de Glasgow, réservoir de captation, lac Katrin. — Prise d'eau de Chicago dans le lac Michigan. — Des étangs et des mares. — Lacs et étangs artificiels. — Quantité d'eau qu'on peut recueillir sur un bassin donné. — *Construction des digues;* digues en terre; digues en maçonnerie; observations sur le calcul de ces digues; densité de la maçonnerie; charge limite à imposer au sol et aux maçonneries; hauteur maxima d'un mur soumis à l'action seule de son poids; profil d'égale résistance d'un mur soumis à la pression de l'eau sur une de ses faces; hauteur maxima d'un mur à parements verticaux soumis à la poussée de l'eau; profil d'un mur de réservoir de hauteur quelconque; résistance au glissement; de la pression maxima en considérant une assise inclinée; murs sur plan circulaire. Exemples divers de murs de réservoir: barrage du Furens; barrage du Ban; barrage du Ternay; barrage de Bouzey; barrage de la Mouche; observations sur quelques barrages à l'étranger; barrage de la Gileppe; barrage d'Asfeld; observations générales sur les barrages en maçonnerie; observations sur les barrages mixtes.

A. — CITERNES

L'usage des citernes, assez répandu en Hollande et en Allemagne, ne l'est guère en France; les citernes sont cependant susceptibles de rendre de grands services dans les pays dépourvus d'eau, où les puits sont profonds et de faible puissance.

Les citernes sont alimentées par les eaux pluviales qui tombent sur les toits et que recueillent les gouttières ou par celles qui tombent sur des cours pavées, sur des terrasses, sur toutes surfaces imperméables.

À la suite d'une sécheresse un peu longue, il convient de ne pas laisser arriver à la citerne les premières eaux recueillies parce qu'elles entraînent les poussières et les matières organiques qui se sont déposées sur les toits; cette précaution est facile à prendre, il n'y a qu'à manœuvrer un robinet.

La construction des citernes est aujourd'hui simple et relativement peu coûteuse, grâce aux chaux hydrauliques et aux ciments dont on dispose ; il importe que les parois soient imperméables afin que les eaux du sol, toujours impures dans le voisinage des habitations, ne pénétrant point dans la citerne. La citerne doit être voûtée et en partie enfouie dans le sol, pour que l'eau se tienne fraîche et échappe à la gelée ; les terres de la fouille seront employées à contre-buter les murs latéraux et à recouvrir la voûte.

L'eau se clarifie dans la citerne ; les matières lourdes tombent au fond, les matières légères viennent à la surface, le tuyau d'aspiration de la pompe doit déboucher à un niveau intermédiaire.

Il convient de ménager un grand accès à l'air dans les citernes ; elles doivent donc être munies de soupiraux, et il ne serait point mauvais d'en agiter de temps en temps les eaux par un moyen mécanique ; en effet, la fermentation des substances organiques se développe toujours dans une eau stagnante et, si elle ne se fait point à l'aide de l'oxygène de l'air, elle prend celui des sulfates qu'elle décompose en dégageant de l'acide sulfhydrique ; l'eau devient infecte et impropre à l'alimentation.

Si l'eau de citerne n'est pas agréable à boire, c'est en somme une eau douce qui rend de grands services pour les usages domestiques et pour la cuisson des légumes. On peut aller chercher au loin ou dans un puits profond l'eau qui sert à la boisson, et recourir pour tout le reste à l'eau de la citerne.

Les citernes doivent être éloignées le plus possible des fosses d'aisances, des trous à fumier, car il y a toujours quelque fissure à redouter.

Il convient de diviser les grandes citernes en deux ou plusieurs compartiments, afin de pouvoir vider, nettoyer et réparer l'un d'eux pendant que les autres restent pleins.

Il convient aussi de ménager à la partie haute des citernes un déversoir ou trop-plein pour l'écoulement des eaux surabondantes.

Détermination de la capacité d'une citerne. — La quantité d'eau qu'on peut recueillir en un temps donné est proportionnelle à la hauteur de pluie qui tombe pendant ce temps et à la surface dont on dispose pour la recueillir.

Malgré l'imperméabilité des surfaces de réception, on ne peut compter recueillir l'intégralité de l'eau qui tombe ; il y a toujours des pertes par évaporation, imbibition, etc...

Il faut adopter, dans les cas ordinaires, un coefficient de réduction de 0,7 ; dans les pays chauds il vaudrait mieux ne compter que sur 0,5 ; de même si les surfaces de réception se composaient de terrasses horizontales.

Partant de là on peut établir mois par mois, et même jour par jour, le cube des eaux susceptibles d'être captées.

On peut mettre en regard la consommation nécessaire. La comparaison des chiffres ainsi obtenus permet de dire si les surfaces réceptrices sont suffisantes ou non et de spécifier la capacité à donner à la citerne.

Exemple : On dispose à Paris d'une surface de réception de 1 000 mètres ; quelle capacité faut-il donner à une citerne pour utiliser le mieux possible l'eau pluviale pendant une année sèche telle que 1893, et quel débit journalier peut-on espérer ?

L'annuaire de Montsouris nous donne pour les hauteurs de pluie de 1893 :

Déc. 1892	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	août	sept.	oct.	nov.	1893
45	55	55	6	0	46	42	76	17	41	84	42	millim.

Sur une surface de 1 000 mètres carrés, avec le coefficient 0,7, on pouvait donc recueillir et avoir en magasin à la fin de chaque mois les volumes suivants en mètres cubes :

31 70 108 113 113 145 174 227 239 268 327 357 —

Portons sur un axe horizontal les douze mois et en ordonnées les volumes cumulés qui précèdent. Nous aurons la courbe OACB qui représente les cubes qu'on pourrait avoir en magasin si la consommation était nulle.

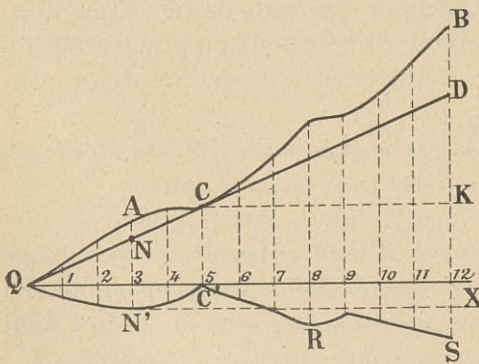


Fig. 94.

Nous pouvons construire de même la courbe des consommations ; il est clair qu'elle ne doit jamais s'élever au-dessus de la précédente ; elle peut au plus la toucher et, si cela arrive, c'est que le magasin d'eau est épuisé.

Le maximum de la consommation uniforme qu'on puisse obtenir est donc indiqué par la droite OCD qui passe au point le plus bas de la première courbe et ce maximum correspond au point C, 113 mètres cubes en 150 jours, ou 750 litres par jour.

Le volume à adopter pour la citerne est mesuré par la plus grande

distance verticale NA entre les deux courbes ; ce volume est de 47 mètres cubes.

Le niveau dans la citerne s'élèvera donc jusqu'à la fin de mars, il décroîtra ensuite jusqu'à la fin de mai ; à ce moment la citerne sera vide. Elle recommence à fonctionner et, si on continue à ne prendre que 750 litres par jour, le niveau de la citerne remonte ; elle se remplit et son trop-plein commence à fonctionner lorsque la portion d'ordonnée comprise entre CD et CB dépasse 47.

Au-dessous de l'axe horizontal, on peut, avec les différences des deux courbes supérieures, construire *la courbe des existences*, c'est-à-dire des volumes emmagasinés par la citerne ; mais il faut, dans la pratique, éliminer la partie située au dessous de l'horizontale CX, parce qu'elle correspond à une période pendant laquelle le trop-plein fonctionne.

On voit que, pendant la période CK, on pourrait relever la droite CD sur l'horizon de manière à lui faire toucher la courbe CB, et on obtiendrait un débit quotidien plus élevé.

La construction d'un graphique de ce genre, appliquée à plusieurs années, peut donner au moins des indications sur les dimensions à adopter pour une citerne devant fournir un service donné, ou pour la surface de réception à réaliser pour obtenir une provision donnée.

Il va sans dire que des circonstances exceptionnelles peuvent tromper les prévisions, mais on se trompera bien davantage encore si on opère au hasard.

Construction des citernes. — La construction des citernes est analogue à celle des réservoirs en maçonnerie que nous décrirons plus loin.

Les constructeurs inexpérimentés sont portés à adopter une grande profondeur ; c'est une faute à éviter ; toutes les maçonneries, ou presque toutes, sont perméables et laissent filtrer l'eau à travers leurs pores quand la pression de cette eau atteint quelques mètres. Nous avons vu une citerne cylindrique d'une dizaine de mètres de profondeur qui ne tenait point l'eau ; le propriétaire accusait l'entrepreneur et prétendait qu'il existait dans la maçonnerie des malfaçons et des fissures ; or, il était impossible de trouver à l'intérieur de la citerne une seule fente. L'eau filtrait à travers la maçonnerie, dont les mortiers et les enduits étaient un peu maigres.

Il ne faut pas dépasser la profondeur de 4 mètres pour les citernes ; mieux vaut même s'en tenir à 3 mètres dans les circonstances ordinaires.

Quand on le peut, le mieux est de les établir sur plan circulaire et de

les couvrir par une calotte sphérique en briques creuses posées à plat avec mortier de ciment. On peut enfoncer la maçonnerie de 2^m,50 à 3 mètres dans le sol, et l'élever de 1^m,50 à 1 mètre au-dessus, en ayant soin d'entourer la partie hors terre avec une partie du déblai de la fouille; la voûte elle-même, protégée par une chape, est recouverte de 0^m,50 de terre. Elle porte à son sommet un regard et une pompe si c'est nécessaire; mais lorsque la disposition des lieux, un coteau par exemple, permet de poser un tuyau avec robinet au bas de la citerne, la chose est préférable.

L'intérieur de la citerne est revêtu d'un bon enduit lissé en mortier de ciment; le pourtour de la base est relié aux faces latérales par des solins; la fondation doit être particulièrement soignée.

Dans les campagnes la forme cylindrique à voûte sphérique peut effrayer les maçons et d'ordinaire on lui préfère la forme de cave en berceau cylindrique.

Lès cuves en mortier de ciment entourant une carcasse en fer paraissent appelées à rendre des services comme citernes.

Les figures 6 à 8, planche 31, représentent une citerne en béton de ciment, d'un modèle adopté pour des maisons de garde par la Compagnie d'Orléans. La capacité est d'environ 9 mètres cubes. Sur l'aqueduc d'amenée on intercale une grille et un filtre vertical en gravier.

Au sommet de l'ovale est un puits fermé par deux volets en tôle. On tire l'eau avec un seau suspendu à un cordage avec poulie.

Il serait facile de monter une pompe ordinaire en fonte au niveau du sol; mais ces pompes exigent, notamment pendant les gelées, un soin qu'on ne peut peut-être pas exiger des ouvriers. Cependant la pompe serait plus commode et ne coûterait pas plus cher que le puits.

La citerne ovaie en béton de ciment est moulée à l'aide d'un cintre formé de sept zones horizontales reposant sur un châssis; chaque zone est composée de trois panneaux assemblés au moyen de boulons; entre les joues d'un assemblage se trouve un coin que l'on enlève pour le décintrement. La dimension des éléments est telle qu'on peut les retirer par le puits. Ce système est un peu compliqué et ne peut être appliqué qu'en série.

Citernes-filtres de Venise. — Les forages profonds ont permis de reconnaître sous la lagune de Venise une nappe d'eau puissante; mais autrefois Venise n'était alimentée que par des citernes. On en comptait plus de 2 000, dont le volume dépassait 200 000 mètres cubes. La surface de la ville était de 1 400 hectares qui reçoivent environ 1 mètre de pluie par an. On recueillait tout ce qu'on pouvait de cette eau pluviale.

Mais l'eau pluviale, pure et limpide avant de toucher le sol, se charge de poussières et de matières organiques au contact des toitures et des terrasses, elle forme des dépôts dans les citernes, et il y a tout avantage à la filtrer au préalable.

C'est ce qu'on faisait à Venise, où l'on avait disposé les citernes-filtres que représente la figure 95.

Le réservoir en maçonnerie, sur plan circulaire, reçoit à l'intérieur

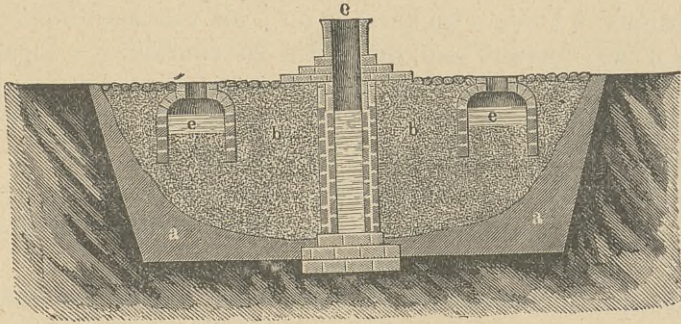


Fig. 95.

une cuvette *aa* en argile, remplie de sable *bb*, et le tout est recouvert d'un dallage. Les eaux recueillies arrivent dans un canal circulaire *ee*, sans radier; l'eau pénètre donc dans le sable, s'y accumule et la nappe s'élève librement dans le puits central *C* dont les parois sont à jour sur une partie de sa hauteur. C'est par ce puits débouchant à l'air libre que l'on tirait l'eau avec des seaux.

L'eau ainsi conservée demeurerait fraîche et limpide, mais devait se corrompre assez rapidement et avait besoin d'être exposée à l'air.

Mieux vaudrait se contenter d'une citerne ordinaire et filtrer dans un appareil domestique l'eau qu'on en tire.

Observations résumées sur les citernes. — En résumé, les citernes sont précieuses en bien des cas; avec quelques soins et quelques précautions, on peut en tirer une eau de qualité suffisante; il est regrettable qu'en bien des pays on n'en ait pas généralisé l'usage. Elles sont encore appelées à rendre de précieux services. Il serait bon de ne pas y admettre l'eau directement, mais de la faire passer par un puisard de décantation séparé de la citerne par un grillage métallique; on pourrait même adopter un double grillage comprenant une couche de gravier facile à renouveler. Le tuyau d'aspiration de la pompe peut être muni d'une crépine à sa base, mais ce n'est point nécessaire. Il faut profiter de toutes les circonstances pour nettoyer la citerne, car

on trouve toujours au fond un peu de vase noire ; quand il est possible de ménager à cet effet une petite bonde de fond avec un conduit de décharge, il ne faut pas manquer de le faire.

B. — PRISES D'EAU EN RIVIÈRE

Sur les petites rivières, les prises d'eau se pratiquent comme pour les irrigations, à l'aide d'un barrage ou d'un vannage établi en travers du cours d'eau, forçant tout ou partie du courant à s'engager dans une rigole ou dans un aqueduc de dérivation.

On place en tête de la dérivation soit un tuyau à crépine qui plonge dans le milieu du courant, soit un grillage, soit un filtre en moellons ou en gros gravier, afin d'arrêter les corps flottants et les grosses matières en suspension. Mais il faut avoir soin d'entretenir ces appareils et d'en empêcher l'obstruction.

En principe, surtout lorsque la prise d'eau s'opère par machines, il faut réduire le plus possible la longueur d'aspiration, placer la crépine assez bas pour qu'elle soit toujours noyée, prendre l'eau aussi propre qu'on le peut, éviter l'entraînement des corps solides et arrêter les corps flottants.

Petites prises d'eau en rivière. — La figure 7, planche 29 montre une prise d'eau en Loire pratiquée par un aqueduc en maçonnerie, avec rampant sur la berge, dont le radier est descendu au lit du fleuve ; le puisard d'aspiration est descendu plus profondément ; une grille est placée en tête de l'aqueduc. Cette construction, si elle inspire toute sécurité, est évidemment coûteuse, même en ne donnant que 0^m,70 ou 0^m,80 d'ouverture à l'aqueduc. Même solution figure 8.

La figure 9 représente une autre prise en Loire, à la Charité : le puisard est logé sous le lit du fleuve, recouvert d'un remblai en moellons et d'un perré ; il reçoit donc une eau grossièrement filtrée. Un puisard de ce genre est facile à constituer avec une cuve sans fond en tôle ou en ciment, recouverte d'un chapeau perforé ; on peut même, s'il le faut, ménager des barbicanes dans le pourtour de la cuve. Quelquefois le puisard reste apparent (*fig. 3*).

Lorsque l'on établit un aqueduc perpendiculaire à la berge, on peut le constituer (*fig. 4*, pl. 29) avec deux files de pieux et palplanches entre lesquelles on déblaye et on remplit la fouille avec des moellons et des cailloux ; le puisard d'aspiration termine cet aqueduc et est établi à une certaine distance de la berge, soit à sec, soit par épuisement.

Prise d'eau dans la Seine, type de l'usine d'Ivry. — L'usine d'Ivry, appartenant à la ville de Paris, prend à la Seine 82 000 mètres cubes par jour; l'aspiration se fait dans une galerie, parallèle au fleuve, établie dans la berge parallèlement au bâtiment des machines; l'eau du fleuve arrive dans cette galerie par deux tuyaux en tôle de 1 mètre de diamètre et de 70 mètres de long qui débouchent au fond de la galerie et peuvent être fermés avec des vannes circulaires en fonte à garniture de bronze qui se manœuvrent de la plate-forme superposée à la galerie.

La galerie de l'aspiration a été fondée par épuisement dans une enceinte, et l'eau retirée de la fouille, marquant 100° à l'hydrotimètre, provenait évidemment non du fleuve, mais de la nappe souterraine. Dans cette galerie débouchent les tuyaux d'aspiration qui n'ont ni crépine, ni clapet de pied, l'amorçage se fait de lui-même par l'appel de l'air que produisent les pompes.

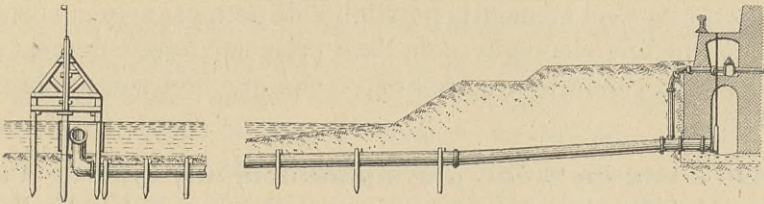


Fig. 96.

La suppression des crépines et clapets est avantageuse parce qu'elle supprime des contractions et des pertes de charge, mais elle peut devenir dangereuse puisqu'elle permet l'aspiration des matières solides, susceptibles de désorganiser les pompes. Pour parer à ce danger, on a eu soin de placer dans la galerie, entre l'orifice d'amenée venant du fleuve et les conduits d'aspiration, des grilles inclinées, composées de fers plats placés de champ, laissant entre eux des vides de 0^m,02; ces grilles sont semblables à celles qu'on dispose sur les cours d'eau à l'amont des moteurs hydrauliques pour arrêter les herbes et corps flottants.

Le tuyau d'amenée prend naissance vers le milieu de la Seine, par un orifice situé à 1 mètre au-dessus du fond, tourné vers l'aval et placé au milieu d'une caisse en bois à claire-voie, entourée elle-même d'une patte d'oie en charpente; cet obstacle est signalé à la navigation par un signal rouge pendant le jour et par une lanterne rouge pendant la nuit.

Le tuyau en tôle se compose de viroles, assemblées avec couvre-joints extérieurs et avec rivets dont les têtes fraisées à l'intérieur ne

font aucune saillie sur la paroi de la conduite ; on a battu à l'emplacement du tuyau deux lignes de pieux entre lesquelles on a dragué ; le tuyau, construit à l'avance et flottant, a été amené au-dessus de la rainure et immergé par lest d'eau, puis on a recepé les pieux, on les a reliés par des chapeaux et on a rempli la rainure avec des moellons.

Quand les machines sont en repos, le niveau de l'eau dans la galerie d'aspiration est le même que celui du fleuve ; mais quand l'aspiration fonctionne, une dénivellation se produit, d'autant plus forte qu'on demande à la conduite d'amener un débit plus élevé. Il est facile de calculer cette dénivellation, connaissant le débit, à l'aide des formules ordinaires.

La galerie d'aspiration peut être divisée en deux parties à l'aide d'un barrage en poutrelles qui s'engagent dans des rainures verticales ; on épuise une des chambres après avoir baissé la vanne circulaire du tuyau d'amener et on peut la curer et la nettoyer.

De même on s'est ménagé la possibilité de nettoyer le tuyau d'amener en y lançant une chasse avec de l'eau prise sur le refoulement ; c'est à quoi sert la conduite avec robinet-vanne que l'on voit au-dessus de la galerie.

Prise d'eau en Seine par siphonnement, type de l'usine de Javel à Paris. — La prise d'eau de l'usine de Javel à Paris se pratique en Seine, à l'aide d'un tuyau formant siphon, disposition qui a permis d'éviter les travaux coûteux destinés à loger, comme à Ivry, la conduite d'amener entièrement au-dessous du plan d'eau du fleuve.



Fig. 97.

Le siphon en tôle de 133 mètres de long et de 0^m,60 de diamètre a son point culminant près du puisard d'aspiration des pompes et il débouche au fond de ce puisard ; il est relié à son sommet avec la conduite de refoulement qui donne l'eau nécessaire à l'amorçage. Pour amorcer, on ferme la vanne qui termine le siphon dans le puisard et le robinet dont ce siphon est muni sous le bas-port à un niveau inférieur à celui de la Seine, puis on établit la communication avec la conduite de refoulement ; le siphon se remplit, on ouvre la vanne et le robinet et les machines peuvent se mettre en marche.

Naturellement, il s'établit entre la Seine et le plan d'eau du puisard une dénivellation en rapport avec le débit qu'on demande au siphon, dénivellation facile à calculer.

Le siphon ne tarderait pas à s'arrêter par l'accumulation à son point haut de gaz dissous dans l'eau qui se dégagent sous l'influence de la diminution de pression; pour combattre ce danger, le sommet du siphon est relié par un petit tuyau, dit *sucette*, avec les tuyaux d'aspiration des deux pompes; le gaz est ainsi aspiré et s'échappe par les pompes.

La même disposition, qui a donné d'excellents résultats, a été appliquée à l'usine de Bercy; le siphon a 155 mètres de long et 0^m,80 de diamètre.

Distribution d'eau de Vichy, prise d'eau directe dans l'Allier. — La distribution d'eau de Vichy a été établie, en 1864, par M. Radoult de Lafosse, ingénieur des ponts et chaussées.

La prise est faite dans le lit même de l'Allier, en arrière d'une jetée submersible en enrochements, la digue des Bourrins. Le puisard est formé par un caisson en tôle de 3 mètres de diamètre et de 2^m,80 de hauteur, immergé au-dessous de l'étiage. Ce caisson, ouvert à sa partie inférieure, a ses parois latérales percées de trous circulaires de 0^m,01 de diamètre, à raison d'un trou par décimètre carré. Dans ce caisson plonge le tuyau d'aspiration des pompes.

Il a été foncé jusqu'au tuf calcaire à travers les dépôts de gravier du lit de l'Allier, en arrière de la digue, mais il est relié par un aqueduc de 0^m,40 de côté, traversant la digue, avec le courant principal de la rivière qui suit toujours la digue.

Les eaux de la rivière sont donc prises sans aucun filtrage préalable, car leur passage à travers la faible couche de gravier qui entoure le caisson ne peut les dépouiller des matières terreuses en suspension.

On a justifié l'absence de filtrage par les raisons suivantes : 1° les quatre cinquièmes au moins de l'eau élevée sont destinés à l'arrosage; 2° l'eau de l'Allier n'a besoin d'être clarifiée qu'à certaines époques, elle est très salubre et préférable sous ce rapport à l'eau des sources voisines et des puits de la ville; 3° la clarification de l'eau destinée à la table s'obtient facilement par l'emploi, dans chaque habitation, de filtres particuliers, et cette gêne a paru peu de chose en présence de la dépense qu'aurait entraînée l'installation de filtres généraux; 4° si l'établissement de filtres naturels en rivière eût été possible, on y eût eu recours, mais le peu de développement des grèves et leur mobilité ne le permettaient pas.

Aujourd'hui, ces raisons ne seraient point convaincantes et l'instal-

lialion de filtres artificiels serait certainement prévue ; l'exploitation de ces filtres ne saurait être bien coûteuse vu la rareté des eaux troubles.

La conduite d'aspiration qui va du puisard aux machines a 74 mètres de long et 0^m,30 de diamètre ; elle se bifurque pour alimenter l'un ou l'autre des systèmes de pompes. Il y a un système horizontal, qui aspire à 6 mètres et refoule à 16 mètres et un système vertical qui aspire à 2 mètres et refoule à 20 mètres ; ces deux systèmes fonctionnent alternativement suivant la hauteur des eaux.

Les pompes élèvent 24 litres à la minute à une hauteur virtuelle de 25 mètres, perte de charge comprise, d'où un travail effectif de 600 kilogrammètres. La machine horizontale avec un rendement de 0,55 consommait presque 5 kilogrammes de charbon, très médiocre, il est vrai, par cheval-heure. La machine verticale consommait beaucoup plus encore, malgré l'avantage qu'elle présentait de la commande directe. Mais il fut reconnu que les clapets des pompes verticales étaient fort défectueux et que, vu la marche nécessairement lente du piston à vapeur commandant un piston à eau, il se produisait des pertes de vapeur considérables autour du premier piston.

Ces inconvénients seraient certainement évités aujourd'hui, tout en conservant la commande directe, mais ils auraient justifié à cette époque l'adoption d'un engrenage intermédiaire.

Le réservoir de 1 430 mètres cubes, tout entier en déblai, est à base carrée avec couvertures en voûtes d'arête ; le radier, sur banc calcaire résistant, a 0^m,40 d'épaisseur ; les voûtes ont 6^m,40 d'ouverture, 1^m,62 de flèche, elles sont formées de deux briques à plat de 0^m,035 d'épaisseur avec mortier de ciment et enduit de 0^m,02.

Un flotteur met en mouvement le long d'un mât un signal visible du bâtiment des machines.

Le bâtiment des machines a coûté 34 000 francs, les machines et l'outillage 65 000, et le réservoir 40 000.

Moyen d'éviter le mélange des eaux courantes au confluent de deux cours d'eau. — Lorsque deux cours d'eau se rencontrent ou lorsqu'une source naît dans un cours d'eau, il arrive souvent que l'une des eaux est claire et l'autre trouble ; il peut y avoir grand avantage à empêcher le mélange afin de recueillir l'eau claire.

A cet effet, Belgrand a indiqué un moyen simple, qui paraît susceptible de nombreuses applications.

« Il suffit, dit-il, d'entourer le débouché du petit cours d'eau d'une cloison grossière, non étanche. En laissant les eaux du ruisseau s'écouler librement par les vides de la cloison, l'eau de la rivière ne pourra

entrer, même en temps de crue, dans le petit bassin formé autour du confluent; car l'eau du ruisseau, en s'écoulant par les vides de la cloison, subit une perte de charge; son niveau est donc plus élevé à l'intérieur qu'à l'extérieur du bassin, et l'eau extérieure n'y peut rentrer. La cloison détruit d'ailleurs les tourbillonnements et le batillage de l'eau. Si l'on veut détourner complètement le petit ruisseau et empêcher tout mélange de son eau avec celle de la rivière à l'extérieur du bassin, la cloison non étanche est encore suffisante; car, par l'effet de la dérivation du petit ruisseau, une partie de l'eau de la rivière est appelée dans le bassin; elle subit une perte de charge en traversant la cloison; il en résulte une dénivellation de l'extérieur à l'intérieur du bassin, et pas une goutte d'eau du ruisseau ne peut sortir par les vides de la cloison. »

Par ce procédé simple, Belgrand a pu capter une source voisine de l'usine de Saint-Maur, source dont les eaux limpides disparaissaient à la moindre crue sous les eaux boueuses de la Marne.

Ce procédé est nettement indiqué pour séparer du cours d'eau qu'elle alimente une source à laquelle on prend une partie de son débit.

C. — EAUX DES LACS OU DES ÉTANGS, NATURELS OU ARTIFICIELS. DIGUES ET RÉSERVOIRS

Les dépressions du sol, formant cuvette, retiennent les eaux que leur amènent les rivières ou les torrents ou l'égout naturel des terres. Par là se forment les lacs, les étangs et les mares. En imitant la nature, on crée des lacs et des étangs artificiels; il suffit de barrer une vallée, une dépression du sol dans un pays imperméable.

Ces réservoirs artificiels ont été créés à l'origine en vue des irrigations, des usages industriels ou de l'alimentation des canaux; quelques-uns cependant servent, en tout ou en partie, à l'alimentation des villes. Les digues, qui les engendrent, sont d'ordinaire des ouvrages énormes, exceptionnels; nous n'avons pas l'intention de les étudier ici d'une manière détaillée. Mais nous ne pouvons cependant les passer sous silence et nous devons présenter les lignes principales de la question. L'ingénieur chargé de créer un édifice de ce genre est, du reste, tenu tout d'abord d'étudier minutieusement et de visiter avec soin les ouvrages de ses devanciers.

Des lacs au point de vue de l'alimentation en eau potable.

— Les grands lacs donnent une eau pure et limpide. La décantation

prolongée y produit d'ordinaire une eau d'une transparence merveilleuse, que l'on admire quand on navigue sur les lacs. Il en est dans lesquels on distingue une pièce d'argent par des profondeurs de 20 et 30 mètres.

La température des grands lacs varie surtout à la surface ; l'eau conduit mal la chaleur et les couches profondes ne sont pas atteintes par la chaleur superficielle. Ainsi, dans le lac de Genève, alors que l'eau marquait 19° à 5 m. de profondeur, elle ne possédait plus qu'une température de 14° à 25 mètres, de 8° à 50 mètres, de 7° à 75 mètres.

Il est clair que l'influence de la végétation, des détritits de tous genres, est plus grande sur les rives qu'au centre ; il faut donc en éloigner les prises d'eau et les placer à un niveau que l'expérience indique et qui soit tel que l'eau ait la température constante et voulue.

Dans les lacs de Nantua, d'Aiguebelette, le passage des couches chaudes aux couches froides, en été, se fait brusquement, à une profondeur de 10 à 15 mètres, avec des variations qui atteignent parfois 3 degrés par mètre. En même temps, un changement important se produit dans la teneur en carbonate de chaux.

Le Léman, le lac d'Annecy et le lac du Bourget ont été étudiés avec beaucoup de soin par M. Delebecque, ingénieur des ponts et chaussées.

Voici l'analyse qu'il donne des eaux du *lac d'Annecy* :

Résidu fixe.....	0 ^{gr} 1511 par litre
Acide carbonique total.....	0 ^{gr} 1475 —
— — libre.....	0 ^{gr} 0851 —
Silice.....	0 ^{gr} 0039 —
Alumine et fer.....	traces
Chaux.....	0 ^{gr} 0693 —
Magnésie.....	0 ^{gr} 0073 —
Alcali.....	traces
Chlore.....	traces

On peut donc trouver dans les grands lacs des eaux pures et fraîches, mais il ne faut pas les prendre au hasard ; la prise d'eau doit être distante des rives et des agglomérations, du courant des petites rivières ; il faut l'établir dans une partie profonde et l'on peut même être amené à en changer le niveau suivant les saisons.

Les exemples, que nous aurons l'occasion de citer, des prises d'eau de Zurich et de Chicago, sont instructifs en la matière.

Eaux de Glasgow, réservoir de captation, lac Katrin. —

Il y a quarante ans, la partie de Glasgow, située sur la rive droite de la Clyde, était alimentée en eau de la rivière élevée par machines et la

rive gauche recevait, par la gravité, les eaux recueillies dans la montagne à 10 kilomètres de la ville.

Un ruisseau a été barré au-dessus de la zone industrielle et le bassin de collection ainsi formé occupe 1 100 hectares. Ce bassin basalitique, à peine cultivé, conserve plus de la moitié de la hauteur de pluie annuelle, soit 0^m,60 sur 1 mètre. On ne saurait évidemment compter sur un tel résultat dans d'autres climats. Les eaux restent à peu près pures, vu la nature du sol.

A chaque gorge est un immense remblai avec conduites ; au dernier étang, une tour, avec robinets vannes à diverses hauteurs, permet de puiser l'eau aux couches les plus limpides et les plus reposées. L'eau qui est prise est envoyée sur des filtres à sable et gravier où s'achève la clarification, et il en sort un liquide parfait. La surveillance et l'entretien des filtres sont faciles, car ils reçoivent une eau déjà pure.

On a à se défendre contre les eaux troubles qui, par les fortes pluies d'hiver, arrivent chargées de tourbe ou d'argile ; on ne les laisse pas entrer dans les étangs et on les jette dans un canal latéral de décharge.

Cette disposition exige des bassins immenses et, en effet, à Manchester la réserve était de 18 millions de mètres cubes pour une population de 400 000 âmes.

Avec 150 litres d'eau par tête, Glasgow n'en avait pas assez. Alors surgit l'idée de recourir au lac Katrin, ornement de la sévère et grandiose région décrite par Walter-Scott. C'est un réservoir de 1 000 hectares de superficie, taillé dans le schiste micacé, ses bords sont à pic, son bassin, de 9 000 hectares, reçoit 1^m,40 de pluie par an et, sous ce climat brumeux et froid, le lac en recueille 1 mètre de hauteur. L'eau du lac est limpide, douce et fraîche. Avec une oscillation de 1^m,50 dans le niveau, on a une réserve de 15 millions de mètres cubes pour assurer les besoins de la saison sèche. Un aqueduc de 50 kilomètres de long peut amener les eaux à presque 100 mètres au-dessus des quais de la Clyde.

Prise d'eau de Chicago, dans le lac Michigan. — En 1840, Chicago avait 4 500 habitants et buvait l'eau des puits et des citernes ou l'eau du lac Michigan amenée par voitures.

Une compagnie immergea un caisson dans le lac, éleva l'eau par machines et la distribua par des tuyaux en bois de 0^m,05 à 0^m,15 de diamètre ; cela a disparu, ainsi que les installations faites ultérieurement par la ville pour élever l'eau du lac prise sur ses rives, eau qui ne tarda pas à devenir impropre à la consommation.

Il fallut reporter la prise d'eau dans le lac même, à 3 220 mètres de la rive. En ce point, où la profondeur d'eau est de 10^m,67, est établi un puits à parois de fonte, de 2^m,75 de diamètre intérieur, enfoncé dans l'argile de fond; trois vannages permettent de prendre l'eau à diverses hauteurs.

Ce puits du large est réuni par une galerie à un puits de rive. La galerie est à 23 mètres au-dessous des eaux, à 12 mètres au minimum au-dessous du fond du lac; elle a une pente de 0^m,35 par kilomètre; sa section est légèrement ovale, 1^m,52 de large sur 1^m,60 de haut, ce qui permet le dégagement des cintres. Elle peut débiter de quoi donner 50 gallons (189 litres) par jour et par tête à 1 million d'habitants. Établie dans l'argile bleue compacte, elle est formée avec deux anneaux de briques de 0^m,10 d'épaisseur.

Le puits de rive, semblable au puits du large, communique avec une autre galerie, établie à 6 mètres seulement en contre-bas de la surface, qui amène l'eau dans un vaste regard, divisé en compartiments étanches, d'où rayonnent des conduites qui alimentent les puisards des diverses machines.

Les machines refoulent l'eau au sommet d'une tour s'élevant à 47 mètres au-dessus du sol; la conduite ascensionnelle de 0^m,91 de diamètre occupe le centre de la tour et l'escalier s'enroule autour d'elle.

Le tunnel du lac et les ouvrages accessoires, maison de garde et phare accolés au puits du large, ont coûté 2 300 000 francs.

La ville de Cleveland est alimentée par un tunnel analogue qui va prendre l'eau du lac Erié, à 2 kilomètres de la rive.

Il paraît que, malgré cette distance, les eaux du lac ne sont pas à l'abri de toute contamination.

Des étangs et des mares. — En principe, l'eau des étangs et des mares est à proscrire de l'alimentation. Ces bassins sont le siège d'un pullulement intense, animal et végétal; les vases s'y accumulent; les rives sont alternativement à sec ou submergées. L'odeur même des eaux en dénote la corruption. Les habitations voisines sont presque toujours ravagées par les fièvres et les épidémies.

Il est un cas cependant où l'eau d'un étang peut être bonne, c'est quand cet étang n'est que le bassin d'une source y prenant naissance, ou le renflement d'une rivière pérenne, voisine de sa source, préservée de toute souillure.

Encore faut-il que la capacité du bassin ne soit pas excessive par rapport au débit de la source ou de la rivière; si l'eau peut s'y renou-

veler par exemple en quelques heures, il est évident qu'il n'y a rien à craindre.

Veut-on cependant installer une prise d'eau dans un pareil bassin ? il faudra se garder de la placer près des bords ; le mieux sera de recourir à un tuyau aboutissant à une cloche renversée, placée soit sur les sources, soit au milieu du courant. Cette précaution simple et peu coûteuse parera à tout danger.

Lacs et étangs artificiels. — La création d'un lac ou d'un étang artificiel est des plus délicates. On peut en tirer une eau potable, mais à la condition de donner au bassin une grande profondeur ; les nappes d'eau de quelques mètres seulement sont sujettes à corruption et la température y varie dans de grandes proportions.

Il faut tout d'abord procéder à l'étude géologique et hydrologique du bassin de réception, reconnaître la quantité d'eau qu'il peut fournir, s'assurer que cette eau superficielle échappe à toute cause de contamination, établir s'il le faut un périmètre de protection. C'est ensuite que l'on dresse le projet de la digue, dont la hauteur dépend du cube maximum à emmagasiner.

Quantité d'eau qu'on peut recueillir sur un bassin donné. — Lorsque l'on compare le débit total d'un cours d'eau pendant un temps donné au volume de pluie reçu par son bassin dans le même temps, on a le degré d'imperméabilité du sol.

Des observations faites par Graëff dans le département de la Loire sur le Furens, l'Auzou et le Sornin, il résulte que le rapport de leur débit au cube de pluie reçu par leur bassin est de 0,64 en moyenne pour l'année entière ; il tombe à 0,27 en été, reste voisin de la moyenne au printemps et à l'automne, et dépasse l'unité en hiver parce qu'aux eaux superficielles s'ajoute le produit des sources.

L'eau disparue s'en va par évaporation ou par pénétration dans le sol. M. Poincaré a trouvé dans la Meuse, pour un bassin imperméable, que dans une période pluvieuse les terrains humectés antérieurement envoyaient aux rivières 0,94 de la pluie ; dans d'autres bassins moyennement perméables, dès que la proportion des terrains perméables atteignait 45 0/0 du total, le rapport se maintenait dans le voisinage de 0,47.

En pareille matière, la pente des versants et la nature de la culture du sol exercent une grande influence ; ainsi Vallès n'a trouvé pour le même rapport que la valeur 0,06 lorsqu'il a calculé le volume d'eau annuel reçu par les étangs qui envoient leurs eaux à Versailles et qui

reçoivent l'égout de terres fortes, mais peu inclinées et cultivées à labours profonds.

Aux réservoirs du canal de Nantes à Brest, le rapport a varié de 0,08 à 0,40 et a été en moyenne de 0,23 ; on a reconnu qu'il était influencé surtout par la répartition des pluies suivant les saisons et aussi, cela va sans dire, par la hauteur annuelle de la pluie.

Ainsi les étangs de la Puisaye, situés entre les vallées supérieures du Loing et de la Trézée, affluent de la Loire, et servant à l'alimentation du canal de Briaré, tiennent emmagasinés les volumes d'eau ci-après exprimés en milliers de mètres cubes :

1 ^{er} févr.	1 ^{er} avril	1 ^{er} mai	1 ^{er} juin	1 ^{er} juillet	1 ^{er} août	1 ^{er} sept.	1 ^{er} oct.	1 ^{er} nov.	1 ^{er} déc.	31 ^e déc.
ANNÉE HUMIDE (1878) :										
6630	9391	10894	10326	8830	6890	6285	6050	6352	8946	10246
ANNÉE D'EXTRÊME SÈCHERESSE (1874) :										
8474	8229	7484	6065	4591	2824	2373	1362	314	235	1525

On voit par ce court exposé de quelles variations sont susceptibles les ressources disponibles suivant les saisons et les années, surtout dans les bassins qui ne sont pas boisés ou gazonnés et franchement imperméables ; les bassins en montagnes présentent souvent ces conditions avantageuses.

L'étude hydrologique, en l'absence de documents anciens et précis, doit donc être poursuivie pendant plusieurs années avec une méthode rigoureuse.

CONSTRUCTION DES DIGUES

Les digues se font en terre ou en maçonnerie ; chacun des deux systèmes a ses avantages et ses inconvénients. Les derniers accidents, comme celui de Bouzey, ramèneront sans doute la faveur aux ouvrages en terre, avec lesquels on semble avoir moins à redouter les ruptures instantanées et les ébranlements en masse. Jusqu'à présent, cependant, on ne les admettait que pour des hauteurs de retenue ne dépassant pas une douzaine de mètres. Grâce aux précautions prises dans la construction de ces digues, avec l'emploi de bons remblais corroyés, arrosés de lait de chaux, revêtus à l'amont par une chemise imperméable et néanmoins drainée, protégés contre les infiltrations de fond et contre les sous-pressions par un mur de garde encastré dans le rocher solide, il semble que les digues en terre, bien surveillées, peuvent inspirer confiance, pourvu qu'elles ne soient pas exposées à

être surmontées par les eaux, et qu'en tout cas les avaries capitales doivent s'y produire avec une certaine lenteur qui laisse un temps suffisant pour avertir et mettre à l'abri les populations menacées.

Quoiqu'il en soit, il ne faut pas condamner les murs en maçonnerie ; lorsqu'on peut les asseoir sur un sol immuable et compact, apporter à la construction des soins minutieux, leur donner un plan, une forme curviligne qui se prête mieux à la dilatation, ces murs peuvent inspirer de la sécurité.

I. — DIGUES EN TERRE

L'appareil d'un étang ou d'un réservoir comprend :

1° La *digue* ou *chaussée*, qui sert d'ordinaire au passage des piétons et des voitures ;

2° Le *déversoir* qui livre passage aux eaux surabondantes, en cas de pluies, d'orages ou de crues, et qui doit être tel que la digue ne puisse en aucun cas être surmontée ; la *revanche*, c'est-à-dire la hauteur de digue ménagée au-dessus du niveau maximum, doit être calculée en conséquence ;

3° La *bonde* qui sert à la prise d'eau et à la vidange ; il y a généralement plusieurs bondes ou aqueducs à des niveaux différents ; lorsqu'on peut les loger dans des tunnels pratiqués dans le coteau, latéralement à la digue, la solution est préférable, car la soudure des aqueducs et du massif de la digue constitue toujours un point faible pour la résistance ;

4° Les *fossés d'enceinte* du bassin qui arrêtent les boues et les sables apportés par les eaux ;

5° Les *rigoles d'alimentation* ; ce sont souvent des rivières naturelles plus ou moins déviées, à condition cependant qu'elles possèdent des eaux claires, car les eaux troubles et limoneuses arrivent parfois à combler rapidement les plus grands bassins. Nous avons montré ailleurs les inconvénients énormes que cette circonstance a entraînés au canal de Marseille, dérivé de la Durance ; certains réservoirs de décantation ont dû être abandonnés au bout de peu d'années parce qu'on ne savait où mettre les vases qui les avaient remplis.

Les réservoirs artificiels ont été de tout temps très développés en Espagne, surtout dans le centre et dans le midi ; les pluies y sont fort irrégulières ; les rivières torrentielles, dépourvues de régulateurs naturels, ont un débit extrêmement variable ; pour sauver l'agriculture, pour alimenter les villes et pour atténuer les inondations, on a

profité des dépressions naturelles et on y a emmagasiné les eaux à l'aide de digues.

On a préféré souvent à un grand réservoir unique, dont on ne saurait méconnaître les avantages et l'économie, plusieurs barrages étagés dans la vallée; les ressources sont mieux aménagées, les emplacements plus faciles à trouver, les dangers moindres et les réparations plus faciles.

Il va sans dire que la première condition à remplir pour les digues de terre est de les asseoir et de les encastrer dans un sol imperméable et incompressible; on arrive presque toujours à les établir partie en déblai et partie en remblai.

La revanche varie de 0^m,50 à 1 mètre suivant les cas et suivant l'importance des vagues à redouter (on sait qu'un vent de tempête peut produire à la surface d'un lac des vagues comparables à celles de la mer); le tassement en hauteur est prévu égal à un vingtième; la largeur en couronne est d'au moins 1^m,50 si elle ne doit pas recevoir une voie charretière; le talus d'aval est réglé à 1 ou 1 1/2 de base pour 2 de hauteur; le talus d'amont, humecté par les eaux, est plus adouci et l'on adopte d'ordinaire 3 de base pour 1 de hauteur (de Llaurado).

Le réservoir de Logrono, de 1 500 000 mètres cubes de capacité, est fermé par une digue en terre de 10 mètres de hauteur, 2 mètres en couronne, talus d'aval à 1,5 de base pour 1 de hauteur, talus d'amont à 2,8 pour 1; il y a un déversoir de 30 mètres de largeur. La dépense a été de 80 000 francs, soit 0 fr. 055 par mètre cube de capacité créée.

Le barrage d'Égéa de los Caballeros, province de Saragosse, de 2 200 000 mètres cubes de capacité est fermé par une digue en terre de 14 mètres de hauteur, avec revanche de 2 mètres revêtue de pierres; talus d'aval à 1,5 de base pour 1 de hauteur; à l'amont la revanche à un talus de 1,5 sur 1 et le reste du talus est à 3 pour 1. Dépense: 194 000 francs, ou 0 fr. 09 par mètre cube.

Dans les *Indes anglaises* (Rapport de M. Barois, ingénieur en chef des ponts et chaussées), la plupart des digues sont en terre, et le système mixte, terre et maçonnerie, se rencontre assez souvent; la digue a alors une section analogue à celle d'un grand mur de quai appuyé à l'aval contre un fort massif de terre. Les accidents signalés ont tous été causés par ce fait que les eaux ont débordé sur la digue; c'est que la revanche et les déversoirs étaient alors insuffisants. Il est prudent d'avoir une revanche d'au moins 1^m,50 pour les petites digues et de 2^m,40 pour les plus élevées.

La largeur en couronne est de 3 mètres à 3^m,50, la pente du talus

est réglée suivant la qualité du remblai et la nature des revêtements. D'ordinaire elle est à l'aval de 1^m,5 de base pour 1 de hauteur ; le talus d'amont est revêtu soit avec un perré, soit avec un lit de pierres fortes et damées, soit avec des gazons posés à plat, soit avec des fascines de roseaux.

Le remblai de la digue s'effectue avec des terres transportées à dos d'homme dans des couffins ; tassées par le piétinement et par les pluies d'au moins deux campagnes, ces terres prennent de la cohésion ; si on les juge perméables, on intercale au centre de la digue un mur d'argile corroyée, que parfois même on borde de drains transversaux et longitudinaux conduisant les eaux d'infiltration à l'aval et à une certaine distance de la digue.

Les réservoirs indiens s'ensavent progressivement, et lorsqu'on ne peut effectuer le curage, on ajourne l'abandon du réservoir en exhaussant la digue.

Il y a en France des digues en terre fort anciennes, notamment sur le *canal du Centre*, où douze réservoirs emmagasinent plus de 20 millions de mètres cubes ; neuf ont été commencés au siècle dernier ; le plus considérable, Torcy-neuf, près de 9 millions de mètres cubes, a été terminé en 1887.

Ces digues en terre ont donné lieu autrefois à de graves accidents : celle de Longpendu se rompit en ventôse an IX, la vallée fut ravagée, des habitants furent entraînés. — En 1825, la digue du Plessis céda et décupla le débit de la Bourbince ; des bateaux, des ponts, des maisons et un homme furent brisés et emportés. En 1829 et 1831 ce fut le tour de l'étang Berthaut et de l'étang de Torcy.

Ces accidents furent causés par l'insuffisance de la revanche et surtout par la construction défectueuse des perrés de revêtement d'amont qui s'effondrèrent et livrèrent le massif de terre à l'attaque libre des vagues.

Le talus d'amont était autrefois recouvert d'un perré continu en gros moellons perpendiculaires au talus ; l'eau, par le batillage, pénètre dans les joints, délave et entraîne la terre sous la queue des moellons ; le perré se déforme et s'effondre par boursoufflement des parties basses ; c'est ce qui est arrivé aux perrés de 8^m,50 et de 11 mètres de hauteur des étangs Berthaut et de Torcy.

Le mal ne se renouvela plus lorsque M. l'ingénieur en chef, Vallée, substitua au perré continu un revêtement en maçonnerie avec gradins.

Depuis 1830, les digues en terre ont été construites dans ce système. La digue de Montaubry (*fig. 1, pl. VI*) a 16^m,58 de hauteur au-dessus du fond de la vallée et 55^m,70 de largeur à la base ; ce profil

règne sur une longueur de 39 mètres. La fondation est à 6 mètres sous la vallée, sur le rocher bien purgé de pierre tendre ; trois entailles ou clefs font pénétrer le massif dans le rocher et s'opposent aux infiltrations. La terre du massif est un granite décomposé renfermant 3 de sable pour 2 d'argile ; elle a été placée par couches de 0^m,10 que le battage et la compression par rouleaux réduisaient à 0^m,06. Le revêtement d'amont se compose de murs indépendants reliés par des bermes en maçonnerie et le tout est couronné par un parapet garde-vague. Le talus d'amont, comme celui d'aval, est à 1^m,5 de base pour 1 de hauteur.

La figure 3, planche VI, donne le profil d'une digue moins élevée, celle de Mittersheim, canal de la Sarre. Le corroi est en terre de diluvium, composée d'autant de sable que d'argile, comprimée par couches de 0^m,08 avec un rouleau en fonte cannelée de 2 100 kilogrammes (12 passages) et arrosée avec un lait de chaux à raison de 12 litres de chaux par mètre cube de terre ; les gradins, destinés à résister aux glaces, ont plus d'épaisseur que ceux de Montaubry.

La figure 2, planche VI, donne la coupe de la digue de Torcy-Neuf (1887), bassin de 8 800 000 mètres cubes. Elle a 136^m,70 de longueur, 5^m,50 en couronne, 52^m,90 à la base dans le thalweg, hauteur maxima 16^m,30. Elle est bien enracinée dans le coteau, son volume est de 129,000 mètres ; la revanche est de 1^m,80 au-dessus de la retenue maxima, non compris un parapet de 1^m,20. Le talus d'amont a un revêtement de 50 centimètres d'épaisseur, en maçonnerie de moellons smillés posés sur béton ; ce revêtement forme dix talus inclinés à 45°, de 1^m,50 de hauteur chacun, reliés par des bermes de 0^m,90 de large et de 0^m,10 de haut ; deux de ces bermes ont 2 mètres de largeur. Le talus d'aval est à 2^m,75 de base pour 2 mètres de hauteur ; il est planté d'acacias sur 5 mètres de hauteur à partir du pied. Le massif repose sur le rocher vif mis à nu et trois clefs de corroi pénètrent dans le rocher pour rompre les filtrations possibles ; il a été placé par couches de 0^m,10 que le corroyage réduisait d'un quart ; on ajoutait 30 kilogrammes de chaux par mètre de terre, sous forme de poudre blutée si la terre était humide et de lait de chaux si la terre était sèche ; la compression a été obtenue par des rouleaux cannelés en fonte traînés par des chevaux, puis, dans de meilleures conditions à tous égards, par un rouleau à vapeur ; la main-d'œuvre du corroi, chaux comprise, revenait alors à 0^{fr},23 par mètre cube et le rouleau faisait 500 mètres par jour. La figure représente la coupe sur l'axe de la prise d'eau dont la disposition nouvelle est fort ingénieuse ; elle se fait aux divers étages d'une tour élevée dans le réservoir à l'amont de la digue et reliée

par une passerelle au sommet de celle-ci ; cette disposition évite de rompre l'unité du massif en terre, composé d'une bonne terre argilo-sableuse à 2 de sable pour 1 d'argile. La digue-barrage est revenue à 536 000 francs soit à 4 francs le mètre cube. Le réservoir a coûté 2 233 000 francs, soit 0^f,25 par mètre cube de capacité, mais les indemnités et acquisitions et les déviations de voies entrent pour plus de moitié dans la dépense.

Le *réservoir d'Orédon*, destiné à surélever le lac de ce nom et à alimenter le canal dérivé de la Neste qui doit porter au plateau de Lanomezan un débit de 7 mètres cubes à la seconde, est constitué aussi par une digue en terre avec perré continu maçonné, à l'amont ; ce perré a été construit avec des précautions toutes spéciales.

Dans le seuil naturel du lac on a creusé tout d'abord une tranchée destinée à recevoir les ouvrages de prise d'eau ; puis, au-dessus, on a élevé la digue qui donne au plan d'eau une surélévation de 16^m,80.

Le massif en terre a été mis en place à l'aide de wagons et de voies avec plans inclinés ; la terre graveleuse était déchargée sur le bec d'une buse en bois : lorsque celle-ci était couverte, on y lançait un courant d'eau de 15 litres à la seconde qui pénétrait la terre, la lavait, entraînait les particules vaseuses, agglomérait le reste, de manière à fournir un remblai incompressible.

Nous avons montré ailleurs que, pour obtenir par cylindrage une bonne chaussée empierrée, le principal facteur de l'opération était l'eau en abondance ; seule, elle assure la compacité du massif. L'effet a été le même dans le massif de la digue d'Orédon ; l'*action de l'eau* a comblé les vides et a fait l'œuvre d'une compression parfaite.

Le talus amont du massif a été recouvert (*fig. 5*, pl. VI) d'un perré qui porte : 1° une couche de béton de 0^m,20 ; 2° un perré à pierres sèches de 0^m,30 d'épaisseur formant drain ; 3° un revêtement en béton, d'une épaisseur variant de 1^m,60 à 1^m,20, avec chape en bitume de 0^m,02 ; 4° un perré à pierre sèche de 1 mètre d'épaisseur, formant protection contre la gelée et les glaces. Les eaux du drain sont recueillies par une galerie transversale. Avec ce système, le produit des infiltrations a été réduit à un cube insignifiant. La dépense s'est élevée à 0^{fr},10 par mètre cube d'eau emmagasiné.

Citons encore la digue de la Liez (Haute-Marne), fermant un réservoir de 16 millions de mètres cubes ; longueur du massif en terre, 459 mètres, hauteur maxima de retenue, 14^m,43. Revanche 2^m,10, plus un parapet de 1^m,25. Largeur en couronne, 5^m,50 ; le talus d'aval est formé de trois gradins séparés par des banquettes de 2 mètres de large et de 0^m,10 de pente ; le talus d'amont, dont l'inclinaison générale est à 3 mètres de base pour 2 mètres de hauteur, est recouvert par

des gradins maçonnés de 1^m,70 de haut inclinés à 1 pour 1 et reliés par des banquettes de 1 mètre de large et de 0^m,10 de pente. Le massif est protégé par un mur de garde descendu jusqu'aux marnes bleues dures ; il y a en outre quatre clefs d'ancrage en terre corroyée. On ne disposait sur place que de terres argileuses renfermant à peine un tiers de sable ; aussi mélangea-t-on à 2 volumes de ces terres un volume de gravier calcaire de la vallée de la Marne, pris à 3^k,5 de là ; ce mélange a fourni un corroi imperméable et fort peu compressible ; le retrait n'a été que de 12 0/0.

Les ingénieurs allemands déterminent la largeur en couronne l d'une digue en terre par la formule :

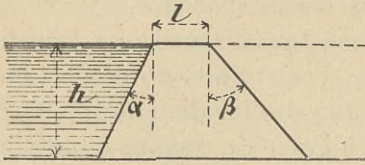


Fig. 98.

$$l = 3^m + 0,3 (h - 3)$$

dans laquelle h est la hauteur de la digue au-dessus du sol naturel.

Quant au volume du massif de terre par mètre courant, en appelant α et β les tangentes trigonométriques des talus, c'est-à-dire le rapport de la base à la hauteur pour chacun d'eux, il est égal à :

$$lh + \frac{h^2}{2} (\alpha + \beta)$$

et croît très vite avec la hauteur.

Conclusions sur les digues en terre. — Cette revue rapide montre qu'avec les précautions minutieuses adoptées pour l'exécution des massifs corroyés et pour leur revêtement, on peut arriver à construire de solides digues en terre pour des retenues de 15 mètres et plus, et, si elles n'ont pas à redouter les infiltrations par sous-pression, il semble qu'elles doivent inspirer autant de sécurité que des murs en maçonnerie et qu'elles exposent le pays d'aval à des catastrophes moins soudaines et par conséquent moins dangereuses pour les habitants.

II. — DIGUES EN MAÇONNERIE

Observations sur le calcul de ces digues. — Nous n'avons pas l'intention d'exposer ici la théorie complète et le calcul des murs soumis à la pression de l'eau ; nous l'avons fait ailleurs et ce développe-

ment nous entraînerait hors de notre cadre. Nous donnerons seulement un aperçu de la théorie avec quelques observations pratiques.

On considère toujours une tranche de mur d'un mètre de longueur et on suppose qu'elle doit résister seule aux efforts extérieurs, indépendamment des tranches qui la précèdent et qui la suivent.

Soit donc un massif dont ABCD est la section verticale reposant sur un rectangle $mnpq$ de 1 mètre de large; la pression P s'exerce sur cette base en un point E de l'axe. On admet que la pression totale P se répartit sur la base *suivant la loi du trapèze*, loi bien connue qui sert par exemple à calculer les culées des ponts.

La pression élémentaire maxima s'exerce sur l'arête pq la plus rapprochée du point d'application de la résultante totale P; appelons p cette pression élémentaire par mètre carré exprimée en kilogrammes;

Lorsque

$$u > \frac{1}{3} l,$$

on a :

$$(1) \quad p = \frac{2P}{l} \left(2 - \frac{3u}{l} \right)$$

lorsque

$$u < \frac{1}{3} l,$$

on a :

$$(2) \quad p = \frac{2}{3} \frac{P}{u}.$$

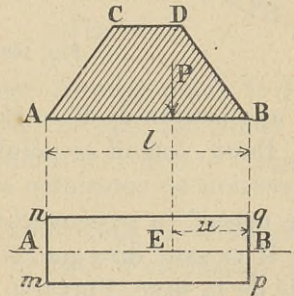


Fig. 99.

Pour suivre les variations de p , avec le déplacement de la pression totale P, supposons que celle-ci parte du milieu M de la base AB et s'avance progressivement vers l'arête B; lorsque P est au milieu de la base, ($u = \frac{l}{2}$), la pression p est égale à $\frac{P}{l}$, elle est constante sur toute la base et la charge totale est uniformément répartie sur cette base. C'est évidemment la circonstance la plus favorable pour la résistance.

Lorsque le point d'application de P se meut entre le milieu M de la base et le point N, placé au tiers de la base à partir de l'arête B, la pression élémentaire maxima p , donnée par la formule (1), se produit sur l'arête B et la pression minima p' sur l'arête opposée A; entre les deux arêtes la pression élémentaire varie comme l'ordonnée du trapèze ABRS ayant pour hauteurs p et p' . Quand le point d'application de P

arrive en N, au tiers de la base, la pression sur l'arête A est nulle et cette pression élémentaire varie, aux divers points de la base, comme les ordonnées du triangle ABR'. Lorsque le point d'application de P dépasse le tiers de la base, la pression élémentaire en A serait négative et positive en B; elle varierait comme les ordonnées de la droite S'KR'' qui coupe la base AB au point K. Mais une pression négative, c'est-à-dire une tension, ne

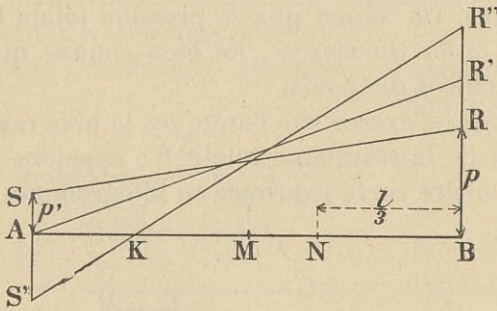


Fig. 100.

saurait exister en aucun point de la base puisque nous négligeons la cohésion et que nous supposons le massif simplement posé sur sa base; la pression totale P ne se répartit plus sur la base entière, mais seulement sur la fraction KB de cette base, fraction qui diminue à mesure que le point

d'application de P se rapproche de l'arête B.

Enfin, quand ce point d'application coïncide avec l'arête B, toute la pression se concentre sur elle, et la pression élémentaire est infinie; le massif va se renverser autour de son arête.

Il va sans dire que, si la pression P s'était déplacée sur l'autre moitié de la base, l'inverse se serait produit.

D'après cela, il importe de maintenir la pression totale P entre la moitié et le tiers de la base, afin d'éviter dans la maçonnerie des efforts de tension et d'arrachement; l'idéal serait de ramener toujours la pression P au milieu de la section.

THÉORÈMES. — 1° Lorsque, dans un mur triangulaire abc soumis à la seule action de la pesanteur on reporte une partie abb' de la section en acc' sur le côté opposé, c'est-à-dire de gauche à droite, on augmente la pression élémentaire sur l'arête de gauche.

En effet, la pression totale P est sur la médiane am au tiers à partir de la base; le pied de cette médiane se déplace d'une longueur mm' égale au déplacement bb' de l'arête b; quant à la pression P, son déplacement n'est que les deux tiers du précédent, elle est donc plus rapprochée de l'arête b' qu'elle ne l'était de b et par conséquent la pression augmente sur cette arête.

2° Quand on ajoute de la maçonnerie sur le parement d'un mur, on augmente la pression sur l'arête correspondante. — Il faut, en effet, composer le poids P du mur primitif avec le poids p du massif addi-

tionnel ; la résultante est égale à la somme des deux poids et est comprise entre leurs deux verticales, double motif pour que la pression sur l'arête b augmente.

3° Quand on enlève de la maçonnerie sur le parement d'un mur, on diminue la pression sur l'arête correspondante.

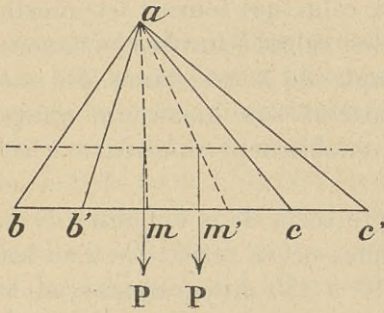


Fig. 101.

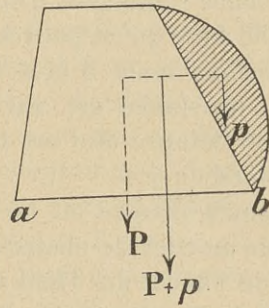


Fig. 102.

En effet, la résultante est égale à la différence entre le poids P du massif primitif et le poids p de la partie enlevée, et elle est située à gauche de P , double motif pour que la pression sur l'arête b diminue.

D'où cette conséquence remarquable qu'on peut dans certains cas diminuer la pression élémentaire maxima à la base d'un massif de maçonnerie, et, par conséquent, améliorer la résistance et augmenter la sécurité, en enlevant une partie de ce massif.

Le premier de ces trois théorèmes reste vrai quand le massif est soumis, non seulement à l'action de la pesanteur, mais encore à l'action d'une force horizontale constante. Dans ce cas, les deux derniers théorèmes ne sont plus vrais ; mais, ce qui reste vrai, c'est qu'en ajoutant ou en retranchant une partie du massif, on agit sur la répartition des pressions et que par ce moyen on peut s'approcher autant qu'on le veut d'une répartition uniforme.

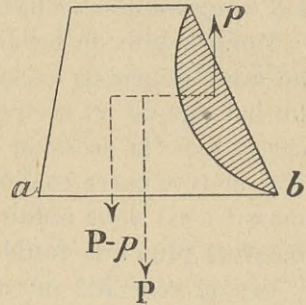


Fig. 103.

Densité de la maçonnerie. — Un élément essentiel de ces calculs est de connaître la densité de la maçonnerie. C'est une donnée essentiellement variable suivant les cas et qu'il faut déterminer par l'expérience. Souvent on prend la densité de 2 000 kilogrammes au

mètre cube ; c'est trop faible pour des matériaux durs et la densité s'élève alors très souvent à 2300 kilogrammes ; M. Bouvier a trouvé 2360 kilogrammes pour de la maçonnerie avec moellons de granite.

Charge limite à imposer au sol et aux maçonneries. —

Les barrages en maçonnerie sont toujours établis sur le rocher et sur un rocher semblable d'ordinaire à celui qui fournit les moellons. Il semble donc qu'on pourrait baser les calculs sur la résistance même du rocher, mais il faut tenir compte de la résistance des mortiers. Cette résistance est variable, n'atteint son maximum qu'après un certain temps ; elle est toujours notablement inférieure à celle des moellons durs.

Jusqu'à présent on ne s'est guère servi dans les murs de barrage que de mortier de chaux hydraulique ; or, la résistance d'un bon mortier de chaux du Theil atteint 140 à 180 kilogrammes au bout de quelques mois. Il semble donc qu'avec le coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$ on pourrait admettre des pressions de 14 kilogrammes par centimètre carré.

Ces pressions se sont réalisées dans certains barrages anciens, à l'insu des constructeurs ; mais on ne peut songer à les admettre sciemment avec des mortiers de chaux hydraulique et on s'est gardé de les atteindre.

On constate des pressions de 14 kilogrammes au barrage d'Almanza, de 10^{kg},4 à celui de Grosbois ; mais au Furens on s'est arrêté à 6^{kg},5 et à 8 kilogrammes au barrage du Ban.

Montrer plus de hardiesse n'est pas fort utile, car le cube du massif ne diminue pas en raison inverse de la pression maxima admise : ainsi un barrage de 50 mètres de hauteur exige une section de 985 mètres carrés avec la pression maxima de 6 kilogrammes et une section de 750 mètres carré seulement avec la pression de 14 kilogrammes. Le massif n'est donc réduit que d'un quart en volume, pour une pression maxima plus que doublée.

Si l'on réfléchit que mille causes imprévues peuvent compromettre la solidité de l'ouvrage, que le barrage peut être accidentellement surmonté par les eaux ou soumis au choc des glaces, que les maçonneries peuvent présenter un point faible ; si l'on songe, en outre, qu'une rupture peut entraîner les plus grandes calamités : raser des villages, faire périr les habitants, ruiner un pays tout entier, on se dira qu'il vaut mieux exécuter une œuvre moins hardie et laisser moins de prise aux chances de rupture.

L'ingénieur agira donc sagement en se renfermant dans des pressions de 6 à 8 kilogrammes.

On ne s'est servi jusqu'à présent dans ces grands barrages que de mortiers de bonne chaux hydraulique ; la raison en était sans doute dans le prix élevé des ciments. Cette raison n'existe plus aujourd'hui, et l'usage du portland semble tout indiqué pour l'avenir ; la résistance du mortier à l'écrasement peut atteindre 220 ou 230 kilogrammes par centimètre carré, il en résulte un surcroît de garantie.

Hauteur maxima d'un mur soumis à l'action seule de son poids. — Si le mur est à parements verticaux, il ne peut atteindre une grande hauteur ; pour une hauteur h et une densité δ , la pression par mètre carré de base est $h\delta$, et, si l'on ne veut pas qu'elle dépasse une limite R de 60 000, 80 000 ou 140 000 kilogrammes, il en résulte une hauteur maxima λ de 30, 40 ou 70 mètres avec de la maçonnerie à la densité 2 000 ; cette hauteur est le quotient de R par δ .

Dans la pratique, on n'adopterait pas un mur à parements verticaux. Le profil parfait, ou d'égale résistance, serait celui pour lequel la pression en tout point serait précisément égale à la limite R admise pour la maçonnerie considérée.

Si y est la demi-largeur du mur à la hauteur x , on peut écrire l'équation différentielle :

$$\delta \cdot y \cdot dx = R \cdot dy,$$

dont l'intégrale est la logarithmique :

$$x = \lambda \cdot \text{Ly},$$

courbe facile à construire.

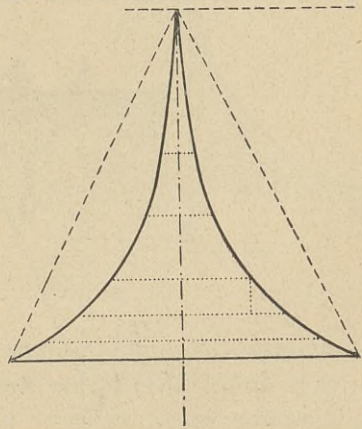


Fig. 104.

Profil d'égale résistance d'un mur soumis à la pression de l'eau sur une de ses faces. — Dans ce profil, où l'on veut que la pression élémentaire maxima p soit la même dans toutes les sections horizontales, la pression totale est appliquée entre le tiers et la moitié de l'épaisseur et par conséquent il faut appliquer les formules :

$$u > \frac{1}{3} l,$$

et

$$(1) \quad p = 2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{l}.$$

La pression p en kilogrammes par mètre carré doit être égale à la limite R , fixée pour la sécurité ; mais R peut-être remplacé par $\lambda\delta$, produit de la densité de la maçonnerie par la hauteur maxima d'un mur à parements verticaux. La formule (1) devient donc :

$$(2) \quad 2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{\delta l} = \lambda$$

et elle exprime la condition à laquelle doit satisfaire le profil.

Soit le mur triangulaire ABC, pressé par une hauteur d'eau h , cherchons à déterminer la base l de manière que la pression élémentaire en B atteigne R et satisfasse par conséquent à la condition (1), et qu'en outre l soit minima, ce qui rendra minimum aussi le volume du massif de maçonnerie.

Le talus AC d'amont doit être plus raide que le talus d'aval AB, cela résulte des thèses démontrés plus haut et du raisonnement le plus simple ; soit m la tangente trigonométrique de l'angle C, et π le poids du mètre cube d'eau, 1000 kilogs.

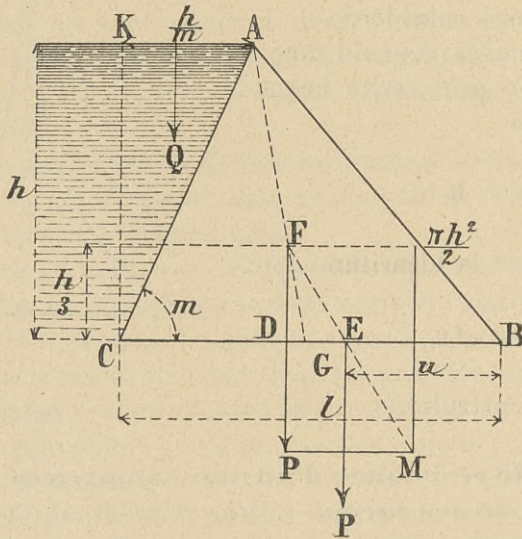


Fig. 105.

Le poids P du mur est

$$\frac{1}{2} \delta . h . l .,$$

la poussée horizontale de l'eau est

$$\frac{\pi h^2}{2} .$$

Le poids Q du triangle d'eau ACK, qui s'ajoute au poids du mur pour résister à la poussée de l'eau, devrait entrer dans le calcul de la résistance, mais il est relativement faible et on peut le négliger dans un calcul approché.

Les forces en présence se réduisent donc au poids P du mur appliqué en son centre de gravité F et à la poussée horizontale ; leur résultante FM coupe la base en E ; on peut en ce point la supposer décomposée en ses deux éléments : P appliqué à la distance BE ou u de l'arête B et la poussée horizontale qu'annule le frottement du massif sur sa base.

On a :

$$u = BE = BG + GD - DE = \frac{l}{2} + \frac{1}{3} \left(\frac{l}{2} - \frac{h}{m} \right) - \frac{\pi h^2}{3\delta l}$$

Remplaçant u par cette valeur dans l'équation (2) et simplifiant, on trouve :

$$\lambda\delta ml^2 - \delta h^2 l - m\pi h^3 = 0$$

équation du 2^e degré en l qui a deux racines, l'une négative étrangère à la question, l'autre positive :

$$l = \frac{h^2}{2\lambda m} + \frac{1}{2\lambda\delta} \sqrt{\frac{\delta^2 h^4}{m^2} + 4\pi\lambda\delta h^3}$$

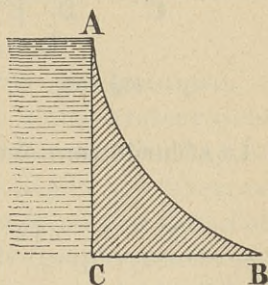


Fig 106.

On voit que cette valeur de l diminue à mesure que m augmente et qu'elle prend sa moindre valeur lorsque m devient infini, c'est-à-dire lorsque le parement d'amont AC est vertical ; à ce moment, on a :

$$l = h \sqrt{\frac{\pi h}{\lambda \delta}}$$

Le rapport de l à h va en croissant avec h ; le parement d'aval est donc limité non pas à une ligne droite, mais à une *courbe concave*.

Ainsi pour satisfaire à la sécurité, tout en employant le moins de maçonnerie possible, il faut adopter le profil ACB.

Hauteur maxima d'un mur à parements verticaux soumis à la poussée de l'eau. — La forme théorique précédente, avec épaisseur nulle au sommet, ne peut être admise dans la pratique.

Le mur a toujours en tête une certaine largeur l et on est amené ainsi à le construire avec parement vertical à l'aval aussi bien qu'à l'amont sur une certaine hauteur que nous allons déterminer.

La poussée de l'eau $\frac{\pi h^2}{2}$ se compose avec le poids P ou δhl et leur résultante coupe en E la base du massif,

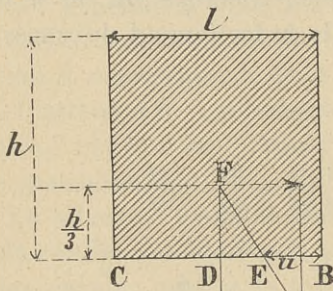


Fig. 107.

$$\frac{DE}{DF} = \frac{\frac{\pi h^2}{2}}{\delta hl}$$

donc

$$DE = \frac{\pi h^2}{6 \delta l}$$

$$(4) \quad u = BD - DE = \frac{3\delta l^2 - \pi h^2}{6\delta l}$$

La sécurité sera obtenue si les dimensions satisfont à la relation :

$$(5) \quad 2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{\delta l} = \lambda \quad \text{pour } u > \frac{1}{3} l,$$

ou à :

$$(6) \quad \frac{2}{3} \frac{P}{u\delta} = \lambda \quad \text{pour } u < \frac{1}{3} l.$$

Pour déterminer h on aura donc à se servir de l'une ou de l'autre de ces deux relations, suivant que u sera supérieur ou inférieur à $\frac{1}{3} l$, ou que l^2 sera supérieur ou inférieur à $\frac{\pi}{\delta} h^2$, formule (4). —

Comme application, prenons un mur de 5 mètres de large en maçonnerie pesant 2000 kilogs et admettons pour la charge limite à imposer à la maçonnerie 60 000 kilogs par mètre carré, nous déterminerons h par la formule (5) ou par la formule (6) suivant qu'elle sera inférieure ou supérieure à $l \sqrt{2}$. Les formules (5) et (6) dans lesquelles u est remplacé par sa valeur (4) donnent :

$$(7) \quad \pi h^3 + \delta l^2 h - \delta \lambda l^2 = 0$$

$$(8) \quad \lambda \pi h^2 + 4\delta l^2 h - 3\lambda \delta l^2 = 0$$

et, si l'on remplace π , δ , λ par leur valeur, ces équations deviennent :

$$(9) \quad h^3 + 2l^2h - 60l^2 = 0$$

$$(10) \quad 30h^2 + 4l^2h - 90l^2 = 0.$$

Pour l égal à 5^m, l'équation (9) donne $h = 10$, ce qui est supérieur à $l\sqrt{2}$ ou à 1,4 l ; il faut donc prendre la valeur de h tirée de l'équation (10) et cette valeur est 9^m,35.

Dans un barrage de ce genre, ayant 5 mètres en couronne, le parement vertical existera à l'aval, comme il existe à l'amont, sur une hauteur de 9^m,35.

Cette hauteur serait plus grande encore si on adoptait pour les pressions une limite supérieure à celle de 6 kilogs par centimètre carré.

Profil d'un mur de réservoir de hauteur quelconque. —

Les calculs de résistance d'un mur de réservoir d'une hauteur quelconque ne sont pas plus difficiles que ceux dont nous venons d'exposer le principe, mais ils sont longs et minutieux ; ils sont plus sujets à erreur que la méthode graphique et c'est à cette dernière qu'on s'en tient d'ordinaire ; la combinaison du calcul et des procédés graphiques est certainement ce qu'il y a de plus commode. Nous nous contenterons ici de donner des indications générales sur les deux procédés.

Remarquons d'abord qu'une épaisseur nulle au sommet du mur est inacceptable dans la pratique : il faut que la partie supérieure du mur puisse résister aux vagues, aux glaces et aux corps flottants et qu'elle livre passage aux piétons et parfois aux voitures. L'épaisseur en couronne dépend donc de la hauteur de la retenue, car le danger augmente avec elle, et des services qu'on veut demander au barrage sous le rapport de la circulation. Dans les grands barrages on ne peut guère descendre pour cette largeur au dessous de 4 ou 5 mètres.

Du moment où l'on adopte une certaine épaisseur au sommet, on peut conserver le parement vertical à l'aval jusqu'à la profondeur pour laquelle la pression sur ce parement va dépasser la limite de sécurité ; nous venons de calculer cette profondeur.

Nous avons admis, d'autre part, que le parement d'amont était vertical ; or, la verticalité ne peut être indéfiniment maintenue, car il ne suffit pas que la pression limite ne soit pas dépassée quand le réservoir est plein d'eau, il faut encore qu'elle ne le soit pas quand il est vide. Dans ce cas, la résultante se réduit au poids seul du mur ;

elle se rapproche donc du parement d'amont et il peut se faire qu'elle y engendre une pression supérieure à la limite ; c'est ce qu'il importe de vérifier, à mesure que la profondeur augmente ; dès que la pression limite est atteinte, il est clair qu'il faut augmenter la largeur du mur à l'amont et lui donner un profil analogue à celui d'un mur d'égalé résistance soumis à son propre poids.

La section théorique du mur est donc celle de la figure 108.

M. Krantz fait saisir nettement cette forme rationnelle par une image des plus justes :

« En résumé, dit-il, un mur de retenue doit présenter la silhouette d'un lutteur qui se prépare à recevoir un choc et qui, bien affermi sur ces jambes, a porté l'une un peu en avant et fortement arcbuté l'autre en arrière. »

L'équation différentielle des pressions s'établit comme il suit :

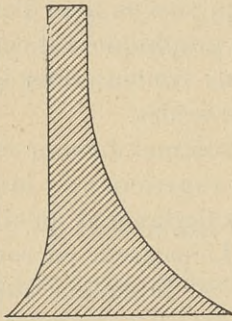


Fig. 108.

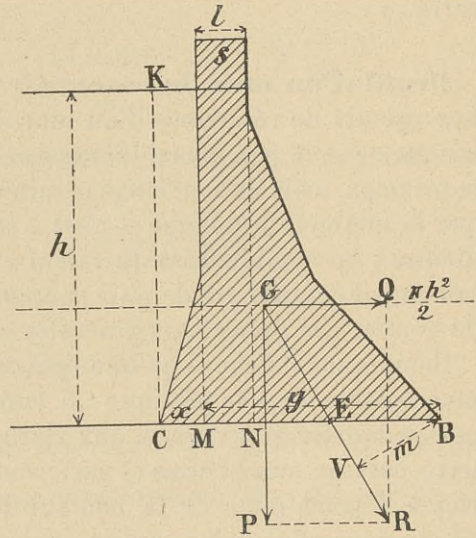


Fig. 109.

Appelons π le poids du mètre cube d'eau,
 δ le poids du mètre cube de maçonnerie,
 l la largeur en couronne,
 s la section de maçonnerie sise au-dessus de la ligne d'eau,
 x la largeur MC et y la largeur NB à la profondeur h ,
 P le poids total de maçonnerie et d'eau qui s'oppose au renversement.

Ce poids P a pour valeur :

$$P = \delta \cdot s + \delta \cdot \int_0^h (x + l + y) \cdot dh + \pi \int_0^x h \cdot dx,$$

et il est appliqué sur la verticale du centre de gravité de l'ensemble résistant.

Quant à la pression Q de l'eau, qui tend à produire le renversement, c'est la force $\frac{\pi h^2}{2}$, appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base, ou l'intégrale de 0 à h de la quantité $\pi h \cdot dh$.

La résultante :

$$R = \sqrt{P^2 + Q^2}$$

coupe la base au point E et agit sur l'arête B avec un bras de levier BV que nous appellerons m .

Réservant les notations h , x et y pour les valeurs successives de la hauteur et des largeurs des talus, désignons par h' , x' , et y' les mêmes éléments pour la section horizontale CB dans laquelle nous voulons déterminer les pressions; égalant le moment de la résultante avec les moments des composantes par rapport à l'arête B , nous obtenons l'équation d'équilibre :

$$(1) \quad R \cdot m = \left\{ \begin{aligned} & \delta \cdot \left[s \left(y' + \frac{l}{2} \right) + lh' \left(y' + \frac{l}{2} \right) + \int_0^{h'} \left(y' + l + \frac{x}{2} \right) x \cdot dh + \int_0^h \left(y' - \frac{y}{2} \right) y \cdot dh \right] \\ & + \pi \left[\int_0^{x'} (y' + l + x) h \cdot dx - \int_0^{h'} (h' - h) h \cdot dh \right] \end{aligned} \right\}$$

Ayant calculé la résultante R , on peut tirer de cette équation la valeur du bras de levier m .

Les triangles EVB et GPR sont semblables, donc :

$$\frac{EB}{m} = \frac{R}{P} \qquad EB = \frac{m \cdot R}{P}$$

Nous avons vu que la pression maxima R sur l'arête B ne devait pas dépasser une certaine limite L , nous pouvons donc la supposer égale à cette limite; nous avons vu en outre que le point d'application E devait se trouver au moins au tiers de la base à partir de B , nous pouvons donc supposer qu'à la limite le point E tombe précisément au tiers de la base. Il en résulte les deux équations :

$$EB = \frac{x' + l + y'}{3} \quad \text{et} \quad L = \frac{2P}{x' + l + y'} ;$$

Cette valeur de L est celle que donne la répartition des pressions suivant la loi du trapèze. On a donc :

$$(2) \quad R. m = P \times EB = \frac{L}{6} (x' + l + y')^2.$$

Les équations (1) et (2) donnent l'équation différentielle du profil.

Nous ne conseillerons à personne de s'en servir dans la pratique. Voici d'ailleurs la marche générale à suivre :

Ayant fixé la largeur en couronne et déterminé la densité de la maçonnerie, on calcule, comme nous l'avons indiqué plus haut, la hauteur pour laquelle l'épaisseur demeure constante avec les deux parements verticaux.

Quand la hauteur dépasse cette limite, le parement d'amont reste encore vertical, mais celui d'aval s'incline ; on considère des tranches successives de 1 mètre de hauteur par exemple ; on construit graphiquement la résultante des pressions à la base de chaque tranche en supposant toujours le réservoir plein et on calcule la pression maxima sur l'arête d'aval ; on a donné à la base une largeur arbitraire, suivant que la pression maxima est inférieure ou supérieure à la limite, on diminue ou on augmente cette largeur arbitraire, et on arrive rapidement, après trois ou quatre essais, à déterminer la largeur correspondant à la pression limite. Cette méthode de tâtonnement est plus rapide que le calcul et ne prête guère à erreur. Il ne faut pas oublier du reste qu'une exactitude absolue et mathématique n'est pas à rechercher dans les calculs de ce genre, basés sur des hypothèses s'éloignant plus ou moins de la réalité ; vouloir calculer des décimales nombreuses est au moins inutile.

On passe ainsi successivement d'une tranche à l'autre et on obtient le contour polygonal du parement d'aval.

Lorsqu'on est arrivé à la profondeur pour laquelle le parement d'amont doit probablement cesser d'être vertical, on reprend les opérations en supposant le réservoir vide, la pression maxima se produit alors sur le parement d'amont ; quand cette pression a atteint la limite fixée, il faut abandonner la verticalité du parement d'amont et lui donner un excès de largeur.

Les tâtonnements se compliquent, car on a pour la base de chaque tranche deux éléments variables : la largeur à l'amont et la largeur à l'aval, et à chaque valeur de la première il faut comparer plusieurs valeurs de la seconde afin de déterminer celle qui correspond à la pres-

sion limite ; cela fait, il faut revenir à la détermination de la pression sur le parement d'amont, et il en résulte un changement, en plus ou en moins, dans la largeur de la tranche à l'amont ; la nouvelle largeur doit être à nouveau combinée avec les largeurs à l'aval et c'est après plusieurs essais qu'on arrive à fixer les deux largeurs simultanées correspondant à la pression limite pour le réservoir plein et pour le réservoir vide. Nous avons donné, dans notre *Traité de la navigation*, un type de cette détermination, qui est longue mais facile.

La méthode graphique, comme la méthode algébrique ordinaire, conduisent à des profils à parements polygonaux, qui sont contraires à la loi de continuité et qui ont surtout l'inconvénient de produire un effet désagréable, surtout pour le parement d'aval. Aussi substitue-t-on d'ordinaire aux contours polygonaux un ou plusieurs arcs de cercle se raccordant tangentiellement.

Résistance au glissement. Sur une assise horizontale, située à la profondeur h , s'exerce une poussée horizontale $\frac{\pi h^2}{2}$ qui tend à faire glisser le massif supérieur sur cette assise ; il faut que cette poussée ne l'emporte pas sur la cohésion de la maçonnerie augmentée du frottement de la maçonnerie sur elle-même, frottement pour lequel on admet généralement le coefficient 0,76. — Autrement dit la poussée horizontale ne doit jamais dépasser les $\frac{3}{4}$ de la composante verticale.

Il faut bien remarquer cependant que le calcul de la résistance au glissement est un peu illusoire, car, si on l'appliquait à des assises inclinées au lieu de considérer une assise horizontale, on arriverait à trouver qu'en ne tenant pas compte de la cohésion, le glissement se produira toujours sur une assise suffisamment inclinée.

De la pression maxima en considérant une assise inclinée. — Dans les opérations qui précèdent (*fig.* 109), nous avons obtenu une résultante R inclinée sur l'assise horizontale fictive BC, puis nous avons réparti sur cette assise la composante verticale de R. M. Bouvier, inspecteur général des ponts et chaussées, a montré qu'on n'obtenait pas ainsi la pression maxima véritable sur l'arête B. En effet, menons par le point B une perpendiculaire sur la résultante R, et considérons cette perpendiculaire comme la trace d'une autre assise fictive inclinée ; c'est la pression R entière et non plus sa composante verticale, qui se répartit sur cette nouvelle assise et la distance du pied de R à l'arête B dans cette nouvelle assise est moindre que la distance analogue dans l'assise horizontale. — D'après la loi du trapèze, la pression en B pour l'assise inclinée est donc nécessairement plus forte que pour l'assise horizontale. — M. Bouvier a établi les formules qui permettent de calculer

cette pression maxima. (Voir son mémoire inséré aux *Annales des ponts et chaussées* de 1875.)

Au barrage de Ternay qu'il avait construit, la pression maxima calculée avec les assises horizontales ne dépassait pas 7 kilogrammes, mais elle atteignait près de 10 kilogrammes lorsqu'on considérait les assises inclinées normales aux résultantes R.

Le calcul des barrages antérieurs, celui du Furens et celui du Ban, n'avait été établi que pour des assises horizontales, mais on s'était limité à une pression de 6^{kg},5 pour le premier et de 8 kilogrammes pour le second ; cette limite était très faible puisque la résistance à l'écrasement des bons mortiers de chaux hydraulique atteint 144 kilogrammes et que l'on pourrait, avec le coefficient de sécurité 10, aller jusqu'à 14 kilogrammes pour la valeur de la pression limite.

En conservant une pression limite assez basse, comme l'ont fait les premiers constructeurs, MM. Graëff, Delocre et Krantz, on peut s'en tenir à la méthode de l'assise horizontale.

Murs sur plan circulaire. — Lorsqu'on a établi un mur de réservoir dans une gorge étroite à versants escarpés, on lui donne en plan une forme circulaire, convexe vers l'amont.

Il fonctionne alors par rapport à la poussée horizontale des eaux comme le ferait une voûte encastrée par une tête et il transmet cette poussée horizontale à ses culées naturelles qui ne sont autres que les flancs mêmes de la montagne.

Cette disposition, favorable à la stabilité, permettrait théoriquement de profiler le mur comme s'il n'avait à résister qu'à la pesanteur ; on calculerait alors la poussée horizontale T transmise aux culées, et développée par la voûte, par la formule de Navier :

$$T = \rho F$$

dans laquelle ρ est le rayon du mur en plan et F la poussée horizontale de l'eau par mètre courant de voûte.

En réalité, on calcule toujours les murs de réservoirs comme s'ils devaient être établis en ligne droite, sans tenir compte des culées. Cette manière d'agir est beaucoup plus prudente.

Il est bon d'adopter, même pour les longs murs, lorsque les circonstances s'y prêtent, la forme circulaire en plan, puisqu'il en résulte un surcroît de stabilité.

Exemples divers de murs de réservoirs. — Pour mettre en lumière l'économie réalisée par l'adoption des nouveaux profils et par

une intelligente répartition de la matière, nous avons réuni sur la figure 6, planche VI, les profils de quelques vieux barrages mis à côté de celui du barrage du Ban. Autant la forme de celui-ci est élégante et satisfaisante à l'œil parce qu'elle exprime la force sous son image élancée, autant la forme de ceux-là est disgracieuse, bien qu'en certains points elle engendre des pressions exagérées qui ne se produisent pas avec le profil théorique.

Le *barrage de Puentès*, par exemple, a une section de 1 519 mètres carrés et la pression y atteint 7^{kg},9 ; le profil théorique n'exige, pour la même hauteur, qu'une section de 1 029 mètres carrés avec une pression limitée à 6 kilogrammes.

Le *barrage de Val de Inferno* a une section de 1 084 mètres carrés avec une pression maxima de 6^{kg},5 ; le profil théorique n'exigerait que 391 mètres pour une pression limite de 6 kilogrammes.

Le *barrage d'Elche* a des pressions qui atteignent 12^{kg},7 avec 243 mètres de section ; le profil théorique exigerait 187 mètres pour une pression limite de 6 kilogrammes.

Le *barrage de Grosbois*, beaucoup plus moderne cependant, a des pressions qui s'élèvent à 10^{kg},4 pour une section de 226 mètres ; le profil théorique n'exigerait que 156 mètres pour une pression limitée à 6 kilogrammes. Il est remarquable que, si l'on avait retourné la section de ce barrage de manière à placer les gradins à l'aval et non à l'amont, on eût, au contraire, obtenu un excès de stabilité, c'est un des exemples les plus frappants des avantages qu'entraîne une bonne répartition de la matière. Aussi le mur de Grosbois a-t-il fléchi sous la pression et des lézardes s'y sont produites ; on fut forcé de lui adosser à l'aval deux contreforts puissants, aussi hauts que le mur, d'une largeur de 8 mètres en couronne et de 11^m,75 à la base. Malgré la résistance de cette masse, le parement d'aval éprouve encore des avaries entre les contreforts et il a fallu le reprendre progressivement pour le garnir en matériaux durs. Le mur de Chazilly, identique à celui de Grosbois, a dû recevoir la même consolidation.

Barrage du Furens (1861-66). — C'est le premier type des grands barrages modernes. Établi au lieu dit le Gouffre d'Enfer, il a pour but de mettre fin aux inondations périodiques dont souffrait la ville de Saint-Étienne et de lui fournir en été le complément d'eau nécessaire à son alimentation (planche 17).

Le barrage, de 50 mètres de hauteur, est au point B du plan ; la ventellerie de prise d'eau, établie en A dans le lit naturel du Furens, comprend cinq vannes pour alimenter le réservoir par l'ancien lit du Furens et cinq autres pour jeter les eaux dans le canal de dérivation

qui est le nouveau lit. Un tunnel EH, perçant le contrefort qui sépare la vallée du Furens du vallon d'Issertine, sert à la vidange du réservoir ; il renferme à son origine deux conduites en fonte de 0^m, 40 de diamètre, engagées par leur tête dans un bouchon en maçonnerie de 11 mètres de longueur. Au-dessus du premier tunnel en est un second destiné à évacuer rapidement le volume de la tranche supérieure de 5^m,50 de hauteur, afin de tenir toujours en réserve l'emmagasinement d'une crue rapide.

Le mur en maçonnerie, établi sur plan courbe, (*fig. 2, 3, 4*), n'a sur sa plus grande hauteur qu'un faible développement ; il forme comme un coin maintenu par les deux flancs de la vallée et l'on comprend qu'il y a là un surcroît de sécurité. La pression maxima sur le parement d'aval a été limitée à 6^{kg}, 75, par centimètre carré, mais nous avons dit plus haut qu'en appliquant la méthode de M. Bouvier on arrivait à un chiffre supérieur, 9^{kg}, 40.

Le massif est en maçonnerie ordinaire et les parements forment un *opus incertum* en moellons de choix de 0^m35 à 0^m40 de queue, avec corbeaux en pierre sur le parement d'aval et anneaux en fer sur le parement d'amont. La maçonnerie a été exécutée avec le plus grand soin par assises de 1^m50 de hauteur s'étendant sur toute la surface ; les moellons ont $\frac{1}{5}$ à $\frac{1}{20}$ de mètre cube, on les a soigneusement assujettis à bain de mortier et l'exécution a fait l'objet de soins minutieux ; le mortier comprend 375 kg. de chaux blutée du Teil, éminemment hydraulique, pour 1 mètre cube de bon sable granitique.

Le prix du mètre cube de capacité utile du réservoir du Furens est revenu à 1 franc pour 1 600 000 mètres cubes.

« Malgré les soins apportés à l'exécution des maçonneries, dit M. Bouvier, les filtrations se sont fait jour à travers le barrage, et y ont provoqué des efflorescences calcaires sur le parement d'aval ; mais leur volume est resté toujours très limité et il n'atteint pas aujourd'hui un demi-litre par seconde ».

En ce qui touche l'alimentation de la ville de Saint-Étienne, à laquelle le réservoir concourt, « l'expérience a révélé ce fait que, pour conserver aux eaux du réservoir les qualités nécessaires à l'alimentation, il fallait y laisser s'écouler d'une manière constante, en totalité ou en partie, les eaux de la rivière ; le canal de dérivation, destiné à empêcher l'envasement du réservoir en envoyant lese aux troubles directement dans la rivière, a ainsi perdu de son utilité ; d'ailleurs, l'expérience a démontré qu'en raison de la nature du bassin les dépôts laissés par les eaux n'avaient pas d'importance ».

Barrage du Ban (1866-70). — Construit sur le Gier, pour emmagasiner l'eau nécessaire à l'alimentation et aux besoins industriels de Saint-Chamond, ce barrage a la plus grande analogie avec le précédent ; il a été construit par les mêmes ingénieurs ; son profil, (*fig. 1*, pl. VII), est un peu plus hardi parce qu'on a admis comme pression limite 8 kilogrammes au lieu de 6^{kg}75, mais avec la correction de M. Bouvier la pression atteindrait 11 kilogrammes.

En plan, la forme est analogue à celle du Furens ; la plus grande hauteur règne à peine sur une vingtaine de mètres et le mur forme une sorte de coin triangulaire convexe maintenu par les flancs de la vallée ; l'inclinaison de ces flancs est toutefois plus douce qu'au Furens.

Le travail a coûté 950 000 francs, soit 0^{fr},50 par mètre cube de capacité utile.

Le massif est construit tout entier en maçonnerie ordinaire faite avec de médiocres moellons schisteux ; la hauteur maxima n'est que de 42 mètres au lieu de 50 mètres au Furens.

« Les filtrations, dit M. Bouvier, sont assez importantes ; lorsque les eaux atteignent le déversoir, elles ne sont pas moindres que 1 000 mètres cubes par jour, soit plus de 10 litres à la seconde. »

« Les eaux recueillies, comme celles des autres réservoirs du Pilat et en général toutes celles qui proviennent des bassins granitiques, ont chimiquement une grande pureté et conviennent merveilleusement à la teinture ; elles ont aussi l'avantage de ne pas produire d'incrustations dans les chaudières ; leur emploi a donné un grand essor à l'industrie de Saint-Chamond. »

Barrage de Ternay (1861-67). — Établi par M. Bouvier pour alimenter Annonay et ses usines et pour les préserver des inondations, il envoie les eaux qu'il emmagasine dans le ruisseau du Ternay ; elles servent d'abord aux irrigations, puis, à 2 kilomètres plus bas, elles rencontrent « une galerie filtrante, placée transversalement à la vallée et reposant sur le rocher, qui est recouvert par une couche d'arène granitique perméable de 4 mètres d'épaisseur en moyenne ; cette galerie arrête les infiltrations provenant des irrigations et donne naissance à une espèce de source artificielle dont la puissance de débit a été trouvée de 100 litres par seconde ; un volume de 60 litres est prélevé pour la distribution d'Annonay ». Par le jeu naturel des écoulements, le réservoir se trouve à peu près vide à la fin de l'été à l'époque des orages qui engendrent les inondations formidables de l'Ardèche.

Placé en une section resserrée de la vallée, à l'aval d'un épanouissement, le barrage retient une hauteur maxima de 35^m,35 ; en plan

il forme un arc de 400 mètres de rayon avec un développement de 161 mètres.

Son profil est donné par la figure 2, planche VII ; il est construit en moellons granitiques avec mortier à 400 kilogrammes de chaux du Teil pour 1 mètre cube de sable.

La pression primitive maximum était calculée à 9^{kg},30, d'après les formules rectifiées ; par suite du relèvement du plan d'eau de 1 mètre, elle a été portée à 12 kilogrammes. On voit là encore l'influence qu'exerce sur la pression maxima une surélévation du plan d'eau relativement faible ; la poussée augmente, en effet, comme le carré de la hauteur ; cela montre aussi la nécessité d'ouvrages déverseurs assez puissants pour empêcher une surélévation accidentelle.

« Bien que le parement amont du barrage, dit M. Bouvier, ait été d'abord rejointoyé au mortier de ciment et recouvert ensuite d'une chemise avec ce même mortier, les suintements se sont fait jour à travers la maçonnerie et ont apparu sur le parement aval, où ils ont déterminé une couche assez épaisse d'efflorescences calcaires ; il a même été constaté que cette couche continuait encore à se former et on l'a vue se renouveler après un nettoyage partiel opéré en 1887. En outre, deux traces de cassure presque imperceptibles ont apparu sur le parement aval, vers les extrémités du barrage et dans une position à peu près symétrique ; elles paraissent dues à un léger tassement des fondations de la maçonnerie d'aval, ou peut-être à une action de retrait des maçonneries, déterminée par la longueur de l'ouvrage ; elles ne sont pas visibles sur le parement d'amont et se traduisent par des suintements constants sur le parement d'aval. Le volume des infiltrations est d'ailleurs très faible et n'atteint pas 1 litre par seconde dans toute l'étendue de l'ouvrage. Il a sensiblement diminué depuis l'origine et paraît tendre à s'atténuer de plus en plus. »

Barrage de la Mouche (1891). — Il est rectiligne, normal à la vallée, d'une longueur de 410 mètres ; la hauteur de la retenue est de 20^m,98 au-dessus du thalweg, mais le mur est encastré dans le sol pour gagner la marne compacte.

Le mur proprement dit a 3^m,50 de largeur en couronne, mais on lui a accoté des contreforts reliés par des cintres de 8 mètres de diamètre, de sorte que l'on a obtenu, avec la plinthe, une largeur totale de 7^m,60 au sommet (*fig.* 4, pl. VII).

Le parement amont est construit avec un fruit de 0^m,02 sur toute sa hauteur ; le parement aval est vertical jusqu'à 4^m,50 au-dessous de la retenue.

Sous le massif on trouve trois murs d'ancrage pénétrant dans la marne compacte.

D'après la notice de M. Cadart, le profil a été calculé « par la méthode des sections horizontales, distantes de 2 mètres les unes des autres et vérifié ensuite par la considération des sections obliques rayonnant du pied du parement amont et de divers points pris dans la moitié inférieure du parement d'aval ». La compression maxima fut calculée dans chaque cas « non en considérant le massif supérieur comme appuyé sur la section considérée seulement par la composante normale au plan de cette section de la résultante des forces agissant sur le massif, mais bien en le considérant comme appuyé par la totalité de cette résultante et en ne comptant comme surface d'appui utile que la projection de cette surface sur un plan normal à la résultante ». La courbe des pressions, le réservoir plein, passe à l'intérieur du tiers médian de toutes les sections. On n'a pas été aussi rigoureux pour la courbe des pressions d'amont, correspondant au réservoir vide, et elle sort un peu du tiers médian, ce qui n'a pas grand inconvénient car, en fait, le pied du réservoir ne sera jamais complètement à sec.

La maçonnerie est en moellons enchevêtrés, avec mortier de chaux de Cruas ou du Teil dosé à 350 et 390 kilogrammes par mètre cube de sable ; il est entré 0^m³,42 de mortier par mètre cube de maçonnerie, proportion considérable.

Pendant l'hiver 1890-91, par une température variant entre — 10° et — 20°, l'eau étant à 3^m,25 sous le niveau normal, il se produisit dans la digue sept fissures verticales, présentant leur maximum d'ouverture au sommet de la digue et disparaissant à 11^m,25 au-dessous du niveau normal de la retenue. La largeur au sommet variait de 1/4 à 2 millimètres et le total des ouvertures était de 7 millimètres 1/4. Ces fissures se refermèrent lorsque la température se releva, quatre disparurent, mais trois restèrent apparentes.

Les variations de température engendrent également une déformation en plan ; le déplacement de l'axe a atteint 23 millimètres de l'amont vers l'aval et cet axe rectiligne s'était, au mois de juillet 1891, transformé en une courbe à deux points d'inflexion.

Ces mouvements sont évidemment dus au jeu de la dilatation des maçonneries. M. Cadart pense qu'on les éviterait en substituant une courbe convexe à l'axe rectiligne ; la dilatation ne se traduirait alors que par une variation légère dans le fruit des parements. Nous partageons son avis : l'inégalité des températures sur les deux faces du massif, sur sa tête et sur son pied, ne permet pas d'admettre un jeu régulier de la dilatation, mais il est évident que la forme convexe permet à ce jeu de se produire plus librement.

Barrage de Bouzey. — La digue a 432 mètres de long en ligne droite, 22 mètres de hauteur maxima ; sa largeur est de 4 mètres en haut, elle était de 14^m,80 à la base et avait été portée à 19^m,30 par les travaux de consolidation de 1888. Le réservoir contient 7 millions de mètres cubes pour une superficie de 128 hectares.

En 1884, le plan d'eau se trouvant à 2 mètres au-dessous de la retenue maxima, le mur s'est déplacé en masse vers l'aval en formant une courbe régulière de 120 mètres de corde et de 0^m,30 de flèche ; il y a eu simple translation horizontale. D'où production, au centre et aux extrémités de la courbe, de nombreuses fissures débitant 30 000 mètres cubes par vingt-quatre heures.

On reconnut que l'accident était dû à la fissuration du rocher de fondation, grès vosgien ; l'eau a pénétré dans ces fissures, a exercé sur le massif une sous-pression considérable et a permis ainsi le glissement de la masse.

La figure 3, planche VII, indique les travaux de consolidation effectués : sommier en maçonnerie à l'aval, formant éperon ; massif de butée entre ce sommier et le corps primitif de la digue, avec assises inclinées comme le montre le profil ; à l'amont du sommier un dalot reçoit les eaux d'infiltration et les conduit à l'aval.

Par des galeries pratiquées en sous-œuvre sous la digue on a enlevé les parties de rocher désagrégées et on les a remplacées par de la maçonnerie de ciment bien bourrée. Le massif du mur s'était séparé de son mur de garde à l'amont ; on a bourré la fissure avec du mortier de ciment et on l'a recouverte d'un solin ayant la section d'un quart de cercle, recouvert lui-même d'un corroi d'argile.

Depuis ces travaux, le mur n'avait pas bougé ; le débit du drainage s'élevait cependant à 8 000 mètres cubes par vingt-quatre heures.

Le mur en lui-même comportait des fissures variant avec les saisons ; il a été emporté à la suite de l'hiver rude et prolongé de 1895. Son profil primitif se rapprochait du profil théorique de l'ingénieur italien Crugnola (1890), (*fig. 5, pl. VII*).

Observations sur quelques barrages à l'étranger. — L'Espagne est la terre classique des réservoirs, grands et petits. Nous en avons cité quelques-uns déjà ; voici quelques renseignements complémentaires donnés par M. de Llauro.

Le premier *barrage de Puente* ou de *Lorca* (1785-1791), longueur 840 mètres, hauteur 50 mètres, avait une résistance insuffisante ; il fut emporté en 1802 ; il en résulta une épouvantable catastrophe où 600 personnes trouvèrent la mort. En Angleterre, la destruction du réservoir de Sheffield, en 1864, entraîna un malheur comparable. Le barrage de Lorca

a été reconstruit, mais il reçoit des eaux vaseuses ; en 1892 les atterrissements s'y étaient élevés à plus de 18 mètres de hauteur et on craignait de voir le réservoir entier comblé à bref délai. Nous avons vu ailleurs, en parlant du bassin de Saint-Christophe qui emmagasine les eaux dérivées de la Durance pour le canal de Marseille, combien il était difficile de combattre l'envasement dans certains cas ; si, comme à Lorca, on ne procède pas à un entretien assidu, on est vite débordé et on ne sait comment se débarrasser des vases.

Le réservoir du *val de Infierno* (1792) a été également comblé par les atterrissements ; on pense à le déblayer et à relever le mur pour emmagasiner les eaux d'inondations. Il en est de même du *réservoir de Nijar*, dont la hauteur et la capacité sont excessives pour le cube d'eau qu'il peut recevoir ; il est aussi en grande partie comblé.

Les barrages *ponton de la Oliva* (1852) et *del Villar* (1870) assurent l'alimentation de *la ville de Madrid* ; la capacité du premier réservoir était insuffisante, on a établi le second à 27 kilomètres à l'amont sur la rivière Lozoya ; il a 20 millions de mètres cubes de capacité, la charge d'eau est de 41^m,50 ; le mur a 135 mètres de long et 51 mètres de haut. La dépense s'est élevée à 1 665 000 francs. Le profil du barrage est donné par la figure 6, planche VII ; il est établi en plan suivant un arc de cercle de 57^m,50 de rayon.

Barrage de la Gileppe. — Le barrage de la Gileppe, commencé en 1866, a pour objet de régulariser le cours de la Vesdre et d'alimenter les usines et la population de Verviers (Belgique) avec une eau bien pure, éminemment propre aux usages industriels et particulièrement à la teinture.

On redoutait fort le danger possible de la rupture d'un barrage destiné à soutenir une masse d'eau énorme ; aussi songea-t-on d'abord à fractionner le réservoir et à établir plusieurs barrages, mais une diminution de 1/3 dans la hauteur diminue la capacité des 2/3 et augmente beaucoup la dépense et la multiplication des barrages augmente aussi les chances de rupture, d'autant plus que la ruine de l'un entraînerait la ruine des autres.

L'ingénieur, M. Bidaut, a fait preuve dans son projet de la plus grande prudence, car, dit-il, « si un semblable barrage venait à faire défaut, le fond de la vallée serait entièrement ravagé, les villes de Dolhain et de Verviers détruites ». Dans ce but, il a pris un moyen terme entre le barrage massif d'Alicante ou de Tibi et le barrage du Furens en ayant soin de faire remarquer que, pour ces deux ouvrages, les vallées offrent à leur partie inférieure une largeur de 9 mètres seulement ; comme nous l'avons déjà dit, cette circonstance est des plus favorables pour la résistance.

Dans le même ordre d'idées, il a été prévu au barrage de la Gileppe un double système de grands déversoirs et des prises d'eau par tunnels et galeries et on a pris de grandes précautions pour conserver au rocher de fondation son maximum d'imperméabilité et y éviter la formation des fissures.

Le volume emmagasiné peut s'élever à 14 millions de mètres, la longueur du barrage est de 235 mètres au couronnement, de 82 mètres à la hauteur maxima.

Guidé par les considérations précédentes, « j'ai adopté, dit M. Bidaut, le profil représenté figure 7, planche VII, qui me paraît participer de la prudence du barrage français par la grande étendue donnée à la surface de contact entre la roche et la maçonnerie et de la prudence du barrage espagnol par l'épaisseur, un peu exagérée peut-être, conservée à la maçonnerie en remontant vers la crête. » Le barrage est établi en plan suivant un arc de cercle de 497^m,50 de rayon.

M. Bidaut fait remarquer que les barrages parfaits n'existent pas ; que tous, au début surtout, laissent passer de l'eau soit sous forme de suintements, soit sous forme de jets, que dans ces conditions il est toujours prudent de s'assurer que l'ouvrage résistera même malgré les sous-pressions ; dans ses calculs M. Bidaut adopte comme coefficient de frottement de la maçonnerie sur elle-même le nombre 0,7.

Le barrage de Verviers a donné d'excellents résultats.

Barrage d'Asfeld (1883-1887). Il a été établi par les ingénieurs allemands au pied du ballon d'Alsace et la figure 8, planche VII, en donne le profil ; il est fondé sur un granite solide et imperméable et l'on trouve dans le voisinage d'excellents matériaux pour la maçonnerie.

La hauteur du mur est de 28 mètres et sa largeur à la base 18^m,33. Le parement amont est vertical sur 10 mètres et se poursuit par un arc de cercle de 70 mètres de rayon tangent à la verticale. Les pressions maxima, calculées par la méthode des sections horizontales, sont limitées à 6 kilogrammes par centimètre carré. On a employé un mortier composé de 1 partie en poids de portland, 2 de chaux hydraulique et 10 de sable ; le mortier de ciment seul était trop cher et, vu la proportion plus grande de sable, devait être moins adhérent et plus poreux.

Observations générales sur les barrages en maçonnerie.

— Si les accidents survenus à certains de ces barrages anciens ou modernes doivent inspirer aux ingénieurs une prudence absolue, d'autant plus justifiée qu'une augmentation des dimensions et une dimi-

nution de la pression maxima sont loin d'entraîner une augmentation proportionnelle de dépense, il ne faut cependant pas condamner le système qui a rendu et qui rendra encore de grands services.

Il faut l'appliquer avec méthode et circonspection en tenant compte de toutes les circonstances locales et en surveillant l'exécution d'une façon minutieuse.

L'étude du sol de fondation est capitale ; il faut qu'il soit compact et imperméable, ou rendu tel, car sous des pressions de plusieurs atmosphères l'eau se fraye un chemin dans les moindres fissures et se manifeste par des sous-pressions et par des sources à l'aval ; lorsqu'un passage est ouvert, il se corrode et s'agrandit ; si même il s'agit de roches calcaires, le pouvoir dissolvant des eaux élargit avec le temps les conduits souterrains.

Le système inventé par les ingénieurs français pour le calcul de ces ouvrages conduit à des formes satisfaisantes, mais il repose sur des hypothèses qui ne sont pas l'expression absolue de la réalité car l'homogénéité des maçonneries n'est jamais parfaite et la résistance à la traction, que l'on néglige, intervient ; il est vrai qu'elle donne un surcroît de résistance. Le système de calcul peut être conservé à condition que les courbes des pressions seront toujours maintenues dans le tiers médian des sections horizontales, que l'on recherchera les pressions maxima susceptibles de se produire dans les sections obliques, qu'on limitera ces maxima à des chiffres modérés consacrés par l'expérience, que l'on tiendra compte des fissures horizontales possibles et des sous-pressions correspondantes, que l'on s'assurera que *ces sous-pressions éventuelles* ne peuvent compromettre l'ouvrage.

Après le sol de fondation le grand ennemi des murs baignés par l'eau est leur porosité. On peut presque dire qu'il n'y a pas de mortier imperméable ; l'expérience des aqueducs et des tuyaux en mortier de ciment le démontre. Bien que la porosité semble s'atténuer avec le temps, elle doit difficilement s'annuler lorsque les pressions sont considérables. Il faut donc user dans la construction de mortiers bien pleins et soigner tout particulièrement les enduits et joints superficiels. Nous nous demandons s'il n'y aurait pas avantage, dans certains cas, à adopter, pour le parement baigné par les eaux, comme on l'a fait pour les tuyaux et aqueducs en mortier de ciment, un revêtement métallique ; les difficultés d'application ne semblent pas insurmontables ni la dépense excessive.

Les fissures qui se manifestent dans tous les grands murs en maçonnerie, et qui s'accroissent avec la longueur, sont dangereuses parce qu'elles livrent à l'eau un passage qui s'élargit avec le temps et que, sous certains climats à hivers rudes et prolongés, elles favorisent la

destruction des mortiers intérieurs. Elles sont dues à *la dilatation des maçonneries*, cause trop souvent négligée.

Les expériences sur la dilatation des maçonneries sont peu nombreuses, nous les avons rapportées dans notre *Traité des matériaux de construction*. Le coefficient de dilatation d'un bon mortier est supérieur à 0,00001 ; en l'appliquant à de la maçonnerie ordinaire, on voit que pour une variation de température de 50°, la variation de longueur de 1 mètre de maçonnerie atteint 0^m,0005 ou un demi-millimètre et, sur une longueur de 100 mètres c'est une variation de 0^m,05. Une variation de température de 20° seulement produit une variation de 0^m,02 sur un mur de 100 mètres de long.

Or, une pareille oscillation de température autour de la moyenne est fréquente pour les murs des réservoirs construits en pays de montagne.

Ces murs sont donc soumis de ce fait à des causes puissantes de déformation et même à des efforts complexes à cause des différences considérables de température qui peuvent se produire entre les deux faces de la maçonnerie.

A notre avis, lorsqu'il s'agit de murs de grande longueur, il conviendrait de les établir par sections distinctes, séparées par des fentes verticales de quelques centimètres de longueur ; chaque fente serait bouchée à l'amont soit par un volet métallique à dilatation libre, soit par un rideau en tôle et caoutchouc analogue à celui qui constitue certains barrages mobiles.

Si, de plus, on pouvait à peu de frais accoler au parement d'aval un remblai en terre, on protégerait la masse contre les variations de température et on limiterait les dilatations.

Dans une note récente (*Annales des P. et C.*, 1895), M. Le Rond a présenté sur les barrages en maçonnerie des observations qui sont, pour la plupart, en concordance avec les nôtres et dont voici le résumé :

Le procédé de calcul, excellent pour un mur monolithe, tombe en défaut s'il se produit dans le massif une fente par où l'eau puisse pénétrer et venir exercer sa sous-pression ; dans ce cas la résultante des pressions augmente et se rapproche de l'arête extérieure.

Les fentes en question peuvent se produire même dans une bonne maçonnerie par le fait du travail élastique, la pression de l'eau ayant tendance à déchirer le parement d'amont suivant une ligne horizontale.

Le jeu de la dilatation peut aussi déterminer des fentes transversales qui, réduites à elles seules, ne présenteraient pas de dangers immédiats au point de vue de la résistance.

Ce même jeu peut produire aussi des fentes horizontales ou inclinées dans le massif, car la base étant encastrée et la partie supérieure plus libre elles peuvent se séparer.

La différence de température entre les deux faces est parfois considérable, d'où résultent des oscillations transversales favorables à la formation des fentes.

La plupart des défauts de construction ont malheureusement pour effet de rendre plus facile la création des fentes horizontales.

L'infiltration continue des eaux, les hivers rigoureux, agrandissent ces fentes, amènent une désagrégation lente de la maçonnerie et donnent naissance aux sous-pressions si redoutables.

Le sol de fondation, s'il est perméable ou fissuré, produit aussi ces sous-pressions ; certains rocs ne mettent donc pas le mur à l'abri de tout danger.

M. Le Rond propose, comme nous l'avons fait plus haut, de sectionner les longs barrages et de les protéger à l'amont par un écran étanche ou tout au moins ne laissant passer que de l'eau sans pression.

« Le système des masques, dit M. Le Rond, n'est pas nouveau en principe, car il existe en Amérique nombre de barrages en pierres sèches (*rok fill dams*), atteignant aux plus grandes hauteurs, et dont l'imperméabilité est simplement assurée à l'aide d'écrans minces en bois recouverts de carton bitumé. Mais, dans ces barrages, l'écran qui n'a par lui-même aucune résistance repose directement sur le barrage ; aussi n'est-il point étonnant qu'un de ces audacieux ouvrages, le barrage de Walnutt Grove, se soit rompu le 22 février 1890, en causant des désastres considérables à l'aval. »

OBSERVATIONS SUR LES BARRAGES MIXTES

On a eu recours assez souvent à des barrages mixtes comprenant un noyau central en maçonnerie noyé dans une digue en terre.

Le plus connu est le barrage de Saint-Ferréol, construit par Riquet pour le canal du Midi, et qui a servi de modèle pour le barrage du Couzon : le mur central n'est pas suffisant pour résister seul à la poussée, il est supposé seulement pouvoir arrêter les infiltrations, et est contrebuté par le massif de terre à l'aval qui complète la résistance ; à l'amont se trouve également un fort remblai en terre, s'arrêtant au-dessous du niveau de la retenue et formant obstacle à la fil-

tration des eaux. En réalité les infiltrations sont considérables et difficiles à combattre.

Le système est, en effet, mauvais, car il est impossible de savoir comment la résistance se partage entre la maçonnerie et la terre ; la digue en terre avec murs de garde et revêtements maçonnés est de beaucoup préférable.

L'adjonction de la terre est cependant susceptible de combattre

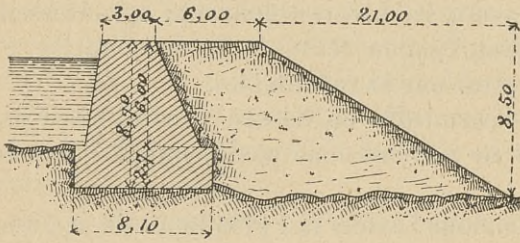


Fig. 108.

efficacement une cause puissante de destruction des murs en maçonnerie, je veux dire le jeu de la dilatation. Ainsi, la figure 108 donne, d'après M. Barois, le profil du barrage de Kabra dans les Indes anglaises ; le mur en maçonnerie, cal-

culé pour résister seul à la poussée de l'eau, est contrebuté à l'aval par un massif de terre d'une grande épaisseur ; il est ainsi soustrait aux variations funestes de température. Mais ce n'est plus, à vrai dire, un système mixte puisque la terre serait à la rigueur inutile et joue le rôle d'un revêtement. Le système cependant nous paraît à recommander dans certains cas, lorsqu'il pourrait être appliqué sans trop de dépense ; il éviterait vraisemblablement la production des fissures dans les longs barrages, mais il aurait l'inconvénient de masquer la maçonnerie du parement d'aval et il conviendrait de ménager entre elle et la terre des galeries de reconnaissance et de drainage.

CHAPITRE IX

SOURCES

SOMMAIRE. — Étude des pluies, pluies du bassin de la Seine, pluies aux divers points de la France, hauteurs de pluie tombées en 1892, pluies d'Europe; valeur des grandes pluies d'orage. — Evaporation: à la surface des eaux, à la surface du sol, rapport avec l'infiltration. — De l'origine des sources; distinction entre les terrains imperméables et les terrains perméables; classification des sources: 1° sources des terrains imperméables; 2° sources des terrains perméables; 3° niveaux d'eau; 4° sources dues à des lithoclastes; température des sources; distinction entre les sources des terrains arénacés et celles des terrains calcaires, fausses sources. — Chercheurs de sources anciens et modernes; méthode de l'abbé Paramelle; conclusion. — Fontaines intermittentes ou intercalaires. — Sources sur le rivage de la mer. — Description de quelques sources: sources principales du bassin de Paris, Dhuis, Somme-Soude, Vanne, bime de Cérilly; nappe d'eau et sources du calcaire de Beauce, étude d'une rivière asséchée; sources de Haguenau, de Munich, d'Oxford, de la Haute-Marne, du massif central, de Fontanat, de Royat, des environs de Metz, de Sassenage, de la Mitidja, etc. — Sources dues à des dérivations souterraines de rivières, cavernes: perte du Rhône, pertes des causses, betoires et avens, source du Lez, source du Loiret, pertes de l'Iton, de la Rille, cascates de Tivoli; fontaine de Vaucluse; cavernes de Rochefort et de Han. — Sources artificielles; galeries de captation dans les nappes souterraines, drainages; idée de Bernard Palissy, procédé de Béliador; eaux de Gray, de Haguenau; alimentation par drainage dans les sables en Angleterre; captation de l'eau des dunes de Hollande; distribution d'eau de la ville de Liège, galeries souterraines, mécanisme des serrements. — Reconnaissance des nappes souterraines, nivellement des puits. — Les eaux de Bruxelles, vallée du Han, serrements; eaux de la forêt de Soignes; projet d'un double service pour l'eau d'alimentation et pour l'eau d'usage ou d'industrie; projet de prise d'eau à la Meuse.

Les eaux souterraines sont dues à l'infiltration des eaux pluviales dans le sol. La connaissance du régime des pluies est donc une introduction naturelle à l'étude des sources.

ÉTUDE DES PLUIES

Le régime des pluies dans le bassin de la Seine est le mieux étudié; les observations ont commencé à Paris à la fin du xviii^e siècle, mais c'est Belgrand qui les a organisées d'une manière régulière et méthodique dans tout le bassin.

Pluies du bassin de la Seine. — Le bassin de la Seine est tout entier soumis aux mêmes influences météorologiques ; lorsque le temps est pluvieux, la pluie tombe depuis le Morvan jusqu'à la mer ; si la sécheresse s'établit, elle règne à la fois sur toute l'étendue du bassin.

Les quantités de pluie dépendent de trois influences particulières : le voisinage de la mer, l'altitude, les accidents topographiques.

Ce sont les vents soufflant de la mer qui amènent la pluie : ils se refroidissent au premier contact des côtes et les arrosent abondamment : la hauteur de pluie annuelle va donc en décroissant à mesure qu'on s'éloigne de la Manche ; il y a un maximum sur la côte, au Havre, par exemple, et la hauteur décroît si l'on remonte vers Rouen et Paris.

La quantité de pluie croît aussi avec l'altitude ; sur les sommets du Morvan, on trouve un maximum pour la hauteur annuelle ; cette hauteur diminue à mesure qu'on descend vers les plaines de la partie centrale du bassin, dans le voisinage de Paris ; au delà, l'influence du voisinage de la mer se fait sentir, les nombres se relèvent, et on retrouve au Havre un nouveau maximum. Ainsi, il existe un maximum aux deux extrémités du bassin et la région centrale présente un minimum.

La région de pluie minima paraît se trouver sur le plateau de la Beauce ; le plateau de la Brie, plus élevé, est mieux partagé en pluie.

Si l'on construit une courbe ayant pour abscisses les altitudes des points considérés et pour ordonnées les hauteurs de pluie correspondantes, on reconnaît que cette courbe ne prend pas une forme régulière ; autrement dit, il est impossible d'établir une formule qui, étant connue la hauteur d'eau à une station d'altitude donnée, permette de calculer la hauteur d'eau à une autre altitude.

C'est qu'en effet l'influence de l'altitude est fréquemment masquée et absorbée par les influences locales dues à la configuration du pays et à la manière dont il est exposé aux vents pluvieux.

Cette influence de l'orientation par rapport aux vents pluvieux est très sensible dans le massif du Morvan : les versants inclinés à l'ouest et au sud-ouest reçoivent le choc des vents humides ; par le refroidissement et la compression qui en résultent, l'eau des nuages passe de l'état de vapeur à l'état liquide et tombe sur le sol. Au contraire, sur le versant opposé, les vents s'étendent librement ; ils sont du reste moins saturés, et il arrive que des localités situées à la même altitude, l'une sur un versant, l'autre sur le versant opposé, reçoivent des quantités de pluie très différentes.

Ainsi, il ne faut pas faire de l'influence de l'altitude une loi absolue, car, si elle est vraie sur un seul versant, toutes choses sensiblement égales d'ailleurs, elle ne l'est plus lorsqu'il s'agit de points qui ne reçoivent pas les vents pluvieux sous la même incidence.

« Du sommet élevé d'une montagne au-dessus de laquelle, dans un ciel pur, brille le soleil, on aperçoit quelquefois sous ses pieds une marée de nuages qui monte sur l'un des versants; elle pousse dans toutes les anfractuosités des gorges ses vagues mobiles, assaillant et surmontant les contre-forts qui l'arrêtent, tout comme l'Océan couvre d'écumes la tête noire des récifs. Par tous les cols, par toutes les dépressions de la chaîne, les flots nuageux se pressent et s'épanchent sur le versant opposé : les hauts sommets émergent seuls au-dessus de l'inondation, mais, vers l'aval, les nuages semblent tomber dans un vide insondable ; ils disparaissent et l'un des versants, doré par le soleil, fait un riant contraste avec l'autre qui, trempé par l'orage, est enseveli sous un voile épais. La pluie est alors invisible pour l'observateur, mais il la reconnaît plus tard lorsque dans sa descente il pénètre dans les nuages, ou même, si l'orage est dissipé, lorsqu'il trouve sur sa route tous les ruisseaux débordés.

« Lorsqu'on domine ainsi les nuages, on peut voir le courant atmosphérique obéir aux lois de l'hydraulique. Il a ses rapides et ses remous ; il s'acharne contre les saillies, mais, lorsqu'il est contenu entre des berges régulières, il se presse contre la rive concave et délaisse la rive convexe. Il n'est pas douteux que toutes ces circonstances ne fussent indiquées par les pluviomètres, s'il était possible d'en placer un grand nombre dans une gorge de montagne. » (Cézanne.)

Sans sortir du bassin de la Seine et des observations de Belgrand, on trouve que la quantité de pluie reçue par la vallée d'Yonne est supérieure aux quantités reçues par les vallées de l'Oise et de la Seine. C'est qu'en effet les vents pluvieux suivent presque constamment la vallée de l'Yonne ; le courant aérien se développe sans obstacle dans cette vallée qui lui sert de thalweg et de lit. Généralement, la vallée de l'Oise se trouve protégée et les courants humides suivent de préférence les vallées de l'Yonne et de la Seine.

On comprend sans peine qu'un courant qui coupe obliquement une vallée n'y exerce qu'une action amoindrie, car, en vertu de sa vitesse acquise dans le sens horizontal, il tend à franchir la dépression sans descendre jusqu'au fond.

L'influence de la direction relative des vents et des versants se fait sentir à Paris ; les vents pluvieux enfilent la dépression de la Vil-

lette, à l'est de la butte Montmartre, de sorte que le rapport des hauteurs de pluie à l'est et à l'ouest de la butte est comme 1,1 à 0,9.

Hauteur des pluies recueillies en divers points du bassin de la Seine

(MOYENNE DES 20 ANNÉES 1874 A 1893).

STATIONS	ALTITUDE (m.)	HAUTEUR de pluie (millim.)	STATIONS	ALTITUDE (m.)	HAUTEUR de pluie (millim.)
Haut Folin, sommet du Morvan..	902	1 600	Fontainebleau (Seine-et-Marne)...	70	628
Les Settons, Nièvre.....	596	1 616	Melun »	40	544
Château-Chinon, »	540	1 156	Meaux »	61	687
Clamecy, »	147	681	Coulommiers »	88	673
Sauiéu (Côte-d'Or)	532	893	Paris: parc Saint-Maur.....	49	575
Montbard »	216	777	— Passy	76	550
Dijon »	239	695	— Tour Saint-Jacques.....	90	416
Châtillon-s.-Seine »	238	830	— Cour de l'Observatoire.....	58	522
Avallon (Yonne)	251	729	— Ecluse de la Monnaie	33	538
Auxerre »	97	684	Vouziers (Ardennes).....	93	697
Tonnerre »	137	795	Compiègne (Oise).....	35	568
Bar-sur-Seine (Aube).....	157	917	Beauvais »	69	608
Bar-sur-Aube »	165	873	Senlis »	61	634
Troyes »	107	596	Pithiviers (Loiret)	120	510
Langres (ville) (Haute-Marne)..	466	838	Pontoise (Seine-et-Oise).....	25	582
Langres (vallée) »	339	788	Rambouillet »	162	598
Chaumont (plateau) »	332	882	Étampes »	69	534
Chaumont (vallée) »	257	837	La Loupe (Eure-et-Loir).....	213	732
Bar-le-Duc (Meuse).....	186	977	Dreux »	135	524
Sainte-Menehould (Marne).....	137	751	Fatouville, près Honfleur.....	96	850
Vitry-le-François »	108	667	Evreux »	64	493
Châlons »	90	639	Forges-les-Eaux (Seine-Inférieure)	164	711
Reims »	79	564	Elbeuf »	7	591
Hirson (Aisne).....	196	847	Rouen »	7	700
Laon »	186	710	Rouen (Mont-aux-Malades).....	139	826
Berry-au-Bac »	57	605	Le Havre, Sanvie	87	878
Montereau (Seine-et-Marne)...	50	639	Yvetot	148	980

La moyenne géométrique établie pour tout le bassin de la Seine, pour une période de trente-trois ans (1861-1893), donne une hauteur de

690 millimètres de pluie par an,

qui se répartissent comme il suit :

Saison froide (1^{er} novembre-30 avril)

324 millim.

Saison chaude (1^{er} mai-31 octobre)

391 millim.

Les pluies de la saison chaude sont donc les plus importantes, mais elles ne profitent guère aux cours d'eau, ni aux réserves souterraines, parce qu'elles s'évaporent rapidement ou sont absorbées par la végétation et retournent dans l'atmosphère.

Pluies aux divers points de la France. — M. Martin a divisé la France en cinq climats, qui sont :

- Le climat Séquanien, bassin de la Seine.
 — Vosgien, bassin du Rhin et de la Moselle.
 — Rhodanien, bassin du Rhône au-dessus de Lyon.
 — Girondin, bassin de la Gironde.
 — Méditerranéen, bords de la Méditerranée.

Voici la distribution des pluies dans ces divers climats :

CLIMATS	PLUIES (millimètres)	PROPORTION POUR CENT PENDANT				NOMBRE DE JOURS DE PLUIE
		L'HIVER	LE PRINTEMPS	L'ÉTÉ	L'AUTOMNE	
Séquanien.....	548	21	22	30	27	140
Vosgien.....	669	19	23	31	27	137
Rhodanien.....	946	20	24	23	33	107
Girondin.....	586	25	21	23	33	130
Méditerranéen.....	651	25	24	11	40	53

Ainsi les saisons où il tombe la plus grande hauteur de pluie sont : l'été, pour les climats séquanien et vosgien; l'automne pour les climats méditerranéen et girondin; le printemps et l'été sont des saisons relativement sèches dans ces deux climats

Le climat rhodanien est intermédiaire.

La loi d'accroissement des hauteurs de pluies annuelles avec l'altitude se vérifie sensiblement lorsqu'on s'élève sur des chaînes exposées aux vents pluvieux, mais l'influence de l'altitude est peu de chose comparée à celle des obstacles que les vents pluvieux rencontrent dans leur course.

Dans le bassin de la Seine, l'influence de l'altitude paraît nettement accusée, parce que les vents pluvieux rencontrent des obstacles toujours plus considérables à mesure qu'ils se rapprochent de la ligne de faite; cependant, nous avons vu que la quantité d'eau était plus considérable aux Settons, fond de la vallée de la Cure, qu'à Château-Chinon, située sur un plateau découvert qui laisse passer librement les vents pluvieux.

L'influence des obstacles est encore démontrée par les faits suivants :

Dans la Lozère, il tombe deux ou trois fois plus d'eau à Villefort et à Saint-Germain-de-Calberte qu'à Mende, dont l'altitude est cependant supérieure; c'est que les deux premières stations sont au fond de vallons étroits, voisins de la ligne de faite, enfilés par les vents pluvieux.

Il en est de même pour les stations comme Viviers située au pied de la muraille des Cévennes, comme Bigorre et Sarrancolin au pied des Pyrénées, et comme celles qui sont établies sur les plateaux moyens du Jura.

Sur les rampes, les courants atmosphériques, chargés de pluie, abandonnent par le choc la plus grande partie de l'eau qu'ils renferment ; ils arrivent vers les sommets, relativement moins chargés, et de plus rencontrent moins d'obstacles dans leur course.

Les vents qui amènent la pluie sont ceux qui viennent de la mer ; lorsqu'ils rencontrent une chaîne de montagnes, ils se brisent contre le versant qu'ils rencontrent mais l'autre versant est protégé et ne reçoit rien.

Lorsque les vents pluvieux enfilent une vallée et la remontent, la quantité d'eau tombée va généralement en s'accroissant à mesure qu'on s'élève, et, si la vallée se termine par des parois à pic, c'est là qu'on trouve le maximum de pluie.

Mais si une vallée est placée transversalement aux courants pluvieux, et qu'elle ne soit pas large, les vents passent par dessus en vertu de leur vitesse acquise ; elle est relativement épargnée par la pluie ; le versant opposé à la direction du vent pluvieux est seul frappé, et si la largeur de la vallée vient à augmenter, il peut recevoir de grandes quantités d'eau.

Il y a de ces faits des exemples bien connus :

Quand il pleut à Narbonne, dit Cézanne, le soleil luit à Montauban. C'est le vent d'est qui amène à Narbonne les nuages humides et ceux-ci se brisent contre les Corbières et les Cévennes, Montauban est protégé. — Au contraire c'est le vent d'ouest qui amène la pluie à Montauban, et Narbonne se trouve à son tour protégé.

La vallée de la Durance, abritée des vents d'est et de sud-est qui soufflent de la mer, échappe aux courants humides et reçoit relativement peu de pluie.

Hauteurs de pluie tombées en 1892 en divers points de la France

(ANNÉE MOYENNE)

BASSINS ET STATIONS	ALTITUDE (mètres)	HAUTEUR DE PLUIE (millim.)	BASSINS ET STATIONS	ALTITUDE (mètres)	HAUTEUR DE PLUIE (millim.)
Rhin, Meurthe, Moselle.			Limoges. 249 973		
Col de Bussang.....	740	1 494	Poitiers.....	115	696
Epinal.....	330	972	Orléans.....	100	566
Saint-Dié.....	340	955	Blois.....	73	723
Lunéville.....	225	815	Tours.....	57	686
Nancy.....	225	760	Angers.....	39	570
Meuse et Sambre.			Vendôme.....	81	504
Neufchâteau.....	300	838	Mortagne.....	241	687
Montmédy.....	193	638	Le Mans.....	66	512
Charleville.....	144	676	Mayenne.....	131	619
Rocroi.....	394	736	Laval.....	97	592
Escaut, Lys, Aa.			Nantes.....	41	686
Le Cateau.....	102	671	De la Loire à la Gironde.		
Cambrai.....	52	546	Noirmoutiers.....	22	1 023
Valenciennes.....	56	602	Les Sables d'Olonne.....	6	862
Arras.....	68	605	La Roche-sur-Yon.....	79	772
Lille.....	20	691	Angoulême.....	100	668
Dunkerque.....	7	535	Saintes.....	8	631
Canche, Somme, Béthune.			Ile d'Aix.....	29	724
Amiens.....	53	606	Gironde, Dordogne, Lot, etc.		
Boulogne.....	7	769	La Tour d'Auvergne.....	959	1 347
Abbeville.....	25	579	Ussel.....	635	884
Saint-Valéry-sur-Somme.....	8	667	Mauriac.....	725	1 292
Eu.....	25	866	Aurillac.....	682	1 247
Dieppe.....	14	624	Mandailles.....	930	1 886
Fécamp.....	110	827	Tulle.....	236	934
Entre la Seine et la pointe de Bretagne.			Brive.....	132	1 207
Lisieux.....	44	855	Mende.....	722	829
Pont-l'Évêque.....	13	873	Nasbinals.....	1 187	1 146
Caen.....	12	600	Espalion.....	347	919
Saint-Lô.....	41	800	Figéac.....	238	734
Cherbourg.....	20	897	Cabors.....	120	691
Avranches.....	107	843	Florac.....	551	1 373
Saint-Malo.....	33	762	Rodez.....	609	696
Roscoff.....	8	775	Albi.....	188	638
Quessant.....	7	666	Foix.....	433	878
Bretagne, Vilaine.			Toulouse.....	194	685
Brest.....	66	1 019	Agen.....	184	601
Quimper.....	40	911	Bordeaux.....	74	743
Lorient.....	5	774	Pointe de Grave.....	12	779
Vannes.....	8	624	Arcaehon.....	10	1 008
Rennes.....	59	581	Pic du Midi.....	2 839	1 359
Ploërmel.....	74	490	Lourdes.....	400	1 242
Loire, Allier et affluents.			Tarbes.....	311	1 088
Le Puy.....	549	697	Pau.....	177	938
Saint-Etienne.....	550	886	Mont-de-Marsan.....	43	894
Roanne.....	210	592	Dax.....	8	1 211
Nevers.....	186	1 201	Bayonne.....	35	1 374
Autun.....	287	727	Des Pyrénées au Rhône.		
Langogne.....	916	1 450	Perpignan.....	32	594
Brioude.....	415	612	Carcassonne.....	101	690
Murat.....	924	1 092	Lespinassière.....	915	1 846
Saint-Flour.....	885	881	Narbonne.....	»	666
Puy-de-Dôme.....	1 467	2 126	Aigues-Mortes.....	2	664
Clermont.....	378	650	Montpellier.....	3	675
Thiers.....	414	985	Cette.....	3	544
Vichy.....	258	800	Béziers.....	69	663
Moulins.....	223	626	Rhône, Saône, etc.		
Montluçon.....	220	738	Villarsaxel.....	280	1 022
Bourges.....	155	701	Vesoul.....	372	929
Romorantin.....	104	765	Val-d'Ajol.....	360	1 460
Châteauroux.....	151	790	Dijon.....	240	656
Guéret.....	465	767	Chalon-sur-Saône.....	184	718
			Mâcon.....	177	683
			Bourg.....	250	835
			Pontarlier.....	823	1 277

BASSINS ET STATIONS	ALTITUDE (mètres)	HAUTEUR DE PLUIE (millim.)	BASSINS ET STATIONS	ALTITUDE (mètres)	HAUTEUR DE PLUIE (millim.)
Besançon.....	245	961	Valence.....	125	866
Bonneville.....	449	814	Mont Ventoux.....	1 900	1 026
Les Rousses.....	1 135	1 414	Avignon.....	20	642
Anney.....	448	1 041	Arles.....	15	715
Chambéry.....	283	1 154	Du Rhône aux Alpes.		
Lyon.....	172	659	Berre.....	1	427
Fort de Mont-Gilbert.....	1 400	1 812	Aix.....	217	649
Le Lautaret.....	2 038	938	Marseille.....	75	813
Grenoble.....	218	1 004	Toulon.....	23	801
Mont Genève.....	1 856	644	Cannes.....	5	900
Gap.....	735	789	Nice.....	340	920
Privas.....	300	1 049			
Alais.....	140	930			

Pluies d'Europe. — D'une manière générale, la pluie est amenée en Europe par les vents d'ouest, sauf dans le climat méditerranéen. En hiver, les vents d'ouest, plus chauds que nos côtes, leur abandonnent au passage la plus grande partie de l'eau qui les charge ; ils s'épuisent ensuite sur les montagnes et arrivent dans les steppes complètement desséchés. Nos hivers sont donc humides et ceux des steppes sont très secs. En été, les vents de la mer rencontrent nos côtes qui sont plus chaudes qu'eux, ils se dilatent et n'abandonnent point leur vapeur d'eau qui va s'épancher sur l'Europe orientale.

La hauteur annuelle de pluie va en diminuant de l'océan Atlantique jusqu'à la Sibérie où elle est presque nulle. A Saint-Pétersbourg, au voisinage de la mer, la hauteur annuelle de pluie n'est que de 0^m,47 ; elle doit être incomparablement moindre au milieu des steppes.

Valeur des grandes pluies d'orage. — La connaissance de la hauteur d'eau qu'une pluie d'orage peut donner en quelques instants est très importante, notamment lorsqu'il s'agit de construire un réseau d'égouts pour une ville.

On a jaugé à Viviers 0^m,36 de pluie en dix-huit heures, à Joyeuse 0^m,25 en une journée. On cite une trombe qui s'est abattue sur deux communes de l'Hérault et qui a donné 0^m,50 de hauteur d'eau.

A Montpellier, on observe fréquemment des averses de 0^m,20 à 0^m,30 ; en quelques heures, il est tombé 0^m,245 de pluie le 11 octobre 1863 et 0^m,19 le 15 décembre 1864.

Le 1^{er} octobre 1865 on a recueilli, à Villeneuve (Hérault), 0^m,578 de hauteur de pluie en vingt-six heures, dont 0^m,185 tombés en deux heures.

Ces trombes d'eau, comme on les appelle, sont généralement locales et n'embrassent que quelques milliers d'hectares ; lorsqu'elles viennent

à fondre sur une vallée à forte pente, elles donnent naissance à de terribles inondations.

La plus forte averse qui se soit produite à Alger a donné 0^m,139 de pluie en trente-sept heures.

Dans son rapport sur les inondations qui ont eu lieu en 1857 dans les vallées des principaux torrents de l'Ardèche, l'ingénieur Marchegay cite des faits intéressants :

La pluie qui a déterminé la crue du 10 septembre est tombée, dit-il, avec une intensité incroyable vers le sommet de la chaîne des Cévennes, sur son versant oriental, depuis la source du Doux, près de Saint-Bonnet-le-Froid, jusque vers le Vigan, aux sources du Gardon.

A Aubenas, il est tombé, le 10 septembre, 0^m,145 d'eau ; aux Poulins, près de Tournon, il est tombé 0^m,101 d'eau et enfin, à Annonay, la tranche d'eau tombée a été de 0^m,18. La durée de la pluie et surtout son intensité n'étaient en rien comparables sur ces trois points à la durée et à l'intensité de la pluie qui tombait le même jour vers le sommet de la chaîne. — Dans le bassin supérieur de l'Érieux, la pluie a duré, le 10 septembre, de dix heures du matin à cinq heures du soir, avec une telle violence, que le talus des montagnes était couvert d'une couche d'eau de plusieurs centimètres d'épaisseur. M. Marchegay évalue au moins à 0^m,30 la hauteur de la tranche d'eau qui est tombée sur la montagne du 9 au 10 septembre.

Pendant la crue énorme des torrents de l'Ardèche, l'Isère, la Drôme et les autres torrents qui descendent des Alpes sur la rive gauche du Rhône, étaient à leur plus bas étiage. — En effet, ils échappent à l'action du vent de sud-est.

A Paris et dans le bassin de la Seine, on ne connaît pas ces trombes d'eau intenses. Les pluies abondantes donnent une hauteur d'eau de 13 à 20 millimètres par jour, soit 13 à 20 litres par mètre carré de sol. Les grandes pluies d'orage ne dépassent guère 30 millimètres ; l'*Annuaire de Montsouris* de 1893 indique 22 millimètres le 12 juillet, 16 millimètres le 15 novembre ; le 14 juillet 1872 on a relevé 33 millimètres.

La plus forte pluie que nous ayons relevée à Beauvais dans ces dernières années est celle du 6 juin 1894 qui a donné 33 millimètres en trente-cinq minutes, soit environ 1 litre par mètre carré et par minute. C'est une pluie tout à fait exceptionnelle pour la région ; les aqueducs, très suffisants en temps ordinaire, n'ont pu la débiter.

Dans le bassin de la Seine, *les averses exceptionnelles ne donnent pas plus d'un millimètre par minute*, ou un litre par mètre carré ; Belgrand indiquait 5 centimètres à l'heure ; la règle que nous venons de donner est plus simple et plus exacte.

Évaporation. — Le volume des eaux emmagasinées par le sol est la différence entre la hauteur de la pluie et la hauteur d'eau qui retourne dans l'atmosphère par l'évaporation. Il y a deux natures d'évaporation : 1° celle qui a lieu à la surface des eaux et qui est supérieure à la hauteur de pluie ; elle ne nous intéresse pas dans notre étude, 2° celle qui se produit à la surface des terres et qui agit seule sur les réserves souterraines.

1° *Évaporation à la surface des eaux.* — Elle est très variable et très difficile à mesurer, car elle dépend de la nature et de la grandeur des vases, de l'intensité de la chaleur solaire et surtout de la vitesse et de l'humidité du vent. En pesant chaque jour un vase plein d'eau de surface donnée, on mesure l'évaporation et il est même facile d'établir un appareil enregistreur automatique. A l'observatoire de Montsouris on se sert de l'évaporomètre Piche.

L'évaporation est très faible pendant les cinq mois : novembre à mars ; elle n'est importante que pendant les sept mois : avril à octobre. De 1881 à 1892, l'appareil Piche a indiqué pendant ces sept mois une évaporation moyenne de 727 millimètres par an à Montsouris ; le minimum a été de 611 millimètres en 1881 et le maximum de 864 en 1886.

Au bureau météorologique de Paris, la quantité d'eau évaporée, pendant chaque mois de l'année 1893, dans un bassin de 3 mètres de diamètre, a été :

	millim.		millim.
Janvier.....	3	<i>Report</i>	284,6
Février.....	10,6	Juillet.....	79,7
Mars.....	28,3	Août.....	68
Avril.....	73,9	Septembre.....	43,2
Mai.....	72	Octobre.....	15,2
Juin.....	96,6	Novembre.....	8,9
		Décembre.....	2,7
<i>A reporter</i>	284,6	TOTAL	502,3

La plus forte évaporation diurne constatée a été de 5^{mm},7 le 17 juin.

Le maximum de l'évaporation quotidienne oscille entre midi et 3 heures ; en été il est voisin de cette dernière limite.

L'évaporation totale annuelle à Paris à la surface des eaux est de 1^m,30 à 1^m,50.

Divers observateurs ont trouvé pour cette hauteur totale annuelle : à Rome 2^m,35 ; région du canal de Nantes à Brest, études de ce canal, 1^m,46 ; même chiffre admis dans le projet du canal de la Sambre à l'Oise ; Comoy admettait ce même chiffre, soit 4 millimètres par jour en moyenne ;

à Marseille 2^m,50, même pour les eaux des marais salants ; dans un vase tenu à l'ombre on a trouvé à Montmorency 0^m70.

Au canal de Bourgogne, on a fait des expériences sur des bassins de 2 mètres de diamètre, tandis qu'on opère d'ordinaire sur des vases beaucoup plus petits ; on s'est placé en un point découvert, le bassin étant exposé de tous côtés à l'action du soleil et des vents, et on a trouvé des chiffres notablement inférieurs aux précédents résumés comme il suit :

	SAINI-JEAN-DE-LOSNE.	DIJON.	POUILLY.
	mèt.	mèt.	mèt.
Altitude	185	241	400
Hauteur moyenne annuelle de pluie..	0,86	0,75	0,80
Hauteur moyenne d'eau évaporée....	0,57	0,63	0,56

Ces quantités, relevées de 1839 à 1845, sont d'accord avec celles que l'expérience a fournies de 1846 à 1850 : la moyenne de la hauteur de pluie a été de 0^m,60 et la hauteur évaporée a été la même.

L'évaporation du printemps et de l'été est égale à trois fois celle de l'automne et de l'hiver.

2° *Évaporation à la surface du sol, infiltration, leur rapport.* — L'évaporation à la surface du sol est soumise aux mêmes influences générales que l'évaporation à la surface des eaux : elle dépend surtout de la violence des vents, de leur degré d'humidité et de l'état du temps. Un autre élément important intervient dans la question, c'est la nature du sol, sa capacité d'absorption pour l'eau et la difficulté qu'il éprouve à se dessécher.

Quelle est la nappe d'eau absorbée dans chaque climat par les terrains perméables analogues aux terrains drainés ? Quelle partie d'eau pluviale est enlevée par l'évaporation ?

La question a été étudiée en Angleterre par Dalton, Dickenson et Charnock, qui ont donné les nombres suivants :

	QUANTITÉ DE PLUIE	ÉVAPORATION DE LA TERRE	FILTRATION ABSOLUE	FILTRATION P. 100 DE PLUIE
Charnock.....	629	503	126	20
Dalton.....	852	638	214	25
Dickenson.....	665	381	284	44

Il y a donc de grandes différences entre les trois observateurs, différences qui tiennent sans doute, non pas à des erreurs, mais à la variété des circonstances expérimentales.

Une expérience faite pendant l'année 1851, en France, dans le département de Seine-et-Marne, a donné les résultats suivants :

Quantité de pluie... 318 millim. Évaporation de la terre... 433 millim.

Ici, la filtration pour cent de pluie n'est plus que de 12 1/2.

Si l'on construit pour chaque année la courbe des pluies en prenant les mois pour abscisses et si l'on construit aussi la courbe de l'eau mensuelle évaporée, celle-ci est intérieure à la première et les portions d'ordonnées comprises entre les deux courbes mesurent les quantités d'eau qui ont pénétré par filtration dans le sol et ne sont pas retournées dans l'atmosphère.

L'étude de ces courbes révèle une loi générale, que Belgrand a mise en lumière :

La filtration est abondante pendant les mois pluvieux et très-faible pendant les mois chauds ; inversement, l'évaporation, peu active pendant les mois humides, dévore la pluie pendant les mois chauds et ne la laisse pas descendre dans le sol. *Les pluies d'hiver profitent aux nappes d'eau souterraines, les pluies d'été retournent rapidement dans l'atmosphère à l'état de vapeur.*

C'est ce qui résulte des expériences suivantes de Dickenson et de Dalton :

MOIS	NOMS DES OBSERVATEURS	QUANTITÉ DE PLUIE	EAU ÉVAPORÉE	EAU QUI S'EST INFILTRÉE DANS LE SOL
Janvier.....	Dickenson.....	47 millim.	14	33
	Dalton.....	62	25	27
Juillet.....	Dickenson.....	58	57	1
	Dalton.....	105,5	104	1,5

L'évaporation sera donc d'autant plus considérable dans un pays que les pluies estivales seront elles-mêmes plus abondantes, puisqu'elles s'évaporent presque en entier.

Inversement, le complément de l'évaporation, la filtration qui alimente les nappes d'eau souterraines sera d'autant plus grande que les pluies d'hiver auront été plus abondantes : ce sont les seules qui profitent aux cours d'eau.

Charnock opérait sur une terre continuellement saturée d'eau ; il a reconnu que l'évaporation de cette terre était inférieure à celle d'une égale surface de liquide, et cela se conçoit sans peine si l'on réfléchit que la vapeur d'eau s'échappe plus facilement lorsqu'elle n'est pas retenue par une affinité pareille à celle qu'exerce la terre sur l'eau,

affinité qui va jusqu'à faire condenser une partie notable de la vapeur d'eau atmosphérique.

Cependant, pour que la proposition précédente soit vraie, il faut admettre que la masse liquide est exactement à la même température que la terre saturée. Souvent dans les mois chauds, après des chaleurs prolongées, la terre, qui possède pour l'absorption des rayons solaires une puissance supérieure à celle de l'eau, a emmagasiné des quantités de chaleur considérables; vienne une pluie, cette chaleur emmagasinée la vaporise rapidement, si bien que certaines pluies d'orage sont pour ainsi dire rendues à l'atmosphère aussitôt que reçues et peuvent tomber plusieurs fois de suite au même lieu sans pour cela laisser trace d'humidité à l'intérieur du sol. L'eau pure est restée en retard relativement à l'échauffement de la terre et sa surface rend alors à l'atmosphère moins de vapeur que n'en rend la surface du sol.

L'infériorité de l'évaporation du sol par rapport à celle des surfaces liquides est donc vraie, surtout dans les premiers mois de l'année; à la suite des mois chauds, il peut se faire que l'évaporation de la terre atteigne et dépasse par moments celle de la surface des eaux.

L'influence des radiations solaires emmagasinées par la terre est encore mise en évidence par ce fait que la courbe d'évaporation de l'eau pure à l'ombre est toujours intérieure à la courbe d'évaporation de la terre saturée exposée au soleil.

En hiver l'évaporation d'une terre drainée peut devenir supérieure à celle de la surface libre des eaux.

Inversement, lorsque les gelées blanches sont fréquentes, la terre, rayonnant sa chaleur vers les espaces célestes, se refroidit plus que l'air; son évaporation diminue, s'annule et peut même devenir négative, c'est-à-dire que le sol peut arriver à absorber une partie de la vapeur de l'air.

Le résumé des expériences connues, faites en Angleterre sur les terrains drainés, conduit aux nombres suivants :

La hauteur de pluie annuelle étant de.....	715 millimètres
La quantité d'eau que conserve la terre est de.....	210 —
Et la quantité d'eau qui retourne à l'atmosphère est de.	505 —

Dans le bassin de la Seine, d'après Dausse, le débit général annuel de la Seine correspond à une couche de 120 millimètres d'eau répandue sur tout le bassin; la hauteur moyenne de pluie étant de 600 millimètres la part de l'évaporation atteindrait 480 millimètres. Ce nombre s'applique à la généralité des terrains; mais sur les terrains perméables l'évaporation est beaucoup plus considérable; elle est moindre au contraire sur les terrains imperméables.

Si du climat séquanien, où les pluies d'été l'emportent sur les pluies d'hiver, nous passons au climat méditerranéen, qui présente les caractères inverses : pluies d'été inférieures aux pluies d'hiver, nous devons trouver une filtration relativement plus abondante. Dans la filtration se trouve comprise l'eau superficielle, dont la quantité est considérable sous le climat méditerranéen à cause de la forte inclinaison des versants et du grand nombre des cours d'eau torrentiels.

En réalité, la proportion dans laquelle la pluie se partage entre les cours d'eau, les profondeurs souterraines et l'atmosphère, est très variable.

On ne peut s'en rendre un compte approximatif que dans les bassins nettement imperméables ; si la cuvette imperméable de ces bassins est à la surface du sol, la portion de l'eau non évaporée gagne les rivières par ruissellement ; si la cuvette imperméable est à une profondeur telle qu'elle puisse déverser toute sa capacité dans le lit des rivières, l'eau non évaporée arrive aux rivières par filtration. Dans les deux cas, la connaissance de la hauteur de pluie reçue par le bassin et du débit de la rivière à la sortie du bassin permet de déterminer l'évaporation relative.

C'est ainsi que la Durance, qui coule sur les terrains primitifs et jurassiques imperméables et, dans son cours inférieur, sur l'urgonien et le néocomien écoule, d'après M. Dyrion, 70 0/0 de l'eau pluviale qui tombe sur son bassin ; la proportion est de 64 0/0 pour le Pô, qui coule sur les terrains granitiques et pour les affluents supérieurs de la Loire.

Les collecteurs de Paris débitent 70 0/0 des eaux pluviales qui tombent sur les chaussées de la ville. Cette proportion peut être admise dans les calculs relatifs aux égouts.

ÉTUDE DES SOURCES

De l'origine des sources. — D'après les anciens, la mer, communiquant par des conduits souterrains avec les fontaines et avec les sources des fleuves, leur rendait, par une circulation continue, le volume d'eau qu'elle en avait reçu.

A l'appui de ce système, on invoquait les textes de l'Écriture :

« Tous les fleuves entrent dans la mer, et la mer ne regorge pas ; les fleuves retournent au même lieu d'où ils étaient sortis pour couler encore. »

Voilà donc, disait-on, la preuve irrécusable de la grande circulation

souterraine des eaux, circulation nécessaire, indispensable, car sans elle la terre disparaîtrait encore sous le niveau d'une mer sans rivages. *Plures quam mille fluvii in mare se exonerant, et majores ex illis tantâ copid, ut aqua illa, quam per totum annum emittant in mare, superet totam tellurem.* (Varenius).

C'est bien, en effet, de l'Océan que revient l'eau qui nourrit les fleuves, mais le chemin qu'elle emprunte n'est pas caché dans les entrailles de la terre. C'est le ciel même : les eaux de la mer s'évaporent et forment les nuages qui se résolvent en pluie sur les continents. Les nuages et les fleuves établissent entre la mer et les montagnes une chaîne sans fin.

La pluie qui tombe se partage en eaux superficielles et en eaux souterraines, et celles-ci alimentent les sources et les puits.

Mais, disaient les anciens auteurs, les eaux pluviales ne pénètrent jamais qu'à quelques pieds dans les terres, comment pourraient-elles donc former les fontaines ? *Pluvia non ultra decem pedum profunditatem humectat terram* (Varenius). *Omnis humor intra primam crustam consumitur, nec in inferiora descendit.* (Sénèque).

Cette assertion est aussi peu fondée que la première et nous savons que dans certains terrains les eaux pluviales descendent à des profondeurs considérables.

Dans les temps modernes, cette vérité a été mise en lumière pour la première fois par Bernard-Palissy ; elle est aujourd'hui incontestée.

Distinction entre les terrains imperméables et les terrains perméables ; classification des sources. — L'existence et l'abondance relative des eaux souterraines dépend essentiellement de la nature du sol qui reçoit la pluie.

Il faut distinguer tout d'abord l'eau qui circule dans le sol et qui alimente les sources de celle qui demeure comme adhérente aux parcelles du sol et qu'elles abandonnent difficilement.

Sans parler des sables et des graviers purs qui présentent souvent un rapport de 25 à 30 0/0 entre le vide et le plein, on reconnaît que les roches, même d'apparence compacte, absorbent une notable quantité d'eau ; c'est par exemple *l'eau de carrière* dont certaines pierres ne se débarrassent complètement qu'après plusieurs mois.

D'après Delesse, la craie blanche humide peut renfermer 20 0/0 de son poids d'eau, le calcaire grossier 23 0/0, l'argile plastique de Vaugirard 20 à 23, l'argile des meulières de Meudon 25, le calcaire grossier dur 3, le gypse 1,5, le granite à gros grains, 0,37, le quartz blanc en filon, 0,08, le silex de la craie de Meudon 0,12, le silex meulière, 1,12, le gneiss micacé et friable, 3.

Si l'on remarque que la densité de la roche est souvent le double de la densité de l'eau, on voit que la proportion du volume de l'eau contenue même dans une roche est considérable.

La craie fendillée, comme celle des falaises normandes, peut prendre 400 litres d'eau et plus par mètre cube. Le petit gravier en prend 350 à 400 litres, le sable fin jusqu'à 420 litres. L'argile en prend davantage encore. Il y a des grès qui absorbent 200 litres et plus. Le marbre de Carrare lui-même en prend plus de 2 litres.

Bien qu'imperméables, certains sols absorbent une grande quantité d'eau, mais, dès qu'ils l'ont prise, l'eau qu'ils reçoivent ne les pénètre plus.

Il y a des terrains imperméables qui ne laissent point passer une goutte d'eau, tels sont : les argiles pures, silicates hydratés d'alumine; les argiles calcaires ou marnes; les argiles mêlées à une certaine proportion de sable; les granites et les terrains primilifs en général. On trouve même dans les roches sédimentaires des assises épaisses, qui sont compactes et sans fissures et par conséquent imperméables : ainsi on a pu ouvrir à la perforatrice dans la craie marneuse de longues galeries où l'on n'a pas recueilli d'eau bien qu'elles s'engagent sous la Manche à une profondeur assez faible au-dessous de la mer. Les calcaires schisteux du tunnel du Mont-Cenis et nombre de puits traversent ainsi des masses rocheuses qui ne fournissent point d'eau.

Au contraire, il y a des terrains perméables qui laissent passer comme dans un crible toute l'eau qu'ils reçoivent : les graviers et les sables purs, non mélangés d'argile, sont dans ce cas. Les sables très fins, légèrement argileux, peuvent n'être point perméables.

La craie, ou calcaire terreux et friable, vient après le sable pur dans l'échelle de la perméabilité.

Enfin, certaines roches volcaniques, boursoufflées et légères, sont perméables et interviennent dans la formation des sources.

Des expériences, faites sur la puissance d'absorption des sables de Fontainebleau, lors de la construction de la dérivation de la Vanne, ont donné les résultats suivants :

Il y a sur le parcours de la dérivation des siphons qui traversent des vallées sèches ; il fallait ménager aux points bas des orifices de décharge et avoir la certitude que le courant qui s'en échapperait serait absorbé par un bassin établi à l'aval de manière à ne point inonder les propriétés étrangères. On avait établi, au pied d'un de ces siphons, dans un vallon de la forêt de Fontainebleau, un bassin de 1^{hect},24 de superficie avec digue en terre, et on y fit arriver un débit de 250 litres à la seconde, c'est-à-dire un véritable cours d'eau. Ce petit lac a absorbé 2^{m3},79 au maximum et 2^{m3},28 en moyenne par

mètre carré et par jour ; le maximum correspond à 120 litres à l'heure, c'est-à-dire au double de ce que donne, dans le bassin de la Seine, une pluie d'orage exceptionnelle. En trente-six jours d'écoulement, le sable a absorbé une hauteur d'eau de 82 mètres ; le lac s'asséchait rapidement dès que l'écoulement s'arrêtait.

Vouloir pratiquer des irrigations sur un terrain de ce genre serait donc une entreprise vaine.

Les autres terrains perméables du bassin de la Seine, calcaires et sables des terrains tertiaires, graviers des vallées, craie blanche, etc., sans avoir le degré de perméabilité des sables de Fontainebleau absorbent toujours les plus grandes averses, sans trace de ruissellement superficiel, pourvu que le sol ne soit pas incliné à plus de 0^m,05 par mètre.

Il n'y a qu'un cas où la perméabilité de ces terrains peut ne pas jouer. c'est lorsque la neige vient les recouvrir après qu'ils ont été profondément gelés ; au dégel, ils se comportent alors comme des terrains imperméables et peuvent donner lieu à des inondations exceptionnelles et imprévues.

A côté des roches uniformément perméables, en égard à leur constitution même, car elles sont composées de particules non reliées par un ciment et ressemblent à un amas de petites billes jetées dans un même vase, il y a des terrains de constitution imperméable qui cependant livrent passage à d'énormes quantités d'eau et constituent ainsi de grosses réserves souterraines ; ce sont les roches fissurées d'une manière uniforme ou accidentelle, roches dans lesquelles les fissures se transforment parfois en canaux et en cavernes et qui donnent naissance alors à des rivières et à des lacs souterrains.

Certains calcaires compacts, comme le calcaire lithographique, présentent ainsi des *lithoclasses* (fissures de pierre) capables d'absorber des volumes d'eau considérables. Les sources de ces formations géologiques sont dues comme celles des terrains uniformément perméables à l'action de la gravité sur les eaux d'infiltration, mais le mécanisme n'est pas tout à fait le même.

On peut donc distinguer trois natures de sources :

Les sources des terrains imperméables ;

Les sources des terrains perméables ;

Les sources produites par les lithoclasses de certaines roches d'ailleurs compactes.

Les conditions générales de production de ces sources se résument comme il suit :

1° **Sources des terrains imperméables.** — Lorsque, par un

temps pluvieux, on parcourt un pays à sol imperméable, on voit l'eau ruisseler de toutes parts ; s'il y a de la pente, cette eau coule à la surface et forme de nombreux ruisseaux qui ravinent les terres et qui, réunissant leurs eaux, engendrent des rivières limoneuses, d'allure torrentielle. S'écoulant à l'air libre, les eaux pluviales arrivent rapidement et simultanément dans les vallées, il en résulte des crues violentes qui se produisent en quelques heures, mais qui disparaissent de même lorsque la pluie vient à cesser ; pendant la sécheresse, l'alimentation de ces cours d'eau cesse complètement et ils ne tardent pas à tarir.

Lorsque le sol imperméable est peu accidenté, les eaux pluviales ne trouvent pas d'écoulement ; elles s'accumulent à la surface sous forme de marais et d'étangs.

L'alimentation des cours d'eau situés sur les terrains imperméables est donc essentiellement superficielle ; les sources importantes sont rares dans ces terrains, et cela se conçoit, car une source est toujours alimentée par de l'eau pluviale qui s'est infiltrée dans le sol.

Cependant, l'imperméabilité d'un terrain n'est jamais absolue ; il y a toujours des crevasses, des fissures qui recueillent une certaine quantité d'eau ; les assises calcaires ou sableuses que l'on trouve associées à beaucoup de terrains imperméables, ont toujours une légère perméabilité, quelque compactes qu'elles soient, et lorsqu'elles affleurent sur le flanc du coteau, ou lorsqu'elles se relèvent pour se montrer au jour, elles donnent lieu à des pleurs ou suintements qui se réunissent pour former des sources.

La présence des sources dans les terrains imperméables tient donc à des causes accidentelles ; ces sources peuvent être nombreuses, mais il est bien rare qu'elles soient puissantes ; en tous cas, elles sont irrégulièrement distribuées ; on les trouve aussi bien dans le voisinage des sommets que sur le flanc d'un coteau ou dans une ondulation quelconque.

Elles ne forment point la base principale de l'alimentation des rivières ; celles-ci recueillent surtout les eaux superficielles, amenées dans les vallées par une multitude de ruisseaux, lesquels, généralement ne prennent point naissance dans une source.

2° Sources des terrains perméables. — Considérons maintenant un terrain perméable, il absorbe toutes les eaux pluviales qu'il reçoit ; celles-ci ne s'écoulent pas à la surface, elles pénètrent dans le sol jusqu'à ce qu'elles se trouvent arrêtées par une assise imperméable. Les ruisseaux sont rares à la surface du pays, puisqu'il n'y a pas

d'écoulement superficiel : l'eau pluviale est en grande partie absorbée par les couches superficielles, puis retourne à l'atmosphère par évaporation ; celle qui pénètre dans les profondeurs s'y accumule sous forme de nappe à niveau variable, qui monte ou qui s'abaisse, suivant que la saison est plus ou moins pluvieuse.

Qu'une ondulation, qu'une vallée se présente, dont le fond soit au-dessous du niveau de la nappe souterraine, celle-ci s'épanche et prend son cours à l'air libre. Elle forme une rivière dont les eaux sont limpides, car elles ont été filtrées pendant leur voyage souterrain ; la vitesse du courant n'est jamais bien grande, parce que les pluies passent lentement de la surface du sol au fond de la vallée et que leur vitesse de circulation dans la terre est nécessairement restreinte.

Avec ces cours d'eau, on ne connaît point les crues rapides et violentes ; mais quand la nappe s'est élevée, elle met beaucoup de temps à descendre et il en résulte des crues modérées, mais durables.

Dans les terrains perméables, les eaux s'infiltrent par toute la surface du sol pour alimenter la nappe souterraine ; celle-ci, drainée par les vallées, s'y épanche lorsque le fond de ces vallées est au-dessous du niveau de la nappe.

La communication entre la nappe souterraine et la rivière s'établit en divers points où l'eau trouve un débouché plus facile ; ces points sont autant de sources.

Les sources dans les terrains perméables se rencontrent donc exclusivement au fond des vallées, c'est-à-dire sur le cours d'eau lui-même ou dans son voisinage ; les plateaux et les versants conservent une aridité perpétuelle.

Si le terrain est également perméable, comme le sable, et présente à peu près partout la même facilité au passage des eaux, les eaux existent tout le long du lit et des berges de la rivière ; elles sont nombreuses et faibles.

Généralement, il n'en est pas ainsi, il se présente toujours des portions de sol moins résistantes où le passage est plus facile, c'est là qu'on trouve les sources les plus abondantes, auxquelles correspond souvent l'origine d'un cours d'eau.

Ainsi la condition nécessaire et suffisante pour qu'il existe des sources et, par suite, un cours d'eau dans une vallée perméable, c'est que le niveau de la nappe d'eau souterraine soit plus élevé que le fond de la vallée.

Dans les parties hautes des vallées et dans beaucoup de vallées secondaires il n'en est pas ainsi ; la nappe d'eau n'affleure pas le fond, on a ce qu'on appelle des vallées sèches.

La nappe, étant alimentée par les infiltrations des eaux pluviales,

s'élève ou s'abaisse, suivant que la saison est plus ou moins humide ; le débit des sources est lui-même soumis à ces variations. A la suite d'une sécheresse prolongée, des vallées que parcourait un courant d'eau peuvent se transformer en vallées sèches pour un temps plus ou moins long ; les sources des parties hautes d'une vallée peuvent se tarir et la naissance de la rivière descend de plus en plus à mesure que la sécheresse se prolonge.

Les sources puissantes se rencontrent plus fréquemment aux points où les vallées secondaires viennent se souder à la vallée principale.

Lorsqu'on descend de la ligne de faite qui sépare les bassins de la Loire et de la Seine par la vallée de l'Essonne jusqu'à la Seine, on se trouve d'abord sur le terrain qui porte le nom d'argile du Gâtinais ; c'est un sol imperméable, sillonné de ruisseaux et autrefois parsemé d'étangs ou gâtines ; en hiver, l'eau se montre de toutes parts, en été, tous les cours d'eau sont à sec ; on rencontre bien çà et là des sources, elles sont disséminées au hasard, il en existe dans la forêt d'Orléans, au voisinage de la ligne de faite ; mais ces sources ont toutes un débit très faible, elles ont pour origine quelques veines de sable plus ou moins pur placées sous l'argile et faisant office de drains naturels ; après les argiles du Gâtinais, on entre sur un sol éminemment perméable, calcaire de Beauce et sables de Fontainebleau, tous les plateaux sont arides, bien des vallées secondaires sont sèches, les sources se rencontrent uniquement sur le thalweg de la vallée principale, et les plus importantes, qui portent le nom de noues ou de gouffres, apparaissent à la jonction de cette vallée et d'un vallon secondaire. Ces sources donnent quelquefois passage au produit de l'infiltration des eaux pluviales tombées sur une vaste étendue ; aussi sont-elles puissantes et souvent capables de faire tourner un moulin à quelques mètres de leur naissance.

3° Niveaux d'eau. — Dans un pays à sol imperméable, les sources, avons-nous dit, n'obéissent à aucune loi ; elles sont dues à une cause accidentelle et on peut en rencontrer partout, dans le voisinage des sommets comme dans les ondulations des terrains.

Dans un sol perméable, les sources se rencontrent exclusivement dans le thalweg des vallées, c'est-à-dire au voisinage des cours d'eau ; si le sol est d'une perméabilité homogène, comme le sable, les sources sont continues ; si la perméabilité n'est pas homogène, comme dans les calcaires, les sources se trouvent aux points de plus facile passage et prennent quelquefois une importance capitale.

Lorsqu'un sol perméable est superposé à une couche imperméable, toute l'eau d'infiltration qui le pénètre est arrêtée par cette dernière ;

elle s'écoule dans le sens de la pente et paraît au jour sous forme de sources que l'on rencontre tout le long de la ligne de séparation des deux terrains perméable et imperméable.

Qu'une vallée d'érosion se présente dans un pareil terrain, on trouvera à flanc de coteau la ligne de séparation de l'assise perméable, et tout le long de cette ligne on trouvera des sources plus ou moins importantes, suivant que le passage est plus ou moins facile. La ligne séparative est ce qu'on appelle un niveau d'eau.

Ainsi, dans la vallée de la Marne, il existe un niveau d'eau qui correspond à la ligne séparative de l'argile plastique et du calcaire grossier.

On trouve dans ce cas des sources réparties à flanc de coteau suivant une courbe de niveau ; elles existent partout où se rencontre une ondulation, un petit vallon secondaire, et c'est généralement en A, à l'intersection du thalweg, que sort la source la plus puissante parce qu'elle correspond à un bassin d'alimentation beaucoup plus étendu que celui des points M et N.

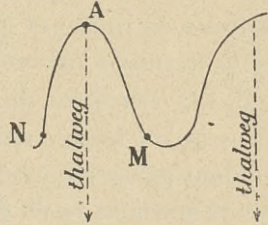


Fig. 109.

4° Sources dues à des lithoclasses. — Les sources les plus profondes, et souvent les plus puissantes, sont dues à des roches de constitution élémentaire compacte mais dont la masse est sillonnée de fissures et crevasses, capables parfois de livrer passage à un volume d'eau supérieur à celui qui traverse un sable parfait.

Les belles expériences de Daubrée ont montré comment les roches les plus compactes, soumises à des efforts de torsion ou d'écrasement, se fissuraient suivant des réseaux de cassures à direction sensiblement perpendiculaire. Or, les mouvements de l'écorce terrestre ont soumis beaucoup de formations géologiques à des efforts considérables ; ces formations se sont donc fissurées en tous les sens et on trouve des roches qui ont l'apparence d'un assemblage de lames parallèles ou de pierres cassées de forme régulière.

Dans d'autres roches le retrait, dû au refroidissement ou au dessèchement de la matière, a déterminé la fragmentation de la masse en prismes plus ou moins réguliers, c'est le phénomène que l'on constate dans certaines masses basaltiques.

Ces cassures, généralement dirigées dans deux directions perpendiculaires, portent le nom de *lithoclasses*, (du grec *λίθος* pierre et *κλαω* briser).

Daubrée distingue plusieurs sortes de lithoclasses :

1° Les *leptoclasses*, de λεπτος menu, comprennent les cassures qui sont de faibles dimensions dans les deux sens ou au moins dans un. « Elles débitent l'écorce terrestre en menus fragments. » Tellés sont les cassures prismatiques ou polyédriques des basaltes, des trachytes, de certains gypses, des argiles et limons desséchés. Il y a des calcaires et des grès que ces cassures divisent en fragments comparables à des cailloux de routes et qui sont incapables de fournir même du moellon ; toute la masse est craquelée.

2° Les *diaclasses*, de δια à travers, sont des fentes ou cassures parallèles qu'on trouve dans les terrains sédimentaires et qui ne se confondent pas avec les lits de formation. Elles sont nettement accusées sur le front de taille des carrières du terrain tertiaire aux environs de Paris, sur les falaises crétacées de la côte Normande, dans le terrain jurassique, dans le trias et le grès des Vosges, dans le terrain houiller et le calcaire carbonifère, dans les schistes à ardoises et dans les gneiss. Les diaclasses se prolongent parfois dans la même direction sur des étendues considérables, même à travers des assises différentes ; il y a des roches calcaires ou crétacées qu'elles traversent sur des centaines de mètres ; généralement elles sont à peu près parallèles et quelquefois réparties en deux groupes perpendiculaires.

3° Les *paraclases* sont les failles ou cassures avec déplacement des deux surfaces de séparation ; d'un côté à l'autre de la faille, les assises ne se correspondent plus et les deux parties d'une même assise se sont parfois éloignées à une distance considérable. C'est dans les failles que l'on trouve les filons.

Toutes les lithoclasses donnent passage aux eaux superficielles qui descendent jusqu'à ce qu'elles rencontrent une surface imperméable ou peu fissurée ; il se forme ainsi des réserves souterraines que le jeu de la gravité finit par ramener au jour, soit par siphonnement, soit par déversement direct dans les vallées.

Parfois même il se forme de véritables fleuves ou lacs souterrains comme ceux qui alimentent la fontaine de Vaucluse.

Température des sources. — La température des sources ordinaires, qui ne viennent point des profondeurs de la terre, est, en général, à peu près constante et à peu près égale à la température moyenne du lieu où on les recueille.

La variation, en plus ou en moins, dépasse rarement 0°,8. Ainsi la température des sources de la Vanne varie de 11° à 11°,7 ; celle de la Fontaine de Vaucluse est habituellement de 12°,7.

Daubrée a effectué une série d'expériences sur la température des

sources du bassin du Rhin ; il a montré qu'elle diminuait quand l'altitude augmentait. Exemples :

Source de Lichtenthal.....	Altitude : 180 ^m	Température : 10°,6
— de Bouxwiller.....	— 220	— 10,5
— de Honcourt, près Villé.....	— 300	— 9,5
— du Hohwald.....	— 600	— 7,5
— de la base du Climont.....	— 700	— 7,1
— de la Katzmatt.....	— 850	— 6,5
— de la Rothlach.....	— 920	— 5,8

Dans la vallée du Rhin, la température des sources est généralement un peu supérieure à la température moyenne du lieu ; cela tient peut-être à la prédominance des pluies d'été et aussi à ce que la pluie, qui tombe à l'état de neige, s'infiltré dans le sol à l'état liquide.

Dans l'Aveyron, on a trouvé une diminution de température de 1° dans les sources pour un accroissement d'altitude de 153 mètres ; dans les Alpes bavaroises, 1° par 272 mètres.

En résumé, il n'y a pas de loi absolue à formuler, d'autant que certaines sources peuvent être formées en tout ou en partie par des pertes de cours d'eau superficiels.

Les sources artésiennes ou thermales, qui proviennent des profondeurs, obéissent, comme nous le savons, à une autre loi : la température s'accroît d'environ 1° par 30 mètres de profondeur.

Distinction entre les sources des terrains arénacés et celles des terrains calcaires. — Les sources qui sortent d'assises puissantes de grès ou de sable sont d'ordinaire toujours limpides et pures ; les eaux pluviales qui les engendrent ont subi une filtration parfaite, un morcellement infinitésimal ; elles ont perdu les impuretés recueillies à la surface du sol.

Les sources de certains calcaires sont plus sujettes à caution et peuvent donner des eaux médiocres.

Elles ne proviennent pas toujours de nappes continues, mais de véritables courants souterrains dont le tracé dépend du hasard, si bien que deux puits peu éloignés peuvent présenter des différences considérables comme profondeur et comme puissance.

En effet les calcaires compacts, mais fissurés, ne sont pas imprégnés d'eau dans toute leur masse et ne donnent pas lieu, comme les sables, à un écoulement capillaire ; ils présentent des rigoles, des canaux, des cavernes, parfois nombreux et de petites dimensions, parfois aussi espacés et vastes. De là des variations incessantes dans l'allure des eaux souterraines, et le relevé hydrologique du pays, à l'aide par exemple

du niveau des puits, ne peut fournir d'indications générales et précises. Les eaux superficielles peuvent pénétrer dans ces terrains par de larges fissures et engendrer des sources susceptibles de grandes variations de débit, soumises aux mêmes causes d'impureté et de trouble que les eaux superficielles ; certaines sources ne sont que l'exutoire de réservoirs alimentés directement par les eaux superficielles ; parfois même elles ne sont que le retour au jour de cours d'eau qui se sont engouffrés dans les fissures de leur lit ; nous en citerons plus d'un exemple.

Il y a beaucoup de sources mixtes, donnant d'ordinaire une eau clarifiée et oxydée par un long voyage souterrain dans des canaux capillaires, mais susceptibles de devenir troubles et impures lors des pluies, parce qu'elles reçoivent directement les eaux recueillies par les gouffres superficiels, *aiguigeois* de Belgique, *bétoires*, etc.

Le captage des sources des terrains calcaires doit donc faire l'objet d'une étude géologique et hydrologique des plus attentives.

Il en est de même pour les galeries souterraines.

Tous les terrains calcaires ne sont pas dangereux à ce point de vue, et il ne faudrait pas suspecter d'une manière générale les sources qu'ils engendrent.

C'est uniquement dans les *calcaires compacts* que l'on trouve les cavernes et les grands canaux souterrains influencés d'une manière directe et presque immédiate par les eaux pluviales. Mais les calcaires friables, la craie, la marne, le calcaire carbonifère, peuvent donner naissance à des nappes continues et à des sources toujours limpides.

Il faut donc distinguer les sources vraies des *fausses sources* ; M. Schlœsing a montré que les premières, comme celles de la Vanne, étaient caractérisées par la constance de leur titre nitrique, tandis que le titre des fausses sources est variable, ce qui s'explique par leur formation même.

DE L'ART DE DÉCOUVRIR LES SOURCES

Chercheurs de sources anciens et modernes (Extrait de l'ancien ouvrage de Darcy). — « L'art de trouver les sources a été cultivé dans tous les temps ; on le connaissait chez les Grecs ; les Romains avaient pour les chercheurs d'eau, ou aquilèges, les plus grands égards.

Cassiodore, en répondant à un magistrat qui lui avait écrit au

sujet d'un *aquilége* nouvellement arrivé d'Afrique, recommande d'user de son expérience et de le traiter avec une distinction marquée :

« *Habeatur ergo iste inter reliquarum artium magistros; ne quid desiderabile putetur fuisse, quod sub nobis non potuerit romana civitas continere.* »

Pline, Vitruve, Palladius étudient avec un soin diligent les moyens de découvrir les sources souterraines.....

Un des signes les plus certains, dit Pline, ce sont les vapeurs qui s'élèvent sur les lieux au-dessous desquels coulent des veines liquides. Pour apercevoir ces vapeurs, il recommande de se coucher par terre *avant le soleil levé* et d'examiner attentivement, le menton appliqué contre la terre, si quelque colonne de vapeur ne vient pas à s'élever et à ondoyer au-dessus des lieux où il ne se trouve aucune humidité causée par les eaux sauvages.

Cassiodore ajoute une observation que je rappellerai en raison de sa singularité; d'après lui, les aquiléges mesurent la profondeur du courant souterrain par la hauteur à laquelle la vapeur semble s'élever : « *Addunt etiam in columnæ speciem conspici quemdam tenuissimum fumum, qui quanta fuerit altitudine porrectus ad summum, tanto in imum latices latere cognoscunt.* »

Mais cette opération est, à ce qu'il paraît, très pénible, car Pline ajoute : « *Certior multo nebulosa exhalatio est ante ortum solis longius intuentibus..... sed tanta intentione oculorum opus est, ut indolescant.* »

Aussi a-t-on essayé de substituer à la vue simple d'autres moyens de reconnaître si ces vapeurs s'exhalaient; et, par exemple, on conseille de mettre *à la même heure*, sur les lieux où la source est espérée, une aiguille de bois en équilibre; cette aiguille est composée de deux parties, dont l'une doit être poreuse et très hygrométrique, comme l'aulne; puis, s'il se dégage effectivement de la vapeur, l'extrémité poreuse s'inclinera vers la terre.

Vitruve engage encore à creuser un puits de 3 pieds de diamètre, sur 5 à 6 de profondeur et de placer au fond, lorsque le soleil se couche, un vase d'airain ou de plomb frotté d'huile; on renverse ce vase, on remplit la fosse avec des planches et des feuillages qu'on recouvre avec de la terre, et si, le lendemain, des gouttes d'eau sont attachées au vase, il affirme que la nappe liquide est au-dessous et qu'on la trouvera en creusant.

Belidor prétend, d'après Cassiodore, que si des tourbillons ou nuées de petits mouchérons volent près de la terre, toujours à la même

place, c'est qu'ils sont attirés par quelques exhalaisons de vapeur provenant d'une veine fluide.

Il recommande, à l'exemple de Vitruve, de noter les lieux où l'on rencontre des joncs, des roseaux, du baume sauvage, de l'argentine, du lierre terrestre, lorsque ces plantes ne peuvent être nourries par les eaux sauvages.

Pline prescrit de faire des fouilles au point précis où l'on voit des masses de grenouilles semblant couvrir, tant elles pressent la terre pour s'approprier les vapeurs qui s'en exhalent.

Quand le sol est recouvert de gelée blanche, il est facile de s'assurer si un courant existe à peu de profondeur, car cette gelée ne se tient pas sur sa direction, j'ai eu plusieurs fois l'occasion de faire cette remarque dans les temps de neige, en suivant la ligne de l'aqueduc de Dijon. La neige s'affaisse et fond en partie sur la ligne suivie par cette construction, bien que la terre soit partout à plus de 1 mètre au-dessus de l'extrados de la voûte recouverte elle-même d'une chape.

Tels sont les principaux procédés que nous ont légués les anciens pour la découverte des sources. Mais, avant de clore avec les traditions du passé, me sera-t-il permis de rappeler que Moïse, faisant jaillir une source dans le désert, devait avoir des imitateurs jaloux de renouveler la lutte que les devins de Pharaon ne craignirent pas d'engager avec le libérateur du peuple juif ?

Aussi voyait-on déjà, dans le xv^e siècle, des hommes marchant à la découverte des sources, tenant deux des branches d'une fourche de coudrier, et attendant que la troisième, s'inclinant irrésistiblement vers la terre, indiquât la présence d'une nappe souterraine.

Le plus célèbre de la secte fut un nommé Jacques Aymard, qui fit grand bruit à Paris, en 1693 ; sur l'ordre de Colbert, l'abbé Gallois le présenta à l'Académie ; mais la docte assemblée lui tendit un piège dans lequel se brisa la baguette enchantée du faux Moïse, et le cours de ses miracles si variés fut brusquement interrompu. On sait que la baguette divinatoire, saluée sous les noms de Verge de Moïse, de Bâton de Jacob, de Verge d'Aaron, n'avait pas seulement la vertu de découvrir des sources ; elle tournait de plus sur les métaux, sur les trésors, sur les meurtriers qu'elle livrait à la justice, et sur les reliques des saints régulièrement canonisés ; sa vertu créa de tels prodiges qu'on recourut, pour l'expliquer, à l'intervention des puissances infernales. Mélancthon lui-même, l'un des héros de la religion réformée, parlant des filons de mines qu'elle aidait à découvrir, ne put expliquer autrement cette propriété singulière que par des

relations sympathiques qui uniraient ensemble les végétaux et les minéraux.

On est autorisé à croire que le culte de la baguette était déjà pratiqué dans l'antiquité. Elle est mentionnée dans les écrits de Neuheusius, de Varron, d'Agricole, de Cicéron: l'orateur romain, dans les conseils qu'il donne à son fils Marc, lui défend de se dérober aux affaires publiques, lors même qu'il découvrirait un trésor par la grâce de la baguette divine : « *Quid si omnia nobis quæ ad victum cultumque pertinent, quasi virgulâ divinâ, ut aiunt, suppeditarentur.* »

Mais il y avait aussi, à cette époque, des gens difficiles qui ne prêtaient pas foi aisément à ces prodiges.

Un chercheur de trésors avait proposé au poète Ennius d'en découvrir un moyennant un drachme : « Je vous donne de bon cœur ce drachme, répondit-il, mais à prendre sur le trésor que vous trouverez :

Quibus divitias pòllicentur, ab iis drachmam ipsi petunt.

De his divitiis deducam drachmam, reddam cætera.

Lorsqu'une source avait été trouvée par les procédés racontés avant la petite digression sur la baguette divinatoire, il fallait en tirer le meilleur parti possible : Vitruve donne le moyen suivant de la mettre à profit.

Si les signes que nous venons de décrire, dit-il, se rencontrent en quelque lieu, il faudra y creuser un puits, et si l'on aperçoit une source, en faire plusieurs autres à l'entour et les réunir par de petites galeries.

Ces précautions semblent indiquer que Vitruve ne comptait guère que sur des suintements dont il cherchait à augmenter le volume en les réunissant tous.

Cependant il semble résulter d'une lettre déjà citée et écrite par Cassiodore, que l'on arrivait parfois à des résultats bien plus importants, puisqu'il y recommande formellement au magistrat de faire accompagner l'aquilége d'Afrique par un homme habile dans la mécanique et sachant élever les eaux que l'on viendrait à découvrir.

Telle est à peu près la série des procédés auxquels on avait recours dans les temps anciens pour découvrir les sources, et qui constituaient la science de l'aquilége.

Avant d'arriver aux méthodes d'investigation d'un chercheur de sources dont le nom a été souvent répété dans les feuilles publiques, je vais donner quelques résultats d'expérience.

Une source, qu'on appelle à Dijon la fontaine des Suisses, avait

presque entièrement disparu ; elle ne donnait plus qu'un cinquième de litre à la minute. Or, deux lignes de peupliers plantés le long de la petite vallée que la source parcourt offraient le phénomène suivant : les peupliers avaient été plantés à la même époque, et cependant le premier de chaque ligne présentait un développement plus que double des suivants.

« Je fis creuser, dit Darcy, une tranchée dans le lieu présumé d'où devait émerger la source ; et je remarquai que les racines des deux premiers arbres s'étaient avancées de 8 à 10 mètres vers cette source, au milieu du bassin naturel de laquelle elles s'étaient établies pour s'en emparer en entier. Quelques travaux modifièrent le cours de la source, et son volume redevint égal à 12 ou 13 litres par minute.

« J'ai reconnu aussi, à la suite de terrassements exécutés au point de jonction des vallées secondaires avec la vallée principale, dans les terrains calcaires, l'existence de cours d'eaux se dirigeant vers la vallée principale dans des conduits à peu près circulaires, formés par les dépôts successifs de carbonate de chaux, qui agglutinaient les sables dont le sous-sol du vallon était composé. »

Méthode de l'abbé Paramelle. — La réputation de l'abbé Paramelle, comme chercheur de sources, a été considérable au milieu du siècle actuel, mais il est aujourd'hui presque oublié.

Sa méthode empirique reposait sur une longue expérience et sur des notions géologiques qu'il avait acquises dans ses promenades. La configuration même du sol indique sa constitution interne ; les roches dures et cohérentes donnent des versants rapides et continus ; les argiles et les marnes offrent une forme arrondie à pentes adoucies ; lorsqu'un versant est formé d'assises rocheuses et d'assises argileuses ou sableuses superposées, son profil en travers ressemble à un escalier dont les faces verticales correspondent aux assises rocheuses et les marches aux assises molles ; la longueur et l'inclinaison des marches dépendent de l'épaisseur et de la consistance de ces assises.

Le relief et la consistance d'un terrain indiquent donc la nature du sous-sol.

Il en est de même de la végétation ; la nature, la couleur et l'aspect des plantes qui recouvrent le sol sont autant d'indices du voisinage ou de l'éloignement des eaux souterraines.

Quand l'abbé Paramelle avait trouvé des indices favorables, il se dirigeait vers l'origine du vallon parcouru, s'arrêtait au point où il supposait son profil le plus resserré et où, en même temps, l'épaisseur du sol détritique ou diluvien lui semblait la moins grande ; puis, il prescrivait en ce lieu l'exécution d'une tranchée perpendiculaire à la di-

rection du thalweg du vallon et la construction d'un mur imperméable descendant à une profondeur qu'il déterminait à peu près. Enfin, pour couronner l'œuvre, il annonçait qu'en plaçant un tube à travers ce mur il en sortirait une source grosse comme le petit doigt, le pouce ou l'avant-bras, suivant l'étendue du bassin sur lequel il opérerait.

Ce procédé de création d'une source artificielle peut réussir en beaucoup de vallées, mais on comprend qu'il est sujet à de nombreuses erreurs.

Il n'y a là, comme on le voit, ni procédés mystérieux ni magie ; un peu de mise en scène peut-être ! Toutefois, il faut reconnaître que, malgré leur incertitude, les moyens d'exploration de l'abbé Parameille ont été pour les habitants des campagnes l'occasion de découvertes précieuses, en permettant parfois de faire surgir du sol des eaux qui, suintant et circulant à une certaine profondeur, allaient auparavant se perdre dans le sous-sol des bas-fonds et dans le thalweg des vallons. En effet, ces eaux, ainsi ramenées à la surface, présentent une utilité réelle, au lieu de contribuer le plus souvent à rendre marécageux et improductifs des terrains, naturellement riches de puissance végétative par leur composition minérale, par leur position, et destinés à prendre une grande valeur par l'assainissement.

Conclusion. — La géologie, s'appuyant sur l'expérience, est le seul guide possible dans la recherche des sources. — Lors donc qu'on veut étudier un pays à cet effet, il faut d'abord examiner avec grand soin la carte géologique et en même temps la carte hydrologique, conséquence de la première. De cette étude on déduit la connaissance des zones susceptibles de posséder des sources et on peut procéder à des investigations méthodiques.

L'existence des nappes souterraines se présume également par l'examen des cartes géologiques. Mais l'expérience directe peut seule, en pareil cas, conduire à des conclusions certaines.

Quelques mots sur les fontaines intermittentes ou intercalaires. — « Pour qu'il y ait production d'une fontaine intermittente, il faut qu'un courant d'eau souterrain tombe dans une cavité et que de cette cavité sorte un siphon naturel, intermédiaire nécessaire entre la cavité et le point d'émergence.

Il faut, de plus, que le siphon puisse débiter un volume plus grand que le volume naturellement amené dans l'excavation.

Alors, supposons que le siphon marche : il videra la cavité, et la source débitera le volume qu'il donne ; la cavité vidée, l'air rentrera

dans le siphon, et la source s'arrêtera. Mais en même temps la grotte se remplira, et, lorsque le niveau de l'eau sera arrivé à celui de la partie haute du siphon, cet appareil recommencera à jouer, et ainsi de suite.

Pour obtenir une fontaine intercalaire, il suffit d'imaginer que la ramification qui donne l'eau à la grotte se subdivise et qu'une des branches se vide directement au bassin de la fontaine.

On voit que le minimum du débit correspondra au moment où cette seconde branche donnera seule, et le maximum à l'instant où son produit s'ajoutera au volume maximum du siphon.

Pour se rendre compte de *fontaines intermittentes composées*, il suffit de supposer deux cavités communiquant par un siphon. La plus grande des cavités sera située en amont de la plus petite ; admettons encore que le siphon qui communique à la fontaine débite un plus grand volume que celui qui réunit les grottes, et qu'enfin chacun d'eux laisse couler un volume supérieur au produit naturel de la source. Alors, il est évident que la grande cavité enverra à la petite plus d'eau qu'elle n'en reçoit ; elle finira donc par se vider : la petite, à son tour, sera mise à sec plusieurs fois pendant que la grande cavité se désemplira, l'eau qu'elle renferme étant emportée par le siphon du plus fort calibre.

De là les petites intermittences, et la grande correspondra au temps nécessaire pour remplir de nouveau la grande grotte.

Que l'on ajoute maintenant à cet appareil naturel une ramification du cours principal se rendant directement au bassin de la source, et l'on aura ce qu'on appelle une fontaine intercalaire composée.

Maintenant, que pendant la saison des pluies de nouvelles sources se développent, qu'elles produisent au minimum ce que le siphon des fontaines intermittentes ou intercalaires peut débiter, alors le régime de la fontaine passe à l'uniformité.

Veut-on un exemple d'une fontaine qui coulerait pendant l'été et s'arrêterait lorsque le débit des sources augmente en général ? Que l'on imagine dans la grotte de la fontaine intermittente simple, un orifice placé à une certaine hauteur au-dessus de l'extrémité de la courte branche du siphon.

Si cet orifice peut emmener tout ce que le conduit naturel fait arriver, cet orifice donnera naturellement lieu à une source d'un débit non interrompu.

Si l'eau augmente et que l'orifice précité ne puisse pas donner écoulement à tout le nouveau volume, la cavité se remplira, le siphon pourra s'amorcer, et, s'il débite plus que le conduit qui amène les eaux à la grotte, celle-ci se videra, et par conséquent la fontaine à

laquelle l'orifice précité donne naissance deviendra périodique, comme celle à laquelle le siphon envoie les eaux.

Enfin, si le volume du conduit principal augmente encore et s'il est égal à celui débité par le siphon, le plan des eaux étant dans la grotte au-dessous de l'orifice, il est manifeste que la fontaine qu'il desservait cessera de couler, tandis que celle du siphon deviendra uniforme.

Il existe en Angleterre plusieurs de ces fontaines qui coulent en été et s'arrêtent pendant l'hiver.

Voilà déjà des résultats bien variés, et je n'ai point fait entrer cependant en ligne les effets dus à la dilatation, à la compression, aux variations de température que l'air peut éprouver dans les conduits naturels.

Que l'on suppose, par exemple, un point haut dans ces conduits, et qu'une certaine quantité d'air se loge à partir de ce point haut dans la branche descendante. Pour un certain degré de température, la force élastique de l'air laissera l'eau franchir le point haut; mais que cette température augmente, l'eau ne pourra plus surmonter la nouvelle élasticité développée, et l'écoulement s'arrêtera. »

Sources sur le rivage de la mer. — Lorsque les sources ne sont pas éloignées des bords de la mer, des irrégularités curieuses se présentent quelquefois dans leur débit.

Tantôt le débit croît et décroît avec la marée.

Tantôt il marche en sens inverse de la marée.

Dans le premier cas, le phénomène est facile à comprendre. La source peut être, en effet, considérée comme le niveau supérieur d'un tuyau irrégulier branché sur le conduit souterrain qui l'alimente, lequel conduit est lui-même en communication avec la mer; lorsque cette dernière monte, le débit du grand conduit diminue et les frottements qui s'exercent contre les parois s'affaiblissent; en même temps, le niveau de la source doit tendre à s'élever, et par conséquent son produit augmente.

L'effet contraire résulte de l'abaissement de la marée.

Je m'explique ainsi qu'il suit la marche inverse du débit de la source, relativement au flux et reflux; j'admets que la mer communique par un conduit avec une cavité remplie d'air, sans que pourtant son niveau puisse atteindre cette dernière; j'admets encore que la source vienne déboucher dans cette cavité avant de surgir du sol; je suppose enfin que le point où la source sort de terre soit réuni à la cavité précitée, au moyen d'un conduit dont une partie affecte la forme d'un siphon renversé, *de manière à présenter une fermeture hydraulique*; l'air renfermé dans la cavité, manquant d'issue, ne peut s'échapper, même quand il est comprimé, et le seul résultat de cette compres-

sion est d'établir dans le conduit (côté de la cavité) une diminution de niveau nécessaire à l'établissement de l'équilibre.

Alors, si la marée monte, l'élasticité de l'air augmente, et l'excès de compression subi par la source à son point d'émergence produit le même effet que si le niveau de cette dernière était exhaussé; son débit doit donc diminuer.

Quand la marée est basse, au contraire, le volume initial doit reparaître, parce que la pression redevient la même sur le point d'émergence de la source (DARCY).

On trouve sur beaucoup de côtes des sources d'eau douce en pleine mer; ce phénomène n'a rien de plus étonnant que celui des sources qui s'épanchent au fond des lacs, des étangs et des rivières.

DESCRIPTION DE QUELQUES SOURCES

Sources principales du bassin de Paris. — Les eaux pluviales absorbées par les sables de Fontainebleau sur la rive gauche de la Seine, par les meulières et calcaires de Brie sur la rive droite, arrêtées dans leur descente par les marnes argileuses superposées ou mélangées au gypse, engendrent des sources nombreuses et des niveaux d'eau A que signale de loin une végétation verdoyante (Ville-d'Avray, Meudon, Bellevue, Brunoy).

Les sources de la Dhuis jaillissent des terrains tertiaires lacustres situés au-dessous des marnes vertes; on les trouve à quelques mètres à l'amont du *Moulin de la Source*, commune de Pargny, canton de Condé (Aisne); elles forment trois bassins séparés dont les courants réunis ont donné en octobre 1855, lors des premiers jaugeages,



Fig. 110.

26 000 mètres cubes par 24 heures; il ne faut compter que sur un débit de 200 litres à la seconde en sécheresse. Les sources avec le moulin et 5 hectares de terre n'ont été payés par la ville que 65 000 francs.

On les a complétées par d'autres sources voisines, débitant en

sécheresse 112 litres au total et qui, avec 137 hectares de terre, ont été payées seulement 360 000 francs.

C'est seulement par surprise et en cachant soigneusement le but de l'opération qu'on pourrait acquérir aujourd'hui des sources à si bas prix.

Belgrand avait songé à amener à Paris les *sources de la Somme-Soude*, petite rivière créée par la nappe continue de la craie blanche, qui se jette dans la Marne à l'aval de Châlons; l'eau en est remarquable par sa pureté et son faible degré hydrotimétrique: 13° à 14°.

Le niveau d'émergence des sources éprouve des variations annuelles qui dépendent de l'humidité relative des années et des saisons, c'est-à-dire du degré d'imbibition du bassin alimentaire.

Ainsi, en 1892, la source supérieure cessa de couler le 14 juillet; le lit était à sec sur 105 mètres en aval le 25 août; sur 476 mètres, le 30; sur 2 800 mètres, le 30 septembre; mais, dès le 29 octobre, les sources étaient remontées à 60 mètres de leur point le plus élevé et l'atteignaient le 2 novembre suivant. En 1893, le niveau supérieur ne fut rétabli que le 21 décembre.

Les sources de Sommesous n'ont pas été conduites à Paris, et on a renoncé également aux superbes sources de la vallée du Grand-Morin, fontaines de Chailly et de Mauperthuis, dont l'altitude est malheureusement insuffisante.

Les *sources de la Vanne*, ou plutôt la rivière de ce nom, sortent de la craie, dans le département de l'Aube, à 14 kilomètres de Troyes.

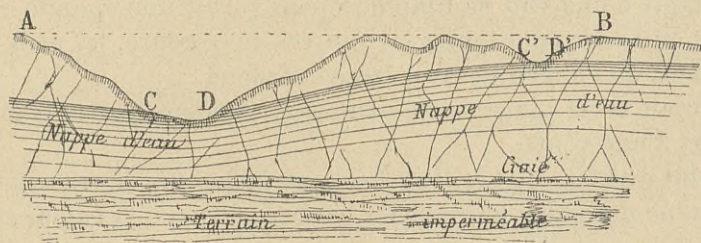


Fig. 111.

Elles proviennent de l'épanchement à l'air libre de la puissante nappe de la craie; elles ne sont donc pas au niveau d'une assise imperméable et elles subissent en altitude les variations mêmes de la nappe qui les engendre. Si la surface AB de la vallée était horizontale et que la nappe d'eau vint à remonter jusqu'à elle, la vallée serait transformée en marécages; c'est en effet la cause qui produit les marais de Saint-

Gond dans la craie blanche du Petit-Morin ; mais, comme la surface du pays n'est pas horizontale, la nappe souterraine s'épanche dans la vallée CD, y forme sa rivière émissaire, et sa surface supérieure, au lieu de demeurer horizontale, s'incurve vers la vallée comme le montre la figure.

Cette surface de la nappe vient-elle à couper le thalweg d'une vallée secondaire, comme en C'D', il se forme là une source ; dans le pays

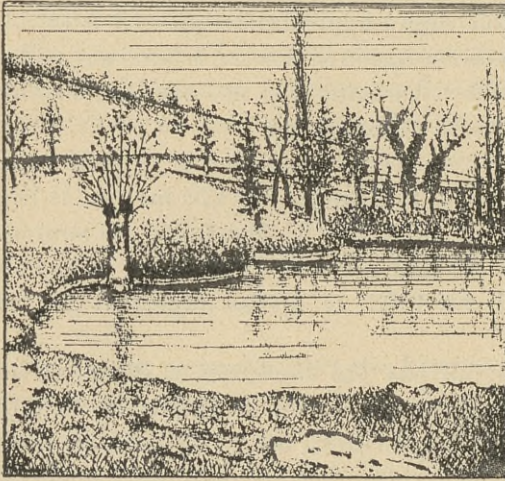


Fig. 112.

on appelle les sources ainsi produites des *bîmes*. La principale est le *bîme de Cerilly* qui alimente la rivière de ce nom ; ce bîme est à 26 mètres au-dessus du lit de la Vanne et en est séparé à vol d'oiseau par une distance de 4 500 mètres ; la pente superficielle de la nappe souterraine est donc de 5^m,78 par kilomètre.

La figure 112 représente, d'après Belgrand, le bîme de Cerilly en mai 1870 ; c'est une sorte de gouffre ou bassin circulaire qui formait

le bief du moulin, et qui avait une profondeur d'environ 5 mètres ; il était rempli d'une eau si limpide qu'on voyait une épingle au fond. Ainsi qu'on le dit pour toutes les sources de ce genre, les gens du pays racontaient qu'on n'en pouvait trouver le fond.

Le niveau de la source a été abaissé de 4 mètres, et le bassin a été recouvert d'une voûte.

Le débit du bîme de Cerilly est très variable avec les saisons et avec l'allure plus ou moins humide des années ; en voici la valeur exprimée en litres à la seconde :

MOYENNE DE 21 ANNÉES (1873-1893)											
janv.	févr.	mars	avril	mai	juin	juillet	août	sept.	oct.	nov.	déc.
169	211	231	238	230	218	197	173	136	141	150	167
ANNÉE D'EXTRÊME SÉCHERESSE (1874)											
133	133	126	115	114	97	105	90	76	72	72	75

Les autres sources de la vallée de la Vanne sont analogues à la précédente.

Elles offrent l'inconvénient de variations assez considérables.

Belgrand avait indiqué comme ressources possibles pour l'avenir les grandes sources du fond des vallées oolithiques de la Basse-Bourgogne, comme celles de Châtillon-sur-Seine, Bar-sur-Aube, mais il préféra la Dhuis et la Vanne comme moins éloignées. Il signala également les sources puissantes de la craie qu'on trouve en Normandie et qui viennent d'être captées (Avre), celles du pays de Bray, celles qu'on trouve dans les vallées du calcaire de Beauce, mais qui ne jaillissent pas à une altitude suffisante.

Au voisinage de Paris, il y a des sources nombreuses correspondant au pourtour de la grande lentille de gypse qui va de Meulan à Château-Thierry, mais les eaux sont généralement très dures : celles de la vallée de l'Yvette marquent 30 à 44° à l'hydrotimètre ; les sources de Rungis et d'Arcueil, 38° ; les sources du Val-Fleury (Meudon), 68° ; de la banlieue de Saint-Cloud, Garches et Montretout, 30 à 60° ; de la côte de Marly, 48° ; de la fontaine à Tonquin, vallée d'Yères, 30° ; cependant les sources de la vallée de la Marne, rive gauche, près Meaux, ne marquent que 24°.

Nappes d'eau et sources du calcaire de Beauce, étude d'une rivière asséchée. — Le calcaire lacustre de Beauce est un terrain des plus perméables, il absorbe toute l'eau qu'il reçoit et qui alimente une nappe continue ; les vallées du pays restent sèches jusqu'au point où la nappe souterraine vient couper leur thalweg et engendrer des sources ; les principales se trouvent à l'intersection des vallées, elles marquent l'origine des rivières. Nous avons été chargé, en 1874, d'étudier les causes d'assèchement d'une de ces petites rivières, l'OEuf, qui passe à Pithiviers, et nous croyons utile de reproduire le résultat de cette étude :

La rivière de l'OEuf prend naissance dans la forêt d'Orléans, près de la ligne de faite qui sépare le bassin de la Loire du bassin de la Seine. Son cours général est dirigé du sud-ouest au nord-est. Entre la forêt d'Orléans et Pithiviers, elle reçoit deux affluents principaux : le ruisseau de la Varenne à droite, et la Laye de Montigny à gauche. A l'aval de Pithiviers, elle reçoit le produit de plusieurs noues, ou vallées secondaires, et ne tarde pas à rencontrer la Rimarde, à laquelle elle s'unit pour constituer l'Essonne, affluent de la Seine.

Depuis plusieurs années, le débit de l'OEuf allait sans cesse en diminuant ; pendant l'été de 1874, on pouvait parcourir à pied sec le lit de cette rivière depuis sa naissance jusqu'à Pithiviers ; à l'aval de cette ville, l'eau commençait à se montrer, mais les dernières usines seules en avaient assez pour fonctionner quelques heures par jour.

Malgré les pluies de l'hiver 1875, le lit de l'OEuf était resté à sec à l'amont de Pithiviers.

Et cependant, cette rivière offrait naguère un état relativement prospère ; les squelettes de plusieurs usines sont là pour l'attester ; leurs déversoirs et leurs vannages subsistent, mais l'eau a disparu ; leurs

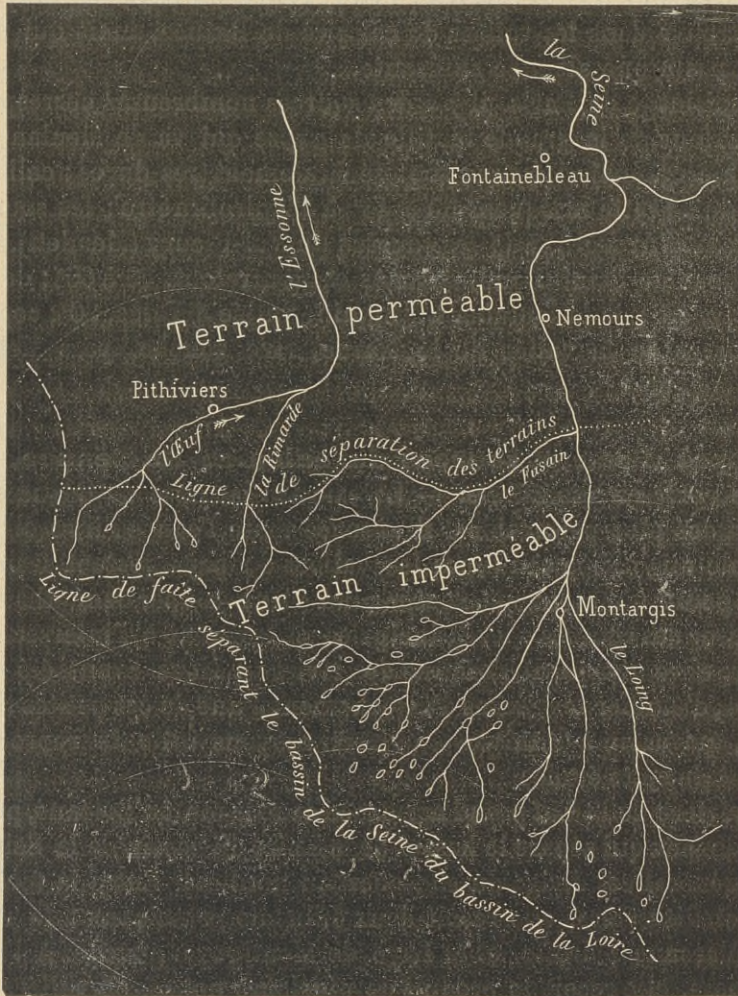


Fig. 113.

roues sont suspendues au-dessus d'un lit qui n'est plus qu'un chemin creux.

Le bassin de la rivière de l'OEuf appartient à deux formations géologiques, la partie supérieure aux argiles du Gâtinais et la partie inférieure au calcaire lacustre de Beauce.

L'aspect seul de la carte permet de reconnaître, au premier coup d'œil, la nature des deux formations.

Le plateau ondulé qui s'étend de Nemours à Chartres est formé par les sables de Fontainebleau et le calcaire de Beauce, terrain éminemment perméable, aussi n'est-il arrosé que par huit rivières ; la principale est l'Essonne, dont l'OEuf est l'affluent. Au contraire, le Gâtinais est, comme le montre la carte, sillonné d'une multitude de cours d'eau qu'il est inutile d'énumérer ; ce pays tire son nom des gâtines, ou mares, dont il était autrefois recouvert et qui ont en partie disparu, par suite des drainages et des travaux effectués pour l'écoulement des eaux superficielles.

La séparation entre les argiles du Gâtinais et le calcaire de Beauce est indiquée par une ligne qui passe entre la forêt d'Orléans et Pithiviers, c'est-à-dire entre cette ville et l'origine de la rivière de l'OEuf.

Ce cours d'eau a donc deux modes d'alimentation ; dans la partie haute, terrain imperméable, il est uniquement alimenté par l'écoulement superficiel ; dans la partie inférieure, terrain éminemment perméable, il ne faut compter que sur le produit des sources. Nous ne reviendrons pas sur ces notions précédemment expliquées.

L'origine de la rivière qui nous occupe se trouve non pas dans des sources, la nature du sol s'oppose à leur existence, mais dans une série d'étangs qui reçoivent l'égout du versant nord-est de la forêt d'Orléans ; ces étangs sont munis de bondes de vidange qu'on ne lève que pendant l'hiver et qui emmagasinent pour l'été une certaine quantité d'eau. La suppression de ces réservoirs n'améliorerait pas le régime du cours inférieur de la rivière et n'aurait pour effet que de priver d'eau pendant l'été les parties hautes du bassin.

A mi-chemin environ entre la forêt d'Orléans et Pithiviers, le lit ou plutôt le fossé qui sert de lit à la rivière passe du terrain sablo-argileux au calcaire de Beauce. Pendant l'hiver, quand les eaux atteignent ce point de séparation, elles sont absorbées comme si elles passaient dans un crible ; pendant l'hiver de 1875, la rivière présentait un assez fort débit tant qu'elle restait sur le terrain imperméable, mais, dès qu'elle atteignait le calcaire, elle s'évanouissait et, après quelques centaines de mètres de parcours, il ne restait pas une goutte d'eau. Il faut une humidité prolongée pour que les eaux, coulant en abondance dans la partie supérieure du bassin, arrivent jusqu'à Pithiviers.

Après 3 ou 4 kilomètres de parcours sur le calcaire de Beauce, la vallée s'accuse davantage et la tourbe apparaît : elle repose sur le tuf calcaire, et son épaisseur atteint jusqu'à 8 mètres. La présence de la tourbe indique bien la nature du cours d'eau : il est à très faible pente et n'est alimenté que par les eaux souterraines ; il n'y

arrive, pour ainsi dire, pas d'eaux superficielles, car la tourbe ne se développe pas dans les eaux troubles. En effet, les plateaux de la Beauce ne conservent jamais d'eaux superficielles ; on ne voit nulle part une flaque d'eau dans les champs, qui s'assainissent en quelques heures à la suite des plus grandes pluies. Les vallées secondaires elles-mêmes ne portent trace d'aucun ruisseau ; mais, à leur point de rencontre avec la vallée principale, on trouve en général une source assez importante. Les autres sources sont réparties le long du thalweg de la vallée principale ; elles sont nombreuses à cause de la nature éminemment perméable du sol.

À l'amont de Pithiviers, les sources, jadis pérennes, ont disparu ; on les retrouve à leur ancien emplacement, mais au moins à 4 mètres au-dessous de leur orifice primitif. Il y a donc eu abaissement progressif de la nappe d'eau qui les alimente.

Ces sources n'existaient, bien entendu, que sur la formation calcaire ; dans la partie supérieure du bassin, notamment dans la forêt d'Orléans, on trouve des sources nombreuses, mais elles sont insignifiantes et dispersées ; on les rencontre aussi bien dans le voisinage des faîtes que dans les dépressions ; vu la nature générale du sol, elles tiennent en effet à des causes locales et accidentelles ; il existe çà et là des veines de sable plus ou moins pur qui drainent la surface argileuse et qui abandonnent le produit de ce drainage, lorsqu'on les coupe ou lorsqu'elles apparaissent au jour.

Ce n'est pas sur ces faibles suintements qu'il faut compter pour l'alimentation d'une rivière ; ils sont incapables de produire le moindre ruisseau.

Si la rivière de l'OEuf est asséchée, cela tient uniquement à l'abaissement du niveau de la nappe souterraine qu'alimentaient les sources ; cette nappe se déverse maintenant à une altitude moindre qu'autrefois, et le niveau des sources pérennes s'est abaissé en même temps qu'elle.

Il était intéressant de savoir si jadis l'état de la rivière a toujours été florissant, ou s'il n'a pas, au contraire, présenté des fluctuations analogues à celles qui se sont manifestées depuis une vingtaine d'années.

Les recherches opérées dans les archives nous ont donné peu de renseignements :

En 1634, un sieur Lamberville sollicite du roi Louis XIII la permission d'ouvrir un canal pour la transnavigation de Loire en Seine, en empruntant le cours de l'Essonne et en passant par la rivière de Plouvier, aujourd'hui Pithiviers. Ce projet fut repris en 1790, et le mémoire à l'appui disait : « Il est généralement reconnu que la forêt d'Orléans est très aquatique, que l'eau en sourcille de toutes parts, qu'il y a au

plus un pied de terre sur la superficie, et qu'au dessous est un fond de glaise ; la glaise qui se trouve en seconde couche empêche l'imbibition de l'eau et la force à s'épancher partout où il se trouve de la pente. Les endroits où la forêt est plate forment des étangs et, dans les temps humides, les moindres vallées forment des rivières ; ces rivières à la vérité, ajoute le mémoire, ne coulent plus pendant six mois de l'année dans les grandes sécheresses et trois mois dans les années ordinaires. » L'alimentation du canal dont il s'agit eût été certainement impossible ou, tout au moins, fort difficile, et il eût fallu établir une cuvette maçonnée au passage sur le calcaire de Beauce.

De 1800 à 1826, période sèche, les eaux de la rivière de l'OEuf allèrent sans cesse en diminuant, et cet état de choses souleva les réclamations des habitants. Entre autres raisons, les pétitionnaires exposaient que, pour des raisons trop longues à déduire, la source mère de la rivière a totalement disparu et ne présente plus qu'un bas-fond aride et sans apparence d'eau, que les autres sources qui fournissaient antérieurement une grande quantité d'eau, ne produisaient que des filets d'eau insignifiants.

L'état de la rivière était donc à peu près le même qu'en 1874 ; mais, à partir de 1830, les plaintes s'éteignirent, les eaux revinrent. C'est qu'en effet on était entré depuis 1826 dans une période humide, dont les effets ne tardèrent pas à se faire sentir.

Cette période humide continua jusqu'en 1856 et, pendant ce laps de temps, 1833 à 1856, le régime de la rivière ne suscita pas de plaintes sérieuses.

L'année 1856 marqua le commencement d'une nouvelle période sèche. C'est aussi avec cette année 1856 que les plaintes recommencèrent à se faire entendre.

Existe-t-il un moyen de remédier au mal et de rendre à la rivière de l'OEuf son ancienne abondance ? La seule réponse à cette question est la négative.

La pénurie d'eau tient surtout à une cause naturelle et générale, et non pas à une cause locale que l'on puisse combattre ; cette cause générale, c'est la sécheresse qui règne depuis 1857 dans le bassin de la Seine, sécheresse telle qu'il ne s'en était point produit de pareille depuis cent cinquante ans.

La période actuelle, qui a commencé en 1857, est remarquable par la rareté relative des neiges et des pluies pendant les mois froids ; les cours d'eau n'ont donc reçu qu'une alimentation insuffisante, puisque les pluies d'été ne leur profitent pas, et ils ont vu leur niveau s'abaisser sans cesse.

Si nous remontons jusqu'au commencement du xviii^e siècle, nous

voyons qu'en 1719 les eaux de la Seine sont descendues à un niveau exceptionnellement bas, et c'est à ce niveau qu'on a fixé le zéro de l'échelle du pont de la Tournelle.

De 1752 à 1799, période d'humidité, la Seine descend une année sur neuf au-dessous du zéro.

De 1800 à 1826, période de sécheresse, la Seine descend une année sur trois au-dessous du zéro.

De 1827 à 1856, période humide, la Seine descend une année sur dix au-dessous du zéro.

Depuis 1857, période de sécheresse sans exemple, tous les ans, la Seine descend au-dessous de zéro et y reste presque cent jours par an.

Cependant, ces années n'ont pas été les moins pluvieuses du siècle, et la hauteur d'eau annuelle n'est pas inférieure à la moyenne.

Il faut donc attribuer la sécheresse non pas à une diminution dans la quantité d'eau qui tombe chaque année, mais à la mauvaise répartition des pluies.

Lorsque la période sèche prendra fin, la nappe d'eau souterraine du calcaire de Beauce se relèvera peu à peu, et l'on peut espérer voir renaître les sources supérieures actuellement tarées. »

Cette conclusion de 1874 s'est trouvée justifiée par les événements ; une nouvelle période humide s'est manifestée : la nappe d'eau, mieux alimentée par les pluies d'hiver, s'est relevée, et avec elle l'eau a reparu dans une partie du lit de la rivière qu'elle avait abandonnée. Les oscillations du cours d'eau tiennent donc à une cause toute naturelle, dont on retrouve les effets dans beaucoup de cas analogues.

Autres exemples de sources. — Nous aurons l'occasion d'étudier, au cours de cet ouvrage, beaucoup d'autres sources captées pour l'alimentation publique. En ce moment, nous nous contenterons

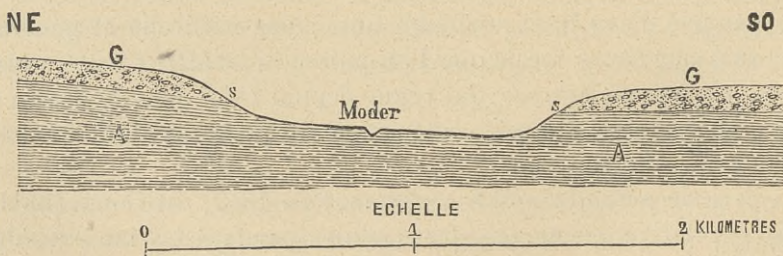


Fig. 114.

de signaler divers exemples de sources cités par différents auteurs et particulièrement par Daubrée (*les Eaux souterraines*).

Près de Haguenau, les plateaux qui dominent à droite et à gauche la vallée de la Moder sont formés de sables quaternaires que supportent les argiles tertiaires dans lesquelles est ouverte la vallée même ; aussi trouve-t-on sur les flancs de la vallée deux niveaux d'eau très nets à la même altitude.

Près de Metz on trouve une ceinture de sources à la base du gravier superposé au lias.

A Munich, la coupe de la vallée de l'Isar montre un effet analogue : à l'argile tertiaire imperméable A est superposé un gravier diluvien

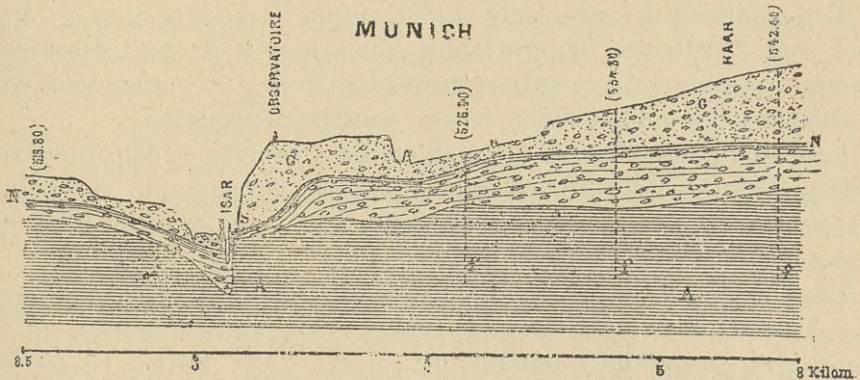


Fig. 115.

perméable G, noyé à sa base dans une nappe continue à niveau variable, dont les sondages *f* ont permis d'étudier l'allure ; cette nappe s'épanche dans la vallée de l'Isar. L'échelle des hauteurs est sur la figure égale à 100 fois celle des longueurs.

Oxford est bâtie sur un dôme de gravier de 1^m,50 à 6 mètres d'épaisseur, très perméable ; il repose sur l'argile, et la nappe souter-



Fig. 116.

raine s'épanche, suivant la ligne de séparation, dans les vallées de l'Isis d'un côté et de la Cherwel de l'autre. Il tombe 0^m,68 de hauteur de pluie par an et on a calculé que la nappe souterraine en reçoit au moins 0^m,30 sur une surface de 3 kilomètres carrés.

Les sables et graviers pliocènes superposés à des marnes, dans les Dombes, département de l'Ain, engendrent une série de sources. La

surface générale des Dombes est constituée par des argiles et des marnes bleues et noires qui retiennent les eaux et ont formé les étangs caractéristiques de la région ; pour avoir de l'eau potable il faut percer ces puissantes assises imperméables et pénétrer dans des sables fins.

Les plateaux qui bordent la vallée de la Garonne, près *Toulouse*, sont couverts par des terrains diluviens supportés par une argile tertiaire imperméable, ce qui produit les sources des plateaux de Lardenne et Saint-Simon.

Dans la *Haute-Marne*, les sables verts inférieurs surmontant le Gault renferment une nappe d'eau importante qui alimente l'Aisne.

Les granites et les gneiss du *massif central de la France et du Morvan* sont d'ordinaire imperméables, mais parfois ils sont désagrégés comme du gravier fin et se transforment en *arènes* ; ces arènes donnent naissance à des sources qu'on trouve dans les dépressions.

Le même phénomène se produit dans les coulées et déjections volcaniques pulvérulentes ; le *lac de Chambon*, par exemple, en laissant passer ses eaux à travers les bords scoriacés de sa cuvette, engendre des sources au pied de la montagne.

La coulée de lave qui descend du Puy-de-Dôme, vers l'Est, emmagasine les eaux de la montagne qui reparaissent à la base et forment les *sources et grottes de Fontanat, de Royat et des Roches Galoubies* ; celle-ci est la plus basse et alimente Clermont. On évalue le débit total de la coulée à plus de 1 500 litres par seconde. On trouve des sources analogues sur l'autre versant du Puy. On en trouve également au pied des coulées de l'Etna.

Les failles ou paraclases sont susceptibles de changer l'écoulement des nappes souterraines ; supposez une faille qui se produise dans

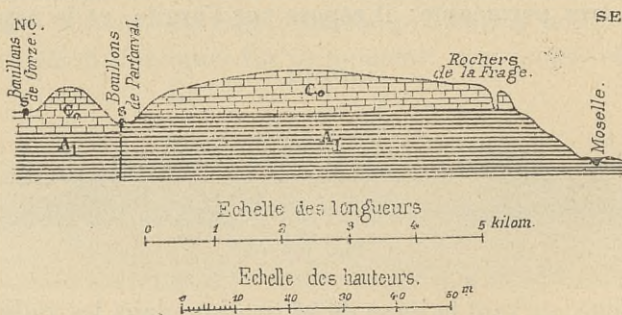


Fig. 117.

un sol comprenant une assise perméable supportée par une assise imperméable ; si celle-ci se trouve remontée d'un côté de façon à venir s'appliquer contre l'assise perméable dont la pente est dirigée

vers elle, la nappe souterraine arrêtée par ce barrage imperméable remontera dans la fouille et pourra même paraître au jour. C'est par ce mécanisme, que Daubrée explique la formation des sources ou *bouillons de profondval*, qu'on rencontre sur la faille du plateau oolithique situé au sud-ouest de Metz. Sur la figure la masse de gauche s'est abaissée de 50 mètres par rapport à la masse de droite, et le calcaire oolithique C₀ est venu buter contre l'argile du lias.

Les grottes et *sources de Sassenage*, près Grenoble, qu'admirent les touristes, sont dues à la même cause : une faille a rompu la continuité des assises, la craie blanche à bélemnites imprégnée d'eau vient buter contre les couches marneuses de l'urgonien, et la nappe arrêtée dans son cours remonte pour paraître au jour.

Les sources thermales *de la Bourboule* ont encore la même origine et sortent d'une faille granitique.

Les nappes souterraines *de la Mitidja*, en Algérie, sont très puissantes et se manifestent soit par des sources naturellement jaillissantes, soit par des sources artificielles que créent les sondages. La basse Mitidja est formée par une bande quaternaire, dont l'épaisseur dépasse souvent 120 mètres, qui s'appuie au nord sur les collines tertiaires du Sahel et au sud sur le terrain créacé de l'Atlas ; cette bande est formée d'assises très variables, enchevêtrées, les unes sableuses, les autres argileuses. Les eaux de l'Atlas s'infiltrent dans la masse et suivent les couches perméables ; aussi rencontre-t-on divers niveaux aquifères, et les eaux jaillissantes proviennent de profondeurs très variables, d'autant plus que le fond de la cuvette est lui-même fort accidenté.

Beaucoup de *villages d'Auvergne* sont plantés sur des argiles au bas de plateaux basaltiques ; cette circonstance n'est pas fortuite ; les premiers habitants ont choisi, pour s'installer, les lieux de sources.

Mais il est inutile de multiplier les exemples ; les principes posés produisent partout les mêmes effets. La géologie et l'hydrographie s'éclairent et se complètent l'une par l'autre ; elles expliquent aussi et les variations des cultures et la répartition des villages et des bourgs.

Sources produites par les pertes ou dérivations souterraines de certaines rivières, par les cavernes. — Tout le monde connaît *la perte du Rhône*, à Bellegarde ; en cet endroit le sol est formé de trois couches de calcaire urgonien, et c'est sous l'assise inférieure que le fleuve s'engouffre et même disparaît complètement lors des basses eaux. L'assise supérieure, détruite en 1830, formait un pont naturel au-dessus de la tranchée rocheuse. Les eaux ne se

perdent pas par imbibition dans le sol, mais elles suivent des conduits et canaux souterrains.

On trouve en bien des pays des gouffres de ce genre, *bétoires*, *boit-tout*, *puits*, *abîmes*, *entonnoirs*, *crevasses*, *embucs*, *avens*, etc., qui absorbent des cours d'eau tout entiers pour les rendre plus bas sous forme de sources puissantes.

Les *causses* ou plateaux de l'Aveyron présentent aussi des puits et des crevasses profondes récemment explorées, qui aboutissent à des cavernes et à des rivières souterraines.

Les cavités intérieures jouent en même temps le rôle de cause et d'effet en ce qui a trait au régime des eaux ; car c'est l'eau d'infiltration, soumise parfois à des pressions de dizaines d'atmosphères, qui a rongé et agrandi les fentes primitives.

On trouve dans le Jura les *grottes de Baume*, qui, donnant issue à la Seille, sont alimentées par des entonnoirs supérieurs ; les courants souterrains de l'oolithe inférieure engendrent la source du château de Dieulouard (Meurthe-et-Moselle), et les calcaires de l'Hérault la belle source du Lez.

La *source du Lez* donne 800 à 1 000 litres à l'étiage, et jaillit au pied d'un rocher dans un gouffre de 15 à 20 mètres de profondeur. Le déversoir de ce gouffre fut un jour abaissé, de manière à faire descendre le plan d'eau de 1^m,20, puis on rétablit le déversoir à son niveau primitif. Les eaux mirent huit heures à remonter et à regagner la différence de 1^m,20 ; la superficie du gouffre n'étant que de 1 000 mètres, « il est nécessaire d'admettre que pendant tout ce temps les eaux ont dû s'accumuler dans de vastes bassins intérieurs, à niveau horizontal, dont la surface peut aisément se déduire du volume des eaux qui l'ont rempli. En comptant sur un débit de 800 litres, et ce jour-là le produit de la source était certainement plus considérable, il n'a pas dû s'emmagasiner en sept heures moins de 20 000 mètres cubes d'eau sur une hauteur de 0^m,80, ce qui exige une superficie totale de 25 000 mètres carrés pour l'ensemble du groupe des cavernes intérieures et des conduites grandes ou petites existant à la hauteur du niveau de l'écoulement habituel des eaux. Ce chiffre suffit pour faire comprendre quelle étendue doivent avoir les étages supérieurs de ces cavités, dont le réseau s'étend dans le massif des montagnes et plateaux calcaires occupant le centre et le nord de l'arrondissement de Montpellier. Des feuilles de châtaignier, arbre qui croît au plus près dans les Cévennes, à plus de 30 kilomètres de distance, remarquées plusieurs fois dans les eaux de la source du Lez, indiquent en effet que son rayon d'alimentation doit au moins se prolonger jusque-là. » (DUPONCHEL.)

Source du Loiret. — A 40 kilomètres en amont d'Orléans, la Loire com-

mence à perdre une partie considérable de son débit qui prend un cours souterrain dans les alluvions de la rive gauche ; la rentrée de ce courant en Loire ne se fait qu'après le confluent du Loiret, à 9 kilomètres à l'aval d'Orléans. Le Val d'Orléans est donc parcouru par une rivière cachée. Dans cette partie du lit de la Loire on trouve sous les sables et graviers, ou sous les argiles, un calcaire lacustre fissuré et caverneux ; il se produit çà et là des effondrements qui correspondent aux fissures et cavernes et par où s'en vont les eaux du fleuve ; généralement les gouffres ainsi formés dans le lit ne restent pas béants et se remplissent de graviers.

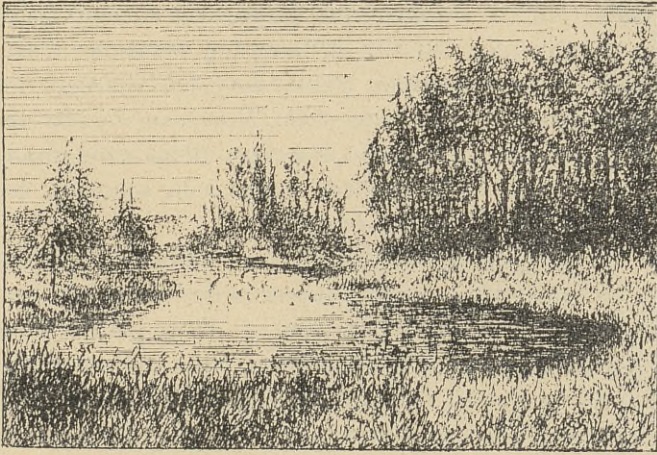


Fig. 118.

Les eaux absorbées reparaissent au jour par d'autres gouffres qui constituent des sources bouillonnantes ; les deux plus connues sont celles du Bouillon et de l'Abîme, origine du Loiret, dont le débit ne tombe jamais au-dessous de 500 litres à la seconde. Avant 1672 l'Abîme existait seul ; mais le cours souterrain a crevé la voûte de son lit en un autre point, et il en est résulté le Bouillon ou la source du Loiret, bien connue des touristes, et remarquable par son bouillonnement très accusé en eaux basses.

Pendant les gelées de décembre 1871, M. Sainjon a étudié une autre source bouillonnante, qui a disparu à la première crue, et qui s'était ouverte à Orléans même sur la rive gauche de la Loire. Le gouffre avait 12 mètres de profondeur et on apercevait nettement au fond les roches calcaires, ainsi que des couches d'argile verte (*fig. 119*).

L'*Iton*, affluent de l'Eure, se perd souterrainement, sur plusieurs kilomètres, à l'amont de Bonneville ; il coule sur la craie blanche et

sur la craie chloritée. Le lit offre des bétouires qui ont jusqu'à 80 mètres de diamètre et 16 mètres de profondeur; le ciel du lit souterrain s'effondre donc aux points faibles; on a relevé au fond de certaines de ces cavités des courants abondants et dont la vitesse atteignait 0^m,10.

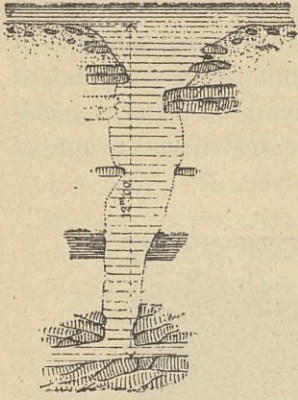


Fig. 119.

Non loin de là, la *Rille* se perd également sur plusieurs kilomètres à l'amont de Beaumont-le-Roger.

En Italie, les montagnes calcaires de l'Apennin et de la Sabine absorbent dans leurs cavités des masses d'eau considérables qui jaillissent en sources à la base ou sur le flanc des versants; c'est à cette cause qu'on doit les *sources Serene*, la *cascade delle Marmore* de 160 mètres de hauteur avec un débit atteignant parfois 50 mètres cubes à la seconde, les *cascatelles de Tivoli*.

C'est dans les terrains calcaires et surtout dans la formation néocœnienne que l'on rencontre les plus puissantes des sources à alimentation cavernueuse; ces sources mêmes contribuent, d'une manière lente, mais sûre, à augmenter les cavités souterraines. Sans tenir compte de l'action d'érosion et du travail mécanique, il suffit de considérer l'action dissolvante qui n'est pas négligeable.

Les matières minérales ne sont en général solubles qu'à très faible dose et on ne s'explique pas au premier abord que des sources, même assez puissantes, puissent déterminer dans le sol la formation de cavernes importantes. Cependant, si l'on réfléchit que l'action dissolvante est sans cesse renouvelée et s'exerce pendant des siècles, on reconnaît que de la sorte de grands volumes peuvent être entraînés avec le temps.

Supposez une source dont les eaux entraînent en dissolution $\frac{1}{365}$ de leur volume de matières minérales; en une année, elle aura déterminé dans le sol une excavation d'un volume égal à celui de son débit journalier; si le débit est seulement de 10 litres à la seconde, cela fait 864 mètres cubes en 24 heures, et par conséquent une excavation souterraine de 864 mètres cubes par an.

Lorsque les eaux pénètrent dans des failles profondes, elles s'échauffent à mesure qu'elles descendent; sous l'influence de la température et de la pression, elles se chargent de matières salines; l'eau chaude plus légère tend à remonter pour faire place à l'eau froide affluente et elle s'épanche dans le sol lorsqu'elle arrive à se créer un

chemin et à trouver un déversoir à un niveau inférieur au niveau d'infiltration. Il s'établit ainsi un courant continu qui alimente les sources thermales.

Fontaine de Vaucluse. — L'étude des cavités souterraines a fait, dans ces dernières années, de grands progrès. M. Martel a exploré notamment les abîmes et les *goules* de l'Ardèche, de l'Aveyron, du Tarn ; il a résumé ses études sur la *Spéleologie* dans un fort intéressant ouvrage récemment publié ; il a découvert ainsi des réserves d'eau souterraines d'une puissance énorme.

La figure 120 donne, d'après lui, la coupe de l'igüe et rivière souterraine de *Combettes* (Lot) ; un puits vertical de 45 mètres de profondeur permet de descendre jusqu'à la rivière souterraine qui s'écoule en siphon dans certaines sections ; la coupe transversale est irrégulière ; à certaines époques, l'écoulement doit s'y faire à pleine section comme dans une conduite fermée. Les puits et les galeries sont tou-

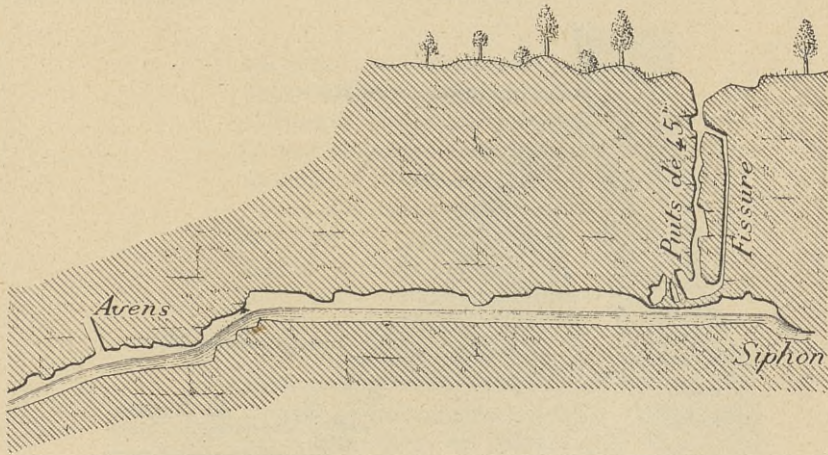


Fig. 120.

jours à angle droit, car les eaux superficielles tombent dans les lithoclastes jusqu'à ce qu'elles rencontrent l'assise compacte, non fissurée, qui les contraint à suivre le même chemin qu'elle.

M. Martel a découvert, dans la *Beaume de Saunas*, 2 600 mètres de galeries : en amont, 360 mètres aboutissant à un siphon plein d'eau, en aval, une galerie de 1 920 mètres, à sec en septembre, barrée par un lac et présentant un embranchement de 320 mètres terminé à un siphon. « Revenus quelques jours après avec un bateau pour explorer le lac, nous avons trouvé tout le système rempli d'eau : il avait plu, un torrent s'engouffrait dans l'entrée et une cataracte se précipitait à la

sortie. Un *aven* de 30 mètres de profondeur, la Coquillière, ouvert en pleine galerie et par où nous avons vu le ciel dans notre première visite, était transformé en simple puits ».

Certaines galeries se ramifient et ont des issues à plusieurs altitudes sur les flancs d'un coteau; ces cavernes ont été habitées aux temps préhistoriques, et les habitants y ont été parfois surpris par l'arrivée soudaine des eaux.

On trouve dans le Vaucluse deux sources bien connues qui sortent du calcaire néocomien : la *source du Groseau*, et la fontaine de Vaucluse.

Le mont Ventoux, qui se dresse dans le département de Vaucluse, s'élève à l'altitude de 1 960 mètres; sa base est une ellipse dont le grand axe, dirigé de l'est à l'ouest, a 25 kilomètres de long, et le petit axe, dirigé du nord au sud, a 7 500 mètres, ce qui donne une superficie de 15 000 hectares. Le Ventoux est un massif calcaire éminemment perméable (terrain néocomien); sa surface n'est point ravinée et

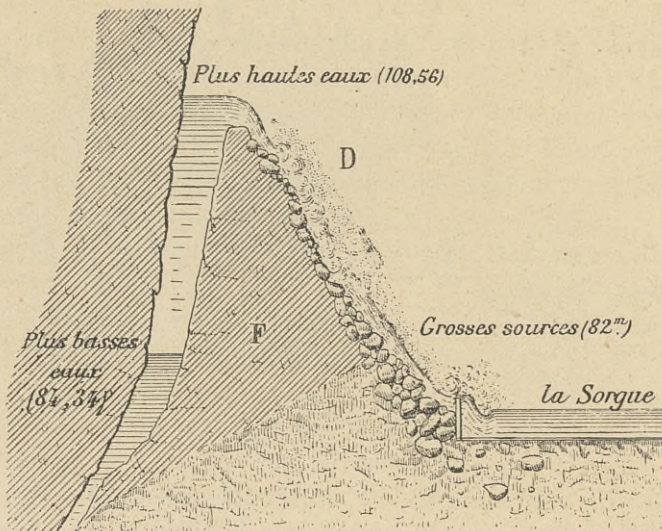


Fig. 121.

il absorbe une grande quantité de l'eau qu'il reçoit. A sa base, on ne trouve qu'une source importante, c'est la source du Groseau, à l'ouest, qui indique le niveau de l'assise imperméable qui supporte le massif calcaire : cette assise est donc inclinée de l'est à l'ouest et creusée en forme de vallée, puisque les eaux ne s'écoulent que par un seul orifice. Il tombe environ $0^m,85$ de hauteur de pluie sur la surface du Ventoux, ce qui correspond à un débit de 4 mètres cubes à la seconde pour la

superficie entière. Le débit des sources est à peu près de 2 mètres cubes ; elles représentent au moins la moitié de la pluie tombée.

De même la fontaine de Vaucluse est l'exutoire d'un vaste bassin de calcaire néocomien de 70 kilomètres de longueur, qui s'étend jusqu'à Sisteron. Elle a été étudiée par les ingénieurs en chef du département : MM. Bouvier, Lefebvre et Dyrion. Le mémoire de M. Dyrion a été publié dans le *Bulletin de l'hydraulique agricole* de 1894 ; nous le prendrons comme guide.

La fontaine de Vaucluse (*fig. 121 à 123, échelle 0,0025*), *Vallis clusa*, sort, au fond de la vallée de la Sorgue, à la base d'une paroi rocheuse verticale de 200 mètres de hauteur, d'un vaste entonnoir recouvert par une grotte. Au printemps, l'écoulement se fait à gueule bée, la voûte de la grotte est cachée et l'eau s'épanche sur le déversoir naturel D qui forme le bord de l'entonnoir ; ce déversoir est suivi d'une cascade au pied de laquelle commence le cours tranquille de la Sorgue.

Rappelons, avec M. Lenthéric, la description si précise de la fontaine de Vaucluse qu'ont laissée Chapelle et Bachaumont :

Là, parmi des rocs entassés,
Couverts d'une mousse verdâtre,
S'élançant des flots courroucés
D'une écume blanche et bleuâtre.
La chute et le mugissement
De ces ondes précipitées,
Des mers par l'orage irritées
Imitent le frémissent.
Mais bientôt, moins tumultueuse
Et s'adouissant à nos yeux,
Cette fontaine merveilleuse
N'est plus un torrent furieux.
Le long des campagnes fleuries,
Sur le sable et sur les cailloux,
Elle caresse les prairies
Avec un murmure plus doux.

A l'automne, les eaux sont basses, l'entonnoir n'est pas rempli, on peut pénétrer dans la grotte, on y voit un lac tranquille et limpide de 12 mètres de diamètre ; on reconnaît sur le côté l'orifice sombre d'une galerie souterraine qui amène l'eau de la montagne. M. Bouvier y fit descendre, en 1878, un scaphandrier à 23 mètres de profondeur ; un boulet, tenu par une corde, descendit jusqu'à 30 mètres.

A l'automne, l'écoulement de la fontaine ne se fait plus par déversement ; les eaux s'échappent par les fissures F du roc calcaire et paraissent à la base et dans le corps du déversoir sous forme de ruis-

seaux et de cascades. Ce mode d'écoulement coexiste avec le déversement lors des grandes eaux.

Le débit de la fontaine varie dans des proportions énormes, chose fâcheuse pour les usines et les irrigations alimentées par les Sorgues ; il est de 150 mètres cubes à la seconde pendant les fortes pluies, mais il tombe à 8 mètres dans les années ordinaires, à 5 mètres et à 4^m,50 dans les années sèches. Ce serait un bienfait immense pour le pays si l'on arrivait à régulariser ce débit.

Depuis 1876, on a noté chaque jour le débit de la fontaine et les hauteurs de pluie tombées sur son bassin ; on peut donc juxtaposer les graphiques des débits et ceux de la pluie.

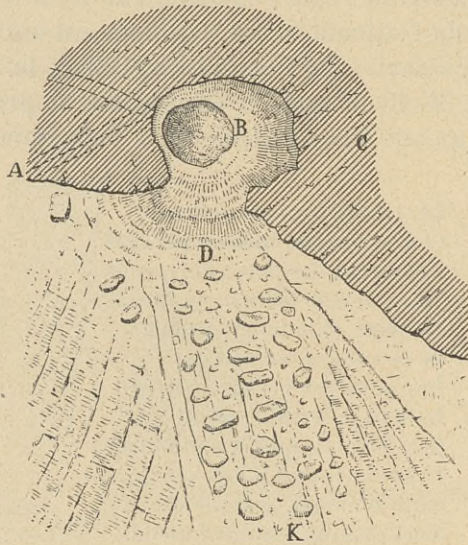


Fig. 122.

En grandes eaux, il y a un débit de 125 mètres cubes à la seconde ; ce débit, dans une conduite de 5 mètres de diamètre, analogue à la galerie qui débouche au fond du gouffre, exige une charge de 0^m,50 par mètre ; on voit à quelles pressions considérables les eaux souterraines doivent être soumises pendant la saison humide, et ces pressions supposent l'existence de colonnes d'eau verticales pesant sur les galeries inférieures qui n'ont certainement qu'une faible pente, puisqu'elles ne donnent, lors des sécheresses, qu'un faible débit.

La courbe des débits montre qu'en temps de sécheresse le débit baisse moins vite qu'il ne le ferait si l'orifice était alimenté par un réservoir unique ; la cavité la plus rapprochée de la grotte est donc elle-

même alimentée par des cavités plus éloignées qui sont reliées avec elles par des siphons ou des déversoirs.

Ce qui corrobore cette hypothèse, c'est qu'en temps de sécheresse le débit n'est pour ainsi dire pas affecté, même par des pluies considérables; ainsi, du 22 au 28 mars 1878, il est tombé plus de 13 millions de mètres cubes d'eau sur le bassin, et le niveau du gouffre a baissé de 0^m,11; toutes les infiltrations pluviales ont donc été retenues par les réservoirs les plus éloignés de l'orifice; à la suite de pluies prolongées tous se remplissent, et le débit de la fontaine est soumis immédiatement à l'influence des pluies nouvelles.

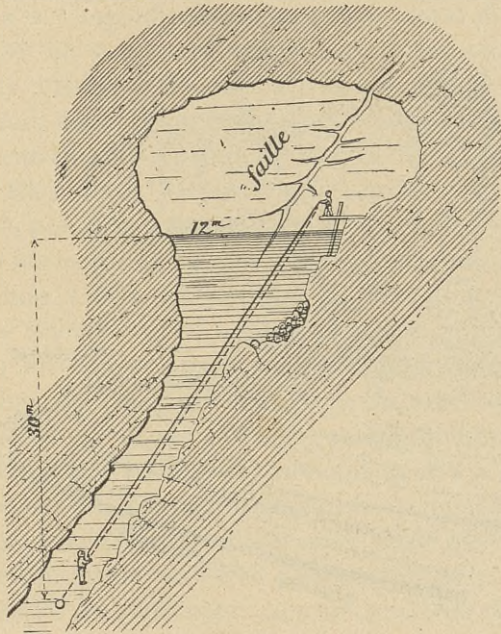


Fig. 123.

Pour ces raisons, M. Dyrion représente le mécanisme de la fontaine par le schéma de la figure 124 : les pluies sont recueillies par des lithoclastes et des *avens*, ou puits verticaux, et descendent dans une file de réservoirs réunis par des déversoirs ou des siphons et formant escalier hydraulique; le dernier siphon débouche dans la grotte. Après les grandes pluies tout est plein, l'eau s'élève même dans les puits, la pression à la base est considérable et le débit énorme; après de grandes sécheresses, le dernier bassin assure l'alimentation de la fontaine avec le concours de ce que lui envoient les précédents, mais le débit de la source s'accroît lentement, lorsque les pluies reviennent, jusqu'au jour où toutes les réserves sont reconstituées.

M. Dyrion estime à 1 450 kilomètres carrés le bassin de la Fontaine, composé d'une roche fendillée où les crevasses verticales et les avens sont partout disséminés ; on est descendu dans certains d'entre eux jusqu'à 190 mètres de profondeur, mais leur hauteur réelle peut atteindre 500 et 600 mètres, ce qui, lorsqu'ils sont pleins d'eau, donne à la base une pression de plus de 50 atmosphères. Les explorations des avens et des goules montrent que les puits verticaux se ramifient toujours avec des galeries horizontales ; la pression et la masse des eaux ont creusé ces galeries et parfois d'immenses réservoirs dans le terrain fissuré, superposé aux assises compactes.

La fontaine de Vaucluse est comme la soupape de sûreté du réservoir

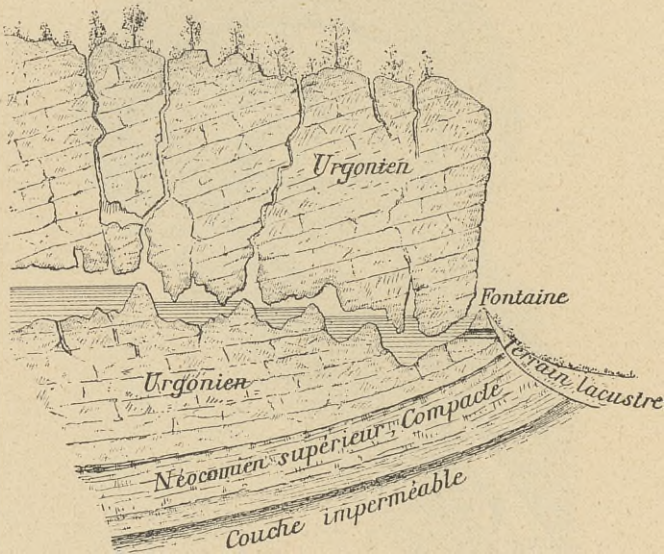


Fig. 124.

voir souterrain ; il serait dangereux de chercher à en réduire l'orifice lors des crues, car on augmenterait dans des proportions considérables les pressions et les vitesses des cours d'eau souterrains et on s'exposerait à ce que les eaux se créassent elles-mêmes une autre sortie.

M. Dyrion trouve dans l'examen des débits de la fontaine une vérification des hypothèses, que nous avons résumées plus haut, sur son mécanisme intérieur.

Le rapport du débit de la fontaine au volume de la pluie tombée sur son bassin est en moyenne de 64 0/0 ; pendant la saison humide, il est beaucoup plus considérable ; pendant une sécheresse prolongée, il n'est que de 40 0/0.

En abaissant, par une galerie ouverte dans la montagne, le niveau du dernier réservoir, on obtiendrait pour la saison sèche un débit supplémentaire que M. Dyrion évalue à 100 millions de mètres cubes et qui suffirait à assurer en tout temps à la Sorgue le débit de 18 mètres cubes réclamé par les usines et par les irrigations. Mais l'examen de cet ingénieux et séduisant projet, dont la dépense d'exécution est évaluée à 600 000 francs, sort du cadre de notre sujet.

Cavernes de Rochefort et de Han (Belgique). — Elles ont été étudiées avec le plus grand soin par M. E. Dupont, l'éminent directeur du Musée d'Histoire naturelle de Bruxelles.

Elles sont dues à l'engouffrement partiel ou total des eaux d'une rivière, au moment où son cours arrive sur un sous-sol calcaire. Les eaux superficielles, chargées d'acide carbonique, dissolvent lentement le calcaire souterrain dont elles remplissent toutes les diaclases : 1 milligramme d'acide carbonique dissout au maximum 2,27 milligrammes de calcaire. Un litre d'eau de pluie, qui contient 22 milligrammes d'acide carbonique, pourrait donc à la rigueur dissoudre 5 centigrammes de calcaire ; mais les eaux de rivière ne contiennent en général que 6 à 8 milligrammes d'acide carbonique. Il faut donc supposer une action d'une durée indéfinie pour expliquer le creusement des grandes cavernes, dont la formation première a été déterminée par le relèvement des terrains, les grandes fractures et les diaclases des assises.

Les stalactites et les stalagmites des cavernes sont dues au carbonate dissous par les eaux d'infiltration qui tombent goutte à goutte et qui, perdant leur acide carbonique, abandonnent le carbonate translucide.

Si les eaux ont pu dissoudre le calcaire, elles n'ont pas eu d'action sur les matières argileuses ou terreuses, et celles-ci tapissent les parois des canaux souterrains ou les obstruent. Les infiltrations et l'obstruction peuvent encore se produire sous l'influence des trous, *aiguigeois* ou *bétoires*, qui se forment parfois en assez grand nombre à la surface des plateaux calcaires et qui recueillent toutes les eaux pluviales.

Les grottes de la région Han-Rochefort intéressent les bassins de trois rivières : la Lesse, affluent de la Meuse, son affluent la Lomme, et l'affluent de celle-ci, la Wamme. Ces rivières sont torrentielles en temps d'humidité, mais en temps ordinaire elles disparaissent tout entières, la Lesse près de Belvaux, la Lomme en amont et en aval de Rochefort, la Wamme en aval d'On.

La Lomme, par exemple, est une rivière de 10 mètres de large ; en eaux basses, elle disparaît tout à coup et complètement sans qu'on remarque dans le lit un accident quelconque, un orifice béant ; cepen-

dant on y aperçoit des têtes de bancs calcaires dont les joints, élargis par érosion, livrent passage à l'eau. A 400 mètres de là, le courant réapparaît par une large ouverture béante dans l'escarpement de la rive. Mais la rentrée n'est que partielle, il y a une seconde branche souterraine qu'on retrouve dans la grotte de Rochefort à l'état de rivière permanente.

Cette grotte est définie par M. Dupont comme il suit :

« Quatre puits naturels, s'ouvrant sur un plateau, s'échelonnent sur une longueur de 300 mètres avec une grande caverne écroulée entre eux ; ils sont réunis souterrainement par des salles et des galeries avec des couloirs latéraux ramifiés en tous sens ; ils y ont déversé d'énormes coulées de boue et percé, à un étage inférieur et à une

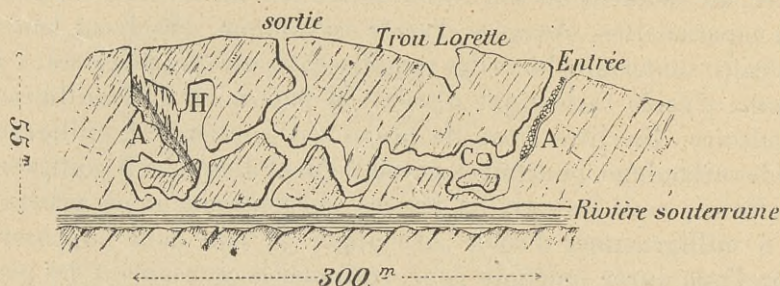


Fig. 125.

profondeur d'une cinquantaine de mètres, des regards dans la voûte d'un canal où coule une rivière souterraine. »

On projette d'installer des barques pour promener les visiteurs sur cette rivière.

La grotte de Han, sur la Lesse, a une longueur de 700 mètres depuis l'entrée, le Trou d'Enfer, jusqu'à la sortie ; mais le plus court trajet en galerie est de 1 kilomètre, et la longueur des passages connus atteint 4 500 mètres ; leur surface en plan est supérieure à 4 hectares, et leur vide de plus d'un million de mètres cubes.

La grotte de Han présente « des salles et des couloirs, des galeries superposées et des galeries branchées, munies de leurs diaclases directrices à dégouttements, des parties riches en calcaire chimique et d'autres qui ne le sont pas, des cheminées avec leurs coulées de boues, des alluvions fluviales limoneuses et caillouteuses sous des stalagmites, une rivière avec ses crues et ses dépôts de limon, un long couloir servant de canal aux eaux torrentielles ».

La grotte de Han est avant tout une caverne à rivière souterraine, celle de Rochefort est due surtout à des aiguigeois ; la première est principalement en rapport avec une vallée, la seconde avec un pla-

teau ; celle-ci est développée dans le sens vertical, celle-là dans le sens horizontal. Quoique dues à une même cause, elles offrent des dissemblances frappantes.

SOURCES ARTIFICIELLES ; GALERIES DE CAPTATION
DANS LES NAPPES SOUTERRAINES ; DRAINAGES

Les sources naturelles sont les vomitoires des nappes ou des réservoirs souterrains.

Il arrive souvent que ces nappes, ou réservoirs, ne s'épanchent pas au jour, du moins à l'endroit voulu, et que leurs eaux continuent leur cours souterrain à de grandes distances de la région qui leur a donné naissance. On a cherché parfois à les capter dans les profondeurs et à les amener à la surface du sol ; on a créé ainsi des sources artificielles.

Quand le courant souterrain se trouve dans la vallée même qu'on veut alimenter, on comprend que, pour le faire paraître au jour, il suffit d'établir en travers de la vallée une muraille descendue jusqu'à l'assise imperméable ; on peut encore lancer à droite et à gauche du thalweg des drains ou des pierrées, qui recueilleront les eaux et les amèneront à une conduite émissaire.

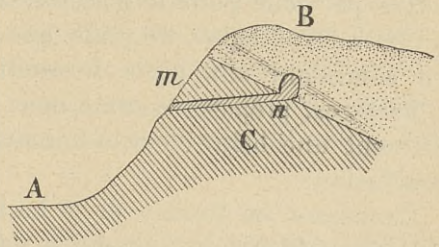


Fig. 126.

Mais il peut arriver que la surface de séparation des assises perméables B et du support imperméable C ne soit pas dirigée vers la vallée A qu'il s'agit de desservir.

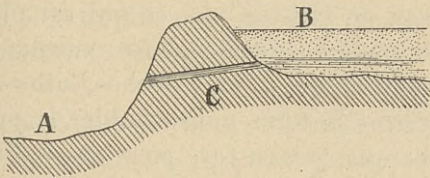


Fig. 127.

La nappe liquide, dans ce cas, s'éloigne de la vallée ; pour y puiser il faut ouvrir normalement au thalweg, dans le massif imperméable, une galerie *mn*, et la prolonger en *n* par une galerie parallèle à la vallée et transversale par conséquent à la nappe souterraine.

Il peut se faire encore que le massif perméable et sa nappe se trouvent dans une vallée distincte de la vallée A et qu'il faille percer

par un tunnel la colline imperméable. C'est ainsi qu'à *Mont-sur-Lausanne* on a pu se procurer une eau abondante en ouvrant à travers l'argile quaternaire une galerie se terminant à la base d'une moraine très aquifère.

En dehors de ces grandes entreprises on en a tenté de plus modestes qui consistent dans l'établissement de drainages ordinaires ou de champs de filtration destinés à l'alimentation de petits centres habités.

Idée de Bernard-Palissy. — Babinet a exposé en ces termes l'idée connue de Bernard-Palissy pour la création des fontaines artificielles.

« Dans la France, et notamment dans les environs de Paris, 2 hectares reçoivent à peu près par an 10 000 mètres cubes d'eau, dont la moitié peut être utilisée pour la fontaine artificielle, c'est-à-dire environ 5 000 mètres cubes. Or, ce que les fontainiers appellent *pouce d'eau* est une fontaine qui fournirait aisément aux besoins de deux forts villages, hommes et bestiaux. Une fontaine donnant *un demi-pouce* d'eau fournit par an 3 650 mètres cubes (à raison de 20 mètres cubes par jour pour le pouce d'eau); c'est beaucoup moins que les 5 000 mètres cubes de pluie que l'on peut utiliser avec 2 hectares, en admettant une perte de moitié. Il faudrait donc bien moins de 2 hectares, préparés comme nous allons le dire, pour obtenir infailliblement une belle et utile fontaine. Voici, en un mot, mon extrême conclusion.

Choisissez un terrain de 2 hectares ou de 1 hectare $1/2$, dont le sol soit sablonneux, comme le bois de Boulogne et les autres bois qui entourent Paris, et qui offre, de plus, une légère pente vers un côté quelconque pour fournir ensuite un écoulement aux eaux. Faites, dans toute sa longueur et au plus haut, une tranchée de 1 mètre $1/2$ à 2 mètres de profondeur sur environ 2 mètres de large. Aplanissez le fond de cette tranchée et rendez-le imperméable par un pavé, un macadamisage, un fond de bitume, ou, ce qui est plus simple et moins coûteux, par une couche de terre glaise, substance commune dans les environs de Paris. A côté de cette tranchée, faites-en une autre pareille, dont vous rejetterez la terre pour combler la première, et ainsi de suite, jusqu'à ce que vous ayez, pour ainsi dire, rendu tout le sous-sol de votre terrain imperméable à l'eau de pluie. Plantez le tout d'arbres fruitiers, et surtout d'arbres à basse tige qui ombragent le terrain sablonneux et arrêtent les courants d'air qui tendraient à réabsorber la pluie; enfin, pratiquez, dans la partie la plus basse du terrain, une espèce de mur ou contre-fort en pierre avec une issue au milieu. Vous aurez infailliblement une belle et bonne

source, qui coulera sans intermittence et suffira aux besoins d'un village entier ou d'un vaste château. Je n'ai pas sous les yeux le prix de revient calculé d'après le prix de la main-d'œuvre et des transports pour Paris et les départements, mais je me souviens très bien que cette dépense était accessible à toutes les fortunes des particuliers dans l'aisance et à toutes les communes privées d'eau. La spéculation pouvait même s'en emparer pour faire le bien public avec l'utilité privée. Dans la forêt de Fontainebleau, si pauvre de fontaines pour les hommes et pour le gibier, où le sol est si sablonneux et la terre glaise si à proximité, comment n'a-t-on point encore pratiqué de fontaines artificielles ?

Dans un voyage que j'y fis vers 1845, je croyais avoir fait adopter cette idée à plusieurs des notables habitants ou des autorités de cette délicieuse résidence. Il est mille localités des environs de Paris que je pourrais également indiquer. Le sol, bien loin d'être rendu infertile par ces opérations, en devient plus meuble, plus facile à amender, et les arbres qu'il porte pour le protéger contre l'évaporation sont d'un bon produit, et plantés dans les conditions les plus avantageuses. Tout particulier, toute commune, toute administration qui aura établi, n'importe à quels frais et sur quelle échelle, une fontaine artificielle, et qui pourra dire alors : Faites comme moi, et même mieux que moi, en évitant les inconvénients que j'ai rencontrés et que je vous signale, aura bien mérité de la société entière, et pourra se dire : J'ai fait quelque chose d'utile. »

Procédé de Bélidor. — Bélidor avait indiqué comme il suit le moyen de créer des sources artificielles :

« Quand on veut, dit-il, avoir beaucoup d'eau, on creuse une tranchée à une profondeur convenable, avec pente suffisante ; on étend sur le fond un lit de terre glaise bien battue, ensuite l'on construit deux murs pour former un petit canal que l'on recouvre avec des pierres plates, et ensuite des gazons renversés pour empêcher qu'en recomblant la fouille il ne tombe rien sur le fond. »

Eaux de Gray. — Près de Gray, il y a des élévations, mais sans aucune source ; et, pour obtenir des fontaines, M. Normand, ingénieur, fit faire un long fossé qui contournait la hauteur supérieure à Gray, avec pente convenable. Sur le côté de ce fossé qui regardait le bas du monticule, il fit faire un bon mur avec corroi derrière ; de l'autre côté, il ne fit faire qu'un mur à sec, afin que les eaux puissent passer à travers. Entre les deux murs, il établit une rigole en pierres de taille. Enfin, il plaça des dalles sur toute sa construction, qui, en

réunissant toutes les eaux supérieures, les mène à un bassin d'où part le tuyau de conduite.

On recueille ainsi une quantité d'eau, malheureusement très faible, car il lui arrive de n'atteindre au mois de mai que 19 litres par minute.

Cependant, en calculant la quantité d'eau tombée sur la superficie des versants, on pouvait compter sur un débit beaucoup plus considérable.

Il ne faut donc pas ajouter foi aux calculs basés sur la quantité d'eau, qui tombe annuellement sur une surface donnée ; en effet, une partie de cette eau s'écoule à la surface, une autre s'évapore, une autre pénètre dans le sol ; la répartition varie avec les saisons et avec la nature du sol. En été, presque toute l'eau qui tombe retourne dans l'atmosphère et ne profite ni aux cours d'eau ni à la nappe souterraine. Dans les saisons froides, l'évaporation est faible : dans les terrains imperméables, la plus grosse part de l'eau pluviale coule à la surface et alimente directement les rivières ; dans les terrains perméables, au contraire, l'écoulement superficiel a peu d'importance, et presque tout le volume pénètre à l'intérieur du sol pour alimenter les nappes souterraines.

Dans les terrains perméables, assis sur une couche imperméable, il sera donc possible de recueillir à peu près toute la quantité d'eau pluviale, qui tombe en hiver.

Eaux de Haguenau. — La ville de Haguenau est dominée à l'ouest par le coteau de Bellevue ; ce coteau est formé d'une couche de sable diluvien reposant sur de l'argile tertiaire qui se relève brusquement du côté de la vallée de la Moder ; les eaux d'infiltration sont donc arrêtées et maintenues dans le sable par le bourrelet argileux qui se relève sur le flanc du coteau (*fig. 114*).

Pour les recueillir, on avait établi, en 1733, une conduite souterraine en pierre de taille, formée d'une cuvette de 0^m,18 de profondeur et 0^m,35 de large, recouverte par des dalles de 0^m,08 d'épaisseur ; cette conduite, de 200 mètres de longueur, n'est point maçonnée, et les eaux qu'elle reçoit sont amenées dans un réservoir en maçonnerie, où vient les prendre une conduite en fonte. Cette conduite passe aujourd'hui en siphon sous la ligne des chemins de fer de l'Est.

Lorsqu'on a ouvert la tranchée du chemin de fer, on a coupé le bourrelet argileux, on a donné un écoulement vers la Moder à l'eau d'infiltration de la masse sableuse, et, la sécheresse aidant, en 1857, les fontaines sont venues à tarir.

M. l'ingénieur Pugnères leur a rendu de l'eau en prolongeant l'an-

cien drainage de 402 mètres avec des tuyaux ordinaires de drainage, de 0^m,10 de diamètre intérieur, posés dans des tranchées de 2 mètres à 2^m,50 de profondeur. Les tuyaux de drainage sont chanfreinés à leurs extrémités, ils reposent sur une aire de glaise de 0^m,10 d'épaisseur, et les joints sont préservés de l'introduction du sable par un bourrelet de glaise de 0^m,05, fortement pilonné.

Il se développe dans ces conduites des végétations abondantes; aussi s'est-on ménagé la possibilité d'un fréquent nettoyage en plaçant des regards à tous les changements de direction et tous les 50 mètres dans les parties rectilignes.

Nous ne savons comment cette installation a été transformée depuis 1857. Mais il est certain que l'alimentation devait être précaire à la suite des sécheresses prolongées. En août 1857, les travaux terminés, on obtenait 108 mètres cubes par jour.

Alimentation d'eau par drainage dans les sables en Angleterre. — Il y a une quarantaine d'années, la création de sources artificielles par drainage de terrains sableux a joui d'une certaine faveur en Angleterre.

A Farnham, à Rugby, à Sandgate, à Ottery-Saint-Mary, ce système a été pratiqué; la disposition des tuyaux de drainage, destinés à recueillir l'eau, varie selon la configuration du sol. En général, il convient de faire monter les tuyaux principaux dans le sens de la pente du terrain, en dirigeant les embranchements à droite et à gauche; quelquefois on entoure une colline d'un tuyau collecteur, en suivant les contours de sa base et en dirigeant un embranchement vers son sommet, le long de chaque pli creux; quelquefois, comme sur la bruyère de Farnham, un simple drainage en patte d'oie, posé sur un plateau très légèrement incliné, fournit une masse d'eau qui dépasse toutes les prévisions.

Ce système a donné à l'origine des résultats assez satisfaisants, notamment à Farnham.

Mais il est clair qu'il ne peut convenir que sous un climat humide et pluvieux, comme celui de l'Angleterre où la hauteur annuelle de pluie atteint 1^m,20; dans la plupart des pays de France, un drainage ne donnerait, en été, qu'une quantité d'eau absolument insuffisante.

Il faudrait, en outre, recourir à d'énergiques moyens de défense pour protéger contre la contamination tout le bassin de réception, et on serait amené probablement à y pratiquer une culture spéciale sans engrais.

En somme, le procédé n'est applicable que si les bassins de récep-

tion se composent de sables purs, incultes et inhabités, nus ou couverts de bruyères.

Captation de l'eau des dunes de Hollande. — D'après M. Musquetier, ingénieur du Waterstaat, à Utrecht, plus d'un quart de la population du royaume de Hollande est alimentée d'eau potable par des conduites qui vont chercher l'eau dans les dunes, ou dans les bruyères, ou dans leur voisinage.

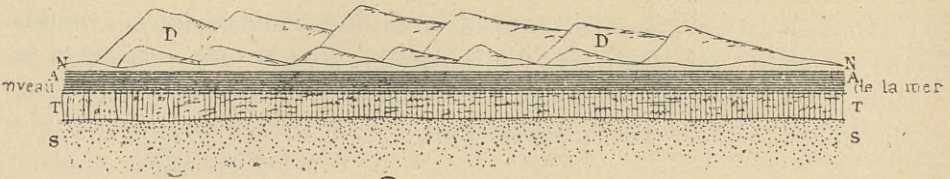


Fig. 128.

Les dunes sableuses D reposent, en effet, sur une couche d'argile A qui recouvre la tourbe et les sables tertiaires.

La distribution commune d'Amsterdam et de Harlem remonte à 1853, mais les autres sont beaucoup plus récentes; celle de La Haye par exemple date de 1874, les autres sont postérieures.

L'eau d'Amsterdam et de Harlem est fournie par un système de canaux de 24 kilomètres de long, pratiqué dans les dunes près de Harlem sur une surface de 3 000 hectares; l'eau passe dans un filtre à sable avant d'être utilisée; elle est analysée avant d'être livrée à la consommation. On consomme par jour 22 226 mètres cubes, ce qui donne seulement 47 litres par tête. Cette consommation correspond à 7 mètres cubes environ par hectare du bassin de réception et par jour, soit une hauteur d'eau de 0^m,0007 par jour ou 0^m,26 pour l'année entière. Les eaux sont élevées par des machines de 432 chevaux de puissance à une hauteur de 50 mètres. La dépense totale pour les deux villes (451 000 habitants) s'est élevée à 7 900 000 florins; l'eau est vendue au compteur à raison de 10 à 15 cents. La Compagnie concessionnaire réalise annuellement un revenu brut de 995 600 florins, et ses frais d'exploitation s'élèvent à 517 650 florins. (Rappelons que le florin vaut 2^f,10, et le cent 0^f,021.)

Presque toutes ces eaux des dunes ou des bruyères subissent un filtrage au sable; rarement on fait usage de coquilles ou de gravier. On n'a recours à un traitement chimique (sulfate d'alumine) que dans

un cas spécial : pour décolorer l'eau provenant de terrains tourbeux ; cette eau donne fréquemment des dépôts rougeâtres.

Généralement l'eau des dunes et des bruyères est pure et parfaite de goût.

Le volume utilisé par habitant et par vingt-quatre heures était faible en 1889 ; on relevait le maximum à La Haye : 63 litres ; nous venons d'indiquer 47 litres seulement pour Amsterdam ; on ne trouvait que 24 litres à Utrecht ; 32, à Leyde ; 16, à Flessingue.

Cela tient aux habitudes anciennes de la population, à l'existence de puits et de citernes, à l'approvisionnement direct des usines, au prix parfois élevé de l'eau, peut-être un peu au climat.

Du reste, les distributions d'eau ne sont pas anciennes ; la consommation augmente avec le temps, et l'accroissement se manifeste dès les premières années.

Le dividende moyen des entreprises de distribution d'eau aux Pays-Bas était, en 1889, d'environ 5 0/0.

« On constate, dit M. Musquetier dans sa conclusion, qu'une ville peut se procurer une bonne eau potable si dans son voisinage, ou même à quelques lieues de distance, se trouvent des terrains sablonneux, propres à l'infiltration de l'eau. »

Distribution d'eau de la ville de Liège. — La ville de Liège est alimentée avec des eaux captées dans le terrain crétacé à l'aide de galeries.

D'après M. Brouhon, ingénieur du service, les galeries ont actuellement un développement de près de 15 300 mètres, dont 12 000 seulement font office de drains. La distribution, qui fonctionne depuis 1868, dessert, en 1895, 8 000 concessions particulières et suffit aux exigences de la plupart des services publics. Le produit des galeries a varié, dans ces dernières années, de 13 500 à 17 000 mètres cubes par jour ; à la fin de 1894, il était de 15 000 mètres cubes.

C'est environ 100 litres par habitant et par jour, la population de la ville étant un peu supérieure à 150 000 habitants.

La canalisation comporte environ 130 kilomètres de conduites du service public et 50 kilomètres d'embranchements divers de prise d'eau ; la pression normale en ville est de 5 1/4 atmosphères.

La description du système de captation se trouve dans un mémoire publié en 1856 par M. G. Dumont, ingénieur qui a préparé le projet, et ce mémoire a été fort heureusement complété en 1837 par une étude géologique et hydrologique de MM. Van den Broeck et Rutot, conservateurs au Musée royal d'histoire naturelle de Belgique. C'est dans ces documents que nous avons puisé les renseignements qui suivent.

La ville de Liège est établie en grande partie au fond de la vallée de la Meuse, sur des dépôts de graviers et d'alluvions et sur des décombres amenés à diverses époques. Les habitations du coteau sont sur le terrain houiller, et les plus élevées, sur la rive gauche, reposent sur la formation crétacée du plateau de la Hesbaye, dont le point culminant est vers l'altitude 190 mètres, alors que la vallée de la Meuse est à 65 mètres.

A Liège, le cours de la Meuse est à peu près ouest-est, légèrement incliné vers le nord ; à l'aval, il s'infléchit complètement vers le nord et reçoit à Maëstricht un affluent de rive gauche, le Geer, dont le cours est à peu près dirigé de l'ouest à l'est comme celui de la Meuse à Liège. Le coteau nord de Liège, rive gauche de la Meuse, forme donc la bordure sud du plateau de la Hesbaye, dont la bordure nord est la vallée du Geer.

Ce plateau est perméable, et les eaux qu'il reçoit sont arrêtées par une assise argileuse qui, malheureusement, est inclinée vers le nord, de sorte que le cours de la nappe souterraine s'éloigne de Liège ; c'est pourquoi il a fallu le capter par des galeries longues et profondes. Quelques sources insignifiantes seulement apparaissent sur les flancs du coteau de Liège.

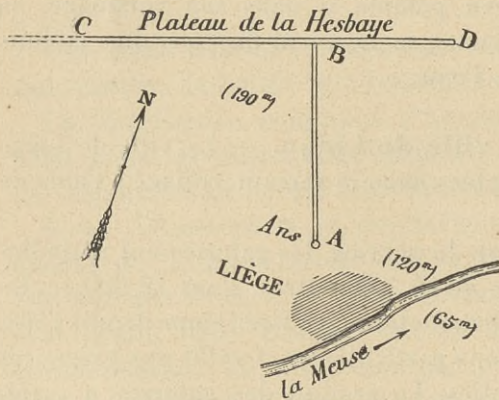


Fig. 129.

En 1856, voici quelle était l'alimentation de la ville : les puits percés dans les alluvions perméables et les décombres livraient une eau des plus impures, cause probable des épidémies, souillée par les fosses et troublée par les crues de la Meuse.

Les puits de mine du terrain houiller, qui amenaient les infiltrations de la craie supérieure, donnaient également une mauvaise eau, car, au contact des sulfures de fer du terrain houiller, le carbonate de chaux se transforme en sulfate.

Six anciennes galeries appartenant à la ville ou à des particuliers, et creusées dans le coteau, allaient déjà chercher l'eau dans la craie. L'une de 1 390 mètres, pénétrant de 300 mètres dans la craie, fournissait à l'hôpital 50 litres par minute. Une autre de 2 800 mètres donnait 600 à 1 400 litres à la minute suivant les saisons et alimentait

surtout des usines hydrauliques. Ces eaux de galeries étaient bonnes, mais leur produit réuni ne dépassait pas 1 000 mètres par jour.

D'autres galeries anciennes, dites *arènes*, creusées dans le terrain houiller pour l'assèchement des mines, donnaient encore une ressource précieuse que la loi chercha à protéger et à conserver; mais, à mesure que l'exploitation de la houille descendit et que les procédés d'épuisement se perfectionnèrent, le débit diminua. En 1856, les six arènes ne fournissaient que 684 mètres cubes par jour de mauvaise eau, renfermant plus de 1 gramme par litre de matières en dissolution; encore ces matières comprenaient-elles une proportion importante de sulfate de chaux et de substances organiques, dues peut-être à l'altération des bois abandonnés dans les galeries.

C'est dans ces conditions qu'en 1856 M. Dumont proposa d'aller par des galeries capter 6 000 mètres cubes d'eau par jour sous le plateau de la Hesbaye; on se contentait alors de 70 litres par tête pour une population de 86 000 habitants. Son projet fut exécuté tel qu'il avait été conçu et reçut peu à peu des extensions, qui ne sont pas définitives.

Le système actuel se compose de deux galeries en T : 1° une galerie principale AB, ou galerie d'amenée des eaux, dirigée vers le nord et légèrement ascendante, qui débouche dans le réservoir d'Ans dominant la ville; 2° une galerie de captation, perpendiculaire à la précédente et

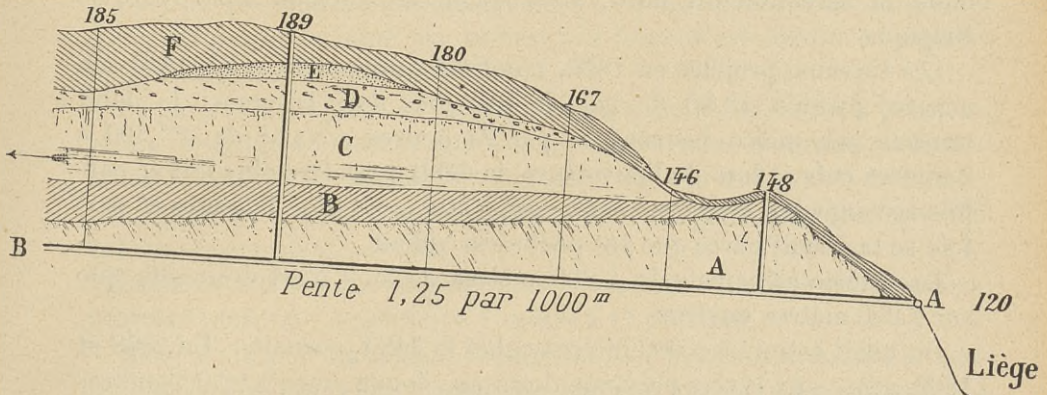


Fig. 130.

divisée en deux branches, l'une BC à l'ouest, l'autre BD à l'est; cette galerie de captation se présente donc normalement au cours de la nappe souterraine inclinée vers le nord.

Si l'on considère la coupe faite sur la galerie d'amenée, on voit qu'elle s'engage à son origine, au réservoir d'Ans, dans les schistes houillers A alternant avec des psammites et des grès, terrain franchement perméable qui alimentait en partie les anciennes arènes. Sous le

plateau, cette formation est remplacée par le calcaire carbonifère, qui n'est perméable que grâce à ses lithoclastes.

Heureusement il existe, au-dessus de la formation carbonifère, sous tout le plateau au nord de Liège, une assise B absolument compacte et imperméable ; c'est l'argile hervienne, grise ou verdâtre, de 4 à 5 mètres d'épaisseur près Ans et de 15 mètres au delà.

Elle supporte, par l'intermédiaire d'une couche de 1^m,50 de craie sableuse glauconifère, le massif C de 20 à 30 mètres de puissance, constitué par la craie blanche, réceptacle des eaux météoriques, imprégné par la nappe aquifère.

La craie, très fissurée, est recouverte d'une assise D de 6 à 8 mètres de blocs de silex, autrefois empâtés dans de la craie qui a disparu par entraînement et dissolution.

Viennent ensuite : quelques vestiges de sable tongrien E, puis le limon quaternaire F dont l'épaisseur varie de 1 à 20 mètres, qui, sans être très perméable, laisse passer une certaine quantité d'eau pluviale.

Il y a dans cet ensemble deux niveaux aquifères : 1° celui du sable glauconien à la base de la craie ; 2° celui de la partie supérieure de la craie qui est très fissurée et où l'eau prend son maximum de circulation ; en y perçant une galerie, on y rencontre parfois des jets impétueux, « gros comme la cuisse ». L'écoulement de ces nappes se fait dans la direction du nord, ainsi qu'on le constate dans toute la Belgique.

Les travaux, projetés en 1856, n'ont été commencés qu'en 1863. On a percé jusqu'à 4^m,50 de galerie par jour dans la craie ; le débit normal par mètre courant et par 24 heures a varié de 0^m3,500 à 2 mètres cubes ; lors de l'ouverture, le débit peut être plus fort et parfois accompagné de jets violents, qui s'atténuent avec le temps et parfois se tarissent parce que les poches se vident.

La galerie principale de 4 800 mètres de long n'est drainante que sur 2 000 mètres environ.

On avait estimé à 6 000 mètres cubes le débit journalier. En 1868 et 1869, grâce aux hivers pluvieux, le réseau donna jusqu'à 12 000 mètres cubes. Mais une période d'hivers secs commença : le débit tomba, en décembre 1869, à 7 800 mètres cubes et remonta, en mars 1870, à 9 500. A cette époque, on adopta une excellente mesure, qui doit être généralisée dans toutes les entreprises analogues : on établit un *serrement avec robinet-vanne* à quelque distance dans la galerie principale. Grâce à ce barrage ou serrement, on ne laisse passer et arriver au réservoir que le cube nécessaire à la consommation journalière ; le trop-plein du réservoir n'a pas à fonctionner. L'excès du débit possible reste emmagasiné dans la nappe souterraine dont le niveau est ainsi maintenu à

un niveau supérieur à celui qu'il conserverait si l'écoulement était libre. On constitue donc une réserve pour la saison sèche.

Nous retrouverons ces *serrements* dans les galeries d'alimentation de Bruxelles où ils ont donné également des résultats favorables.

En mai 1875, le réseau des galeries de Liège ne donnait plus que 5 500 mètres par 24 heures pour un développement de 6 100 mètres de galeries filtrantes, savoir : 2 000 mètres sur la galerie principale, 2 750 mètres sur la branche ouest, et 1 750 mètres sur la branche est; l'autre moitié de celle-ci ne donnait plus rien et était inutilisée. Le produit par mètre courant de galerie n'était donc que 0^m,9 par jour.

Sur cette base, pour retrouver un supplément de 4 500 mètres cubes, on résolut de prolonger de 5 kilomètres la branche ouest.

Dans son projet de 1856, M. Dumont estimait que, sur 0^m,75 de pluie annuelle, il en arrivait 0^m,23 à la nappe souterraine, soit 3^m,94 par hectare et par jour; pour avoir 6 000 mètres cubes, il fallait donc drainer 1 523 hectares.

Les galeries. — Elles ont le profil d'un rectangle surmonté d'un plein cintre; largeur, 1^m,20; hauteur sous clef, 1^m,80. Ce profil s'applique dans les parties où la craie, homogène et solide, n'exige pas de revêtement; lorsqu'on rencontre des parties disloquées, sans résistance, on établit un revêtement maçonné de 0^m,25 d'épaisseur, et on adopte un profil elliptique tronqué par la base; la largeur est réduite à 1 mètre, et la hauteur sous clef reste 1^m,80.

La galerie principale est maçonnée solidement sur les trois premiers kilomètres, improductifs; ailleurs la longueur des tronçons maçonnés varie de 1^m,50 à 43 mètres, le plus souvent elle est de 4 à 5 mètres.

La pente de la galerie principale est de 1^m,25 par kilomètre; celle des galeries transversales 0^m,50.

La hauteur d'eau qui baigne celles-ci varie de 0^m,50 à 0^m,80; la galerie centrale renferme d'ordinaire 1 mètre à 1^m,15 d'eau.

Mais, quand le serrement fonctionne, on peut noyer complètement les galeries et même faire remonter le plan d'eau dans les puits de 5 à 6 mètres, de sorte que la communication souterraine, facile en temps ordinaire, devient impossible.

Des nombreux puits de construction, on en a conservé 17 qui sont maçonnés et pourvus d'échelles; ils sont espacés de 600 à 900 mètres.

Pour augmenter la venue d'eau dans les galeries drainantes, on a foré dans leur paroi sud des sondages de 0^m,15 de diamètre descendant obliquement à 15 mètres de profondeur dans la direction d'où vient la nappe aquifère.

Les galeries drainantes ont abaissé le niveau de la nappe souterraine

dont le profil avait été relevé autrefois par le nivellement des puits existants et des puits d'essai ; elles ont déterminé dans la nappe un sillon profond, et il a fallu recreuser de plusieurs mètres tous les puits situés au sud des galeries. Ce n'est pas un inconvénient capital.

Il faudra veiller avec soin à prévenir toutes les causes de contamination des eaux recueillies par les galeries : les ouvriers qui y travaillent et y séjournent peuvent y amener des germes qui s'y développent, et il faut exercer sur eux une surveillance active.

Il faut veiller à ce qu'aucune eau impure, aucune déjection ne pénétre par les puits d'accès, qui doivent être hermétiquement fermés. Dans la zone de 600 mètres au moins touchant la galerie, il faut interdire les puits absorbants, les dépôts d'immondices, etc. La ville sera ainsi amenée à se rendre propriétaire des terrains du voisinage.

Valeur des eaux. — Le degré hydrotimétrique des eaux varie de 25 à 28°. Résidu solide : 0^{gr},3454 par litre, dont 0^{gr},2748 de carbonate de chaux et 0^{gr},019 de carbonate de magnésie.

L'eau est limpide et agréable ; sa température s'éloigne peu de 11° ; par ébullition elle abandonne une grande partie de bicarbonate et son degré hydrotimétrique tombe à 11. Elle ne renferme point de matières organiques.

Par les chocs et le batillage, les calcaires à l'état de bicarbonates se décomposent, et il se forme des concrétions en certains points.

Précautions à prendre pour la reconnaissance des nappes souterraines ; nivellement des puits. — L'usage des nappes souterraines peut conduire à des mécomptes, lorsqu'il s'agit d'y prendre d'une manière continue un volume d'eau considérable, et qu'on a recours à cet effet à des puits ou à des galeries.

Il est clair qu'il ne faut procéder à une installation définitive qu'après des expériences *prolongées* de débit, et il faut que ces expériences indiquent un débit disponible notablement supérieur à celui qu'on désire ; il faut, en outre, les exécuter aux époques d'abaissement des nappes, c'est-à-dire à l'automne.

Néanmoins il peut se faire qu'on s'attaque à une réserve souterraine, à une masse d'eau accumulée dans une poche ; il est à craindre alors qu'avec le temps la réserve ne s'épuise et que l'apport continu qui l'alimente devienne inférieur au débit nécessaire. Cette circonstance s'est produite dans le terrain houiller du Nord de la France.

Il convient donc de rechercher soigneusement l'effet que les épuisements d'expérience produisent sur les puits du voisinage et de procéder à une étude géologique du sous-sol, afin de reconnaître l'origine des eaux.

Les vraies nappes souterraines puissantes sont assimilables à des cours d'eau ; elles sont animées d'une certaine vitesse et cette vitesse est parfois très sensible dans les puits et les forages, elle se manifeste par des vibrations transmises au cordage et aux seaux des puits, ou aux tiges de sondage.

Quand un courant de ce genre existe, la nappe offre évidemment beaucoup plus de garanties.

On réunit par un nivellement une ligne de puits ou de forages, comme nous le verrons pour les eaux de Bruxelles, et on relève ainsi les inclinaisons que prend la nappe au voisinage du puits d'expérience ; si la dénivellation ne se fait sentir qu'à une faible distance et ne s'accroît pas avec le temps pour un débit donné, on a affaire à un courant souterrain constamment alimenté qui peut inspirer confiance.

LES EAUX DE BRUXELLES (1)

Pendant longtemps les eaux de la Senne, située à 15 mètres d'altitude, les puits de ses rives humides, les sources de la montagne sableuse dominant sa rive droite, suffirent à l'alimentation de Bruxelles. Mais, au xvi^e siècle, toutes ces ressources naturelles étaient altérées ou insuffisantes ; la ville comptait 70 000 habitants ; elle commençait à s'étendre vers le parc, dernier vestige de la forêt de Soignes de ce côté.

En 1601, Müller, d'Augsbourg, recueillit les sources du Broubelaer, émergeant à la cote 51, offrant un débit de 1 000 mètres cubes par jour ; avec des tuyaux en poterie de 0^m,15 de diamètre, il les réunit dans une citerne maçonnée de 2 mètres de côté et, de là, les éleva par des pompes actionnées par une roue hydraulique que faisait mouvoir la chute des étangs de Saint-Josse-Ten-Noode.

La conduite de refoulement, partie en tuyaux de plomb de 0^m,20 de diamètre, partie en aqueduc, aboutissait à une tonne d'eau située à l'angle de la rue de la Loi et du boulevard. De la tonne partaient deux conduites de distribution en plomb, de 0^m,06 de diamètre, assurant le service public et privé.

(1) Nous devons à M. Putzeys, ingénieur, chef du service des eaux de Bruxelles, les documents qui nous ont permis de rédiger cette notice ; ses rapports sur la question sont très intéressants. Les rapports de M. l'échevin Janssen les complètent, ainsi que la notice de M. Verstraëten, ancien ingénieur chef du service, sur les eaux anciennes et les eaux actuelles de Bruxelles (1884). Les études géologiques et hydrologiques de MM. Rutot et Van der Broeck éclairent aussi la question de la captation des eaux souterraines.

« C'était donc, dit M. Verstraëten, une distribution d'eau complète et fort bien réglée pour l'époque. »

En 1661, on capta et on distribua les sources de Saint-Gilles.

La situation ne se modifia guère jusqu'en 1852, où l'agglomération bruxelloise, pour 200 000 habitants et 24 000 maisons, possédait 8 027 puits particuliers, 91 puits dans les propriétés communales, 76 puits publics, 29 fontaines, un nombre considérable de citernes, et la vieille distribution du Broubelaer, fortement avariée; tout cela pouvait donner 70 litres par tête, d'une eau médiocre et même suspecte. Depuis lors on a amené les eaux de la vallée du Hain, celles de la forêt de Soignes, et de nouveaux projets sont à l'étude.

Eaux de la vallée du Hain. — Les sources supérieures du Hain, captées entre les cotes 120 et 92, arrivent à Bruxelles par la gravité, en suivant un aqueduc dans lequel on refoule par machines, installées à Braine-l'Alleud, les sources basses comprises entre les cotes 92 et 82 (*fig. 1 à 4, pl. 20*).

Le grand aqueduc, qui comporte un pont-aqueduc avec déversoir de jaugeage et un double siphon en tuyaux de fonte de 0^m,60 de diamètre, débouche dans le réservoir en maçonnerie d'Ixelles, de 20 000 mètres cubes de capacité, à la cote 87^m,50; cette cote assurait une pression de 25 mètres au niveau du parc et de 60 mètres dans la ville basse.

L'aqueduc de Hain jette une branche vers l'usine élévatoire du Bois de la Cambre, dont les machines refoulent l'eau dans deux cuves aériennes de 500 et de 900 mètres de capacité, dont le fond est à la cote 119, et qui desservent la zone supérieure de cette agglomération.

Les jaugeages de 1851, effectués à une époque pluvieuse, avaient fait espérer un débit journalier de 49 500 mètres cubes pour l'ensemble des eaux captées dans la vallée du Hain.

Cette espérance fut déçue, et, pendant les périodes sèches, le débit resta au-dessous des prévisions, en même temps que la consommation croissait; il en résultait de graves inconvénients.

Dans une ville plate, lorsque la dépense d'eau l'emporte sur la venue, le mal est à peu près le même pour tous; mais il n'en est pas de même dans une ville comme Bruxelles, où deux quartiers voisins diffèrent de 60 mètres d'altitude.

Dans ce cas, en effet, dit M. Verstraëten, « le niveau baisse au réservoir d'abord, puis, et progressivement, dans les conduites les plus élevées où l'eau coule bientôt comme dans les ruisseaux ouverts; les bouches situées devant ces canalisations sont alors privées d'eau; l'effet du réservoir étant devenu nul, l'eau dans la partie supérieure du réseau des conduites subit de fortes oscillations, mouvements qui

soulèvent les dépôts et troublent profondément le liquide ; la crainte d'un incendie aux quartiers supérieurs excite les plus vives alarmes et, tandis que cette partie de la ville est ainsi compromise, la partie basse conserve son alimentation, mais en eau souvent répugnante. »

Les sources supérieures du Hain avaient été, à l'origine, recueillies presque à fleur du sol dans des cuves maçonnées : à la moindre pluie, l'eau prenait un trouble persistant, le bétail défonçait les ouvrages, les taupes et les grenouilles y pénétraient et venaient y mourir, les racines pénétraient dans les conduites et s'y développaient avec une rapidité telle qu'en 5 ou 6 mois elles formaient des paquets ou d'énormes queues de renard, obstruant des sections de plusieurs décimètres carrés.

Ces inconvénients, ainsi que la pénurie d'eau en été, tenaient surtout à ce que le collecteur, placé dans le thalweg, et ses branchements, dirigés suivant les lignes de plus grande pente, ne recueillaient que les eaux de la couche argilo-sableuse superficielle ; elles n'attaquaient point la masse liquide inférieure.

Pour augmenter le débit, on résolut donc d'amorcer sur le collecteur de la vallée des galeries souterraines à peu près horizontales ; le projet fut tourné en dérision par quelques personnes, suivant lesquelles les galeries, fussent-elles prolongées dans tout le bassin du Hain, attireraient seulement les sources que l'on possédait déjà et qui émergeaient au jour.

L'expérience donna à ces craintes un démenti, et les galeries fournirent un notable accroissement de débit, bien supérieur à ce qu'elles enlevèrent.

Le succès des galeries fut dû principalement à ce que les ingénieurs belges appellent les *serrements*, appliqués à Liège et à Bruxelles.

Principe et mécanisme des serrements. — Quand une galerie souterraine partant du jour pénètre dans un terrain aquifère, elle appelle l'eau qui l'entoure (*fig. 4, pl. 20*), assèche la masse au-dessus d'elle et épuise pendant l'été les réserves accumulées pendant la saison humide ; ces réserves peuvent même ne jamais parvenir à se reconstituer. C'est précisément à l'époque des moindres besoins que la galerie donne le plus grand débit, et elle tend à s'assécher lorsque la consommation est maxima. Le *serrement* consiste en un barrage ou vannage placé à l'œil de la galerie et qui sert de régulateur ; il permet de ne prendre à la galerie que le débit moyen qu'elle est capable de fournir ; à la saison humide la masse superposée à la galerie reste imbibée, la galerie elle-même reste pleine, et un réservoir immense est ainsi créé pour la saison sèche.

Les galeries et les serrements du système du Hain sont indiqués sur la figure 3, planche 20, d'après M. Putzeys; la principale galerie, celle d'Ophain, se développe sur plus de 4 kilomètres. Le système constitue un ensemble de sources naturelles ou artificielles, avec réservoir souterrain régulateur, qui conserve aux eaux leur pureté et leur fraîcheur.

Les galeries ont été fermées en 1890; aussitôt la nappe souterraine s'est relevée, de puissantes réserves se sont accumulées, et cependant l'ancien niveau n'était pas encore atteint en 1893. On a pu, grâce aux serrements, maintenir un débit à peu près constant pendant l'été très sec de 1892, et on peut compter maintenant sur un débit régulier de 29 000 mètres cubes par jour pour l'aqueduc de Braine-l'Alleud.

La figure 4, planche 20, donne une coupe d'un forage pratiqué à l'aplomb du serrement, de la galerie d'Ophain; cette coupe, où les niveaux de l'eau sont indiqués de trois en trois mois après la fermeture du serrement, montre bien l'importance des réserves ainsi créées. La superficie du bassin drainé donne au minimum 4 mètres cubes par hectare et par jour.

Eaux de la forêt de Soignes. — L'étude des eaux captées dans la forêt de Soignes va nous montrer encore l'importance des serrements et le mécanisme des galeries drainantes.

M. Verstraëten commença par drainer, en 1876, le bois de la Cambre. Le sol y ondule de 60 à 115 mètres d'altitude; il est formé d'une terre limoneuse de quelques mètres d'épaisseur, surmontant des sables calcaireux, avec ou sans pierres; viennent ensuite des sables légèrement argileux qui, à la cote 50, reposent sur une couche puissante d'argile yprésienne. La pluie absorbée s'arrête sur cette base et forme une couche aquifère dont la nappe, légèrement bombée, s'incline vers les sources de la contrée.

La position de la nappe liquide fut déterminée par un nivellement rattachant entre eux les nombreux puits de la région. La direction de la galerie arrêtée, des sondages furent exécutés pour en reconnaître le sol et déterminer les conditions de la construction future.

Comment déterminer la zone d'action d'une pareille galerie? « Son action drainante, dit M. Verstraëten, doit être de déterminer dans la couche aquifère la formation d'un sillon asséché dont les versants s'élargissant peu à peu prennent à la fin des inclinaisons définitives. Quand, dans l'espèce, on suit la courbure de la nappe d'eau depuis une source jusque sous le plateau, on remarque que la pente est relativement forte aux points bas et qu'elle s'adoucit ensuite pour devenir à peu près horizontale dans le voisinage de la crête séparative. C'est que sous le plateau les eaux cheminent au large dans des terrains plus

poreux et qu'aux vallées les terrains, plus argileux, plus compacts n'offrent à l'évacuation que des passages relativement restreints. »

« Mais la galerie ne se trouve nullement dans les conditions des sources ; elle perce des terrains tous très perméables et partout elle présente aux eaux d'amples sections d'entrée. Ces eaux n'auront donc pas, pour y pénétrer, à prendre, comme aux sources, des pentes exceptionnelles et, si on leur suppose la pente moyenne qu'elles affectent dans le sous-sol, on sera plus près de la vérité. »

En déterminant ainsi la surface de captation, M. Verstraëten a trouvé 1 000 hectares pour la galerie du Bois de la Cambre ; il a appliqué le débit de 4 mètres cubes par hectare et par jour, relevé en année sèche aux galeries du Hain, et a trouvé ainsi un volume de 4 000 mètres cubes par jour, pour une dépense évaluée 230 000 francs, ce qui met à 7 millimes seulement le prix du mètre cube.

Depuis, le système du Bois de la Cambre a été prolongé dans la forêt de Soignes et finira par drainer une surface de 4 000 hectares. Grâce aux serremments, ce n'est plus, comme l'a fait remarquer M. Putzeys, sur le débit minimum de 4 mètres cubes par jour à l'hectare qu'il faut compter, mais sur le débit moyen qui s'élève à 5 mètres ou 5^m,5 (1). Il suffit pour cela que l'on puisse emmagasiner par les serremments $\frac{1}{5}$ de la consommation totale de la saison sèche.

C'est chose facile, car le sable peut garder dans ses vides 225 à 270 litres par mètre cube, soit 2 500 mètres cubes par hectare pour 1 mètre de hauteur. Quand on calcule le volume du sillon asséché, on voit qu'on peut y loger par relèvement plusieurs millions de mètres cubes sur 1 kilomètre de longueur.

Ces réserves accumulées ne sont pas immédiatement disponibles, car elles ne peuvent s'écouler qu'avec lenteur et elles servent en partie au relèvement des sources, bien que le débit de celles-ci corresponde seulement à une faible partie des débits souterrains.

MM. Rutot et van den Bræck ont étudié avec le plus grand soin la constitution géologique de la région que percent les galeries : ils ont montré qu'il existe sous la forêt de Soignes des ressources considérables en excellente eau potable, accumulée dans des sables qui reposent sur un immense plan imperméable dont la ligne de plus grande

(1) Il tombe à Bruxelles 0^m,71 de pluie par an, soit 7 100 mètres cubes par hectare et par an. Les galeries filtrantes fournissent, en temps de sécheresse, 4 mètres cubes d'eau par hectare et par jour, et en moyenne 5^m,5, ce qui correspond à 1 460 et à 2 007 mètres cubes par hectare et par an. — Les galeries recueillent donc 20 à 28 0/0 de la pluie qui tombe. Le climat de la Belgique est humide : les jours humides y sont très fréquents ils peuvent s'élever jusqu'à 244 par an, et le nombre des jours sans nuages est excessivement faible. L'évaporation du sol doit donc être relativement faible.

pente est dirigée vers le N.-N.-O., c'est-à-dire à peu près vers Bruxelles, et dont la pente peut être évaluée à environ 5 mètres par kilomètre. Cette grande nappe souterraine est continue, parce qu'elle est rarement atteinte par le fond des vallées ; c'est elle qui gorge d'eau les terrains superficiels situés au nord de Bruxelles et qui fait que la moindre crue de la Senne y amène de graves inondations. Or, il se trouve que les galeries de captation sont précisément établies dans *le sens même du mouvement de translation* de la nappe aquifère, tandis que, pour en capter le plus grand volume possible, elles devraient barrer le courant. Les réserves sont donc loin d'être épuisées et, si l'on veut augmenter le débit du système, on pourra prolonger les galeries actuelles par d'autres qui leur soient perpendiculaires.

Lorsque les travaux de drainage de la forêt de Soignes seront terminés, ils comprendront six serrements :

1° Quatre serrements de *drainage* sur les galeries de captation ; on peut les mettre alternativement en décharge pour procéder à l'enlèvement des sables qui, entraînés à travers les barbacanes, se déposent sur le radier des galeries ; du reste, grâce aux serrements, ces dépôts sont réduits au minimum, la vitesse de l'eau à l'entrée de la galerie n'étant pas exposée à s'accélérer, puisque l'écoulement se fait par toute la surface des vides ;

2° Un serrement de décharge, en tête d'une galerie de décharge aboutissant à un point bas et destinée à assécher l'emplacement de la galerie de drainage transversale, afin d'en rendre la construction plus facile ; l'établissement de ces galeries souterraines dans la nappe aquifère est en effet assez difficile ;

3° Un serrement régulateur de prise d'eau, placé à l'aval du collecteur de drainage et en tête de l'aqueduc d'amenée. Cet ouvrage est établi à 35 mètres de profondeur, près du lac du Bois de la Cambre ; c'est un massif de béton et de maçonnerie de briques de 2^m,50 de large, 5^m,50 de haut et 10 mètres de long, avec retours. A l'amont comme à l'aval de ce mur-barrage on trouve un puits donnant accès à une chambre voûtée, munie sur son pourtour d'une banquette de circulation. La prise d'eau se fait à l'amont par une conduite en fonte qui débouche à l'aval dans la chambre de départ, où elle est commandée par une vanne automotrice à lanterne ; la chambre d'amont porte, en outre, une vanne à glissière permettant d'obstruer la galerie en cas d'accident, ou de la vider complètement, et cette chambre est munie d'un puits de manœuvre. — Mais c'est la chambre d'aval qui sert d'accès en temps normal, à l'aide d'un escalier à vis surmonté d'un édicule ; l'escalier y aboutit à la chambre de départ ; une galerie,

placée à une hauteur suffisante pour ne pas être envahie par les eaux, réunit les deux chambres.

Les vannes d'amont étant ouvertes et le flotteur de la vanne d'aval étant descendu, les lumières de la vanne automobile sont dégagées ; l'eau venant des galeries de drainage s'engage dans l'aqueduc d'amenée construit sous l'avenue Louise, et se rend au réservoir d'Etterbeek ; on ne laisse pas fonctionner le trop-plein de ce réservoir ; quand le niveau de l'eau s'y élève, une vanne automobile ferme l'aqueduc d'amenée, l'écoulement s'y arrête, l'eau y prend une surface horizontale, s'élève, entraîne le flotteur et ferme la vanne des galeries de drainage. Il n'y a jamais d'eau perdue.

Les maçonneries des serremments ont reçu des dimensions en apparence considérables pour les efforts auxquels elles sont exposées. Mais, dit M. Putzeys, « si l'on songe à la facilité avec laquelle l'eau parvient à se frayer passage et à la nature du sol dans lequel les ouvrages sont établis, on saisit mieux l'obligation où l'on est de donner aux serremments une longueur telle que le massif du terrain séparant l'amont de l'aval offre par lui-même déjà des résistances suffisantes pour rompre les courants et annihiler les effets destructeurs de l'eau ».

Pour le même motif, aucune surface de maçonnerie n'est laissée lisse ou continue ; toutes les surfaces sont à redans et à picotage. Pour augmenter la garantie contre les infiltrations, on se propose même de faire des injections de ciment dans la masse sableuse environnante pour la changer en une sorte de béton maigre enchevêtré.

Sur le parcours de l'aqueduc d'amenée on trouve une *chambre de jauge*, logée dans un puits à escalier et placée latéralement à l'aqueduc ; les hauteurs de l'eau dans l'aqueduc et, par conséquent, les débits sont indiqués par des enregistreurs automatiques.

Sur le parcours des galeries de drainage, on a ménagé des puits tubés poussés jusqu'au niveau du radier ; ce sont les *puits d'inspection de la nappe* qui permettront en tout temps d'en reconnaître et d'en noter l'allure.

Ressources actuelles de la ville de Bruxelles ; moyens de les augmenter ; distinction entre l'eau d'alimentation et l'eau d'usage ou d'industrie ; projets d'un double service. — L'agglomération bruxelloise compte aujourd'hui 489 500 habitants, soit 500 000 en nombre rond, avec une progression annuelle de 7 000. On dispose de 37 000 mètres cubes d'eau de source par jour, et l'achèvement des travaux de la forêt de Soignes permet de compter bientôt sur 52.000 mètres cubes. On a donc 74 litres par tête et par jour, et on pourra avoir 100 litres.

M. Putzeys admet qu'il faut, pour tous les usages, 150 litres par tête qui se répartissent dans la proportion suivante :

Un tiers pour l'alimentation, eau potable, *trinkwasser* ;

Deux tiers pour les usages publics et industriels, eau d'usage, *nutzwasser*.

L'alimentation en eau potable serait donc assurée par les ressources disponibles; il n'y aurait de déficit que pour l'eau d'usage destinée aux arrosages, égouts, urinoirs, bains, lavoirs, industries, fontaines ornementales, bouches d'incendie, etc.

Sans doute, si l'eau de source était assez abondante pour satisfaire tous les besoins, on aurait tort de chercher ailleurs. Mais ce n'est point le cas : ce qui reste de sources puissantes, susceptibles d'arriver à Bruxelles, ne peut plus être exproprié, le Gouvernement s'y oppose.

« N'est-il pas plus sage et plus rationnel, dit M. Putzeys, de rompre avec les anciens errements et d'adopter un projet d'eau d'usage, s'il est démontré qu'il conduit à une dépense proportionnée au service rendu, qu'il assure l'avenir le plus large, qu'au point de vue industriel, dont on ne s'est pas occupé jusqu'aujourd'hui, il donne satisfaction, qu'au point de vue de l'hygiène, enfin, il n'est susceptible d'aucun reproche fondé? »

Partant de là, l'ingénieur en chef du service des eaux de Bruxelles propose d'aller chercher les eaux de la Meuse.

Ce sont, en effet, des eaux de rivière excellentes : à l'amont de Namur, son bassin est rocheux et boisé, aussi les eaux sont-elles limpides pendant 200 jours par an et, lorsqu'elles deviennent troubles, elles s'éclaircissent vite.

On peut prendre au fleuve 1 500 litres à la seconde, sans nuire à la navigation, soit 130 000 mètres cubes par jour; où trouver un groupe de sources qui présente une pareille latitude?

Les eaux sont rarement louches et on pourra les filtrer immédiatement sans recourir à la décantation préalable. Elles marquent 15° seulement à l'hydrotimètre, tandis que celles de la distribution actuelle de Bruxelles marquent 28 à 29°.

Nous ne pouvons donner ici la description des travaux d'adduction projetés; en voici les grandes lignes :

La prise est prévue dans un puits circulaire, tubé en fonte, foncé en plein courant à 2 kilomètres en amont de Namur; ce puits-colonne est muni de vannes étagées, commandées par l'extérieur par des registres à vis. Il est relié par une double conduite en acier, immergée dans le fleuve, avec un aqueduc souterrain aboutissant à l'usine élévatoire; c'est une galerie de 2 kilomètres, percée dans le roc vif, passant sous la Sambre, maçonnée, du type circulaire de 1^m,80 de diamètre avec banquettes.

Reçues dans le puisard de l'usine, les eaux sont lancées aux filtres

par des pompes centrifuges; les filtres, voûtés au sable, sont prévus pour un débit de $2^m,5$ par mètre carré et par jour, plus $\frac{1}{5}$ de surface en chômage. Les eaux filtrées sont refoulées aux réservoirs supérieurs par des conduites en fonte de $0^m,70$ de diamètre et trois machines de 220 chevaux chacune. Le radier de départ à la Meuse est à l'altitude 71 mètres, et le radier de l'aqueduc d'amenée, qui part des réservoirs de refoulement, à l'altitude 159 mètres.

L'aqueduc d'amenée, que l'eau parcourt par la gravité, a 66 kilomètres environ, de son origine jusqu'au réservoir du Bois de la Cambre. Aqueduc ovoïde, maçonné au ciment, $1^m,80$ de haut sur $1^m,50$ de large en œuvre, paroi uniforme de $0^m,18$ d'épaisseur, non compris un enduit intérieur en ciment de 20 millimètres d'épaisseur. Dans les parties en tranchée à ciel ouvert, l'extrados est protégé par une chape. Les épaisseurs des flancs sont très augmentées dans les parties en relief ou sur arcades. Tous les 500 mètres on a ménagé un puits de visite de $1^m,20$ de diamètre, aboutissant à une chambre carrée sur l'axe de l'aqueduc; cette chambre, avec radier en contre-bas de $0^m,30$, constitue poche de vidange. La pente de l'aqueduc est de $0^m,20$ par kilomètre; avec $1^m,25$ de hauteur d'eau, cela donne un débit de 1 060 litres. La forme ovoïde l'emporte sur la forme circulaire équivalente, parce qu'elle donne plus de hauteur et exige des tranchées moins larges.

Il y a sur l'aqueduc deux siphons en tuyaux de fonte de $0^m,70$ de diamètre; trois files de tuyaux dont une suffira à l'origine. Dans des ouvrages de ce genre il est bon de ne pas adopter une file unique, car il faut se garer des conséquences d'un accident.

Il est prévu à l'arrivée un réservoir de 31 000 mètres cubes, voûté, avec cheminées d'évent, et recouvert d'une couche de terre gazonnée de $0^m,40$ d'épaisseur.

Voici quelques-uns des prix prévus pour les ouvrages :

Aqueduc d'amenée en tranchée ordinaire	54 fr. 15
— — en souterrain.....	100 »
— — en relief couvert.....	109 »
Tuyaux en sidéro-ciment de $0^m,75$ de diamètre.....	45 »
— en fonte de $0^m,65$ et $0^m,80$	54 et 73 »
Aqueduc souterrain à la suite de la prise en Meuse.....	113 »
Les bâtiments des machines et chaudières sont évalués à 100 fr.	
le mètre carré; ceux des hangars à charbon et autres, à.....	30 »

Pour terminer, nous donnons les dépenses de premier établissement

et les frais annuels d'exploitation du système, dans trois hypothèses :

Débit de.....	28 800	57 600	86 400 m ³ par jour
Dépenses de premier éta- blissement.....	9 970 000	13 492 000	17 029 000 fr.
Frais annuels d'exploitation.	461 000	687 000	914 000 fr.
Prix de revient du mètre cube d'eau, au réservoir d'ali- mentation.....	0,043	0,0326	0,0289 fr.

Les frais annuels d'exploitation comprennent l'intérêt du capital de premier établissement à 3,5 0/0.

Le prix de revient ci-dessus calculé ne saurait être considéré comme celui de l'eau livrée au consommateur; car il y a des pertes, des déchets et des fraudes qui s'élèvent au moins à 15 ou 20 0/0; il faut ajouter les frais du personnel de manutention et d'administration et tenir compte, en outre, de la variation considérable (40 à 50 0/0) entre la consommation d'hiver et la consommation d'été, ce qui exige une allure changeante dans l'exploitation.

En résumé, la *séparation des deux services* de l'eau potable et de l'eau d'usage paraît en voie de réalisation à Bruxelles; dans une grande ville c'est, à n'en pas douter, le système le plus satisfaisant en théorie comme en pratique, celui qui coûte le moins cher et qui ménage le mieux l'avenir. L'eau filtrée des fleuves peut, du reste, se montrer souvent supérieure à l'eau de certaines sources.

CHAPITRE X

EAUX SOUTERRAINES, PUIITS, GALERIES, FORAGES

SOMMAIRE. — I. Théorie des puits et des galeries filtrantes. Lois de l'écoulement de l'eau à travers le sable et les terrains perméables; calcul du vide existant dans un terrain, mouvement de l'eau dans une assise perméable, loi de Poiseuille; calcul d'un filtre ou d'une galerie filtrante, superposée à une assise imperméable horizontale, temps que met le liquide à traverser le filtre. Calcul d'un puits pénétrant jusqu'à une assise imperméable; galerie ou puits ne descendant pas jusqu'à l'assise imperméable; les puits sont préférables aux galeries; expériences de M. Thévenet sur les puits filtrants; distinction entre le puits à alimentation latérale et le puits à alimentation de fond; formules de M. Fossa Mancini, de M. Forcheimer; expériences sur puits et galeries filtrantes à Lyon. Provenance des eaux recueillies dans les galeries filtrantes. Puits artésiens, théorie et calcul, augmentation du débit à l'aide d'une aspiration par le vide. — II. Des puits et forages. Insalubrité des puits des villes; puits ordinaires de faible profondeur; puits des Landes; puits de Beauvais, de la vallée de la Seine; nappe des puits de diverses villes; nappe des dunes. Puits ordinaires de grande profondeur. Observations sur quelques puits artésiens: puits de Paris, puits de Grenelle, de Passy, de la Butte-aux-Cailles; puits de Tours, de Rochefort, de la vallée du Thérain; eaux brunes, eaux salées de certains puits artésiens. Exécution des puits et forages, puits ordinaires, puits instantanés; des forages, procédés divers, choix du diamètre. Forages-filtres dans les sables, forages de Mannheim, de Hollande; composition des tuyaux à enfouir dans le sol; forage Lippmann, puits de Rambouillet; puits filtrant à Nantes, à Budapest, à Francfort-sur-le-Mein, à Colmar, à Hanoï. — III. Galeries filtrantes. Eaux de Toulouse, filtres de d'Aubuisson, puits récents.

I. — THÉORIE DES PUIITS ET DES GALERIES FILTRANTES

Lois de l'écoulement de l'eau à travers le sable et les terrains perméables. — C'est à Darcy qu'on doit les premières recherches sur les lois de l'écoulement de l'eau à travers le sable.

Il se servit de l'appareil représenté par la figure 131: dans une conduite verticale en fonte de 0^m,35 de diamètre intérieur et de 3^m,50 de hauteur, on a placé une cloison horizontale, composée de deux grilles superposées à angle droit, et sur cette cloison on a placé une couche d'épaisseur variable de bon sable siliceux présentant environ 38 0/0 de vide. L'eau arrive au sommet de la conduite par un tuyau à robinet sous pression variable, elle traverse le sable et s'écoule dans un bassin gradué où on en mesure le volume; deux manomètres

à mercure placés l'un en haut, l'autre en bas de l'appareil, permettent d'évaluer la pression sous laquelle l'écoulement s'effectue.

On a fait varier les charges et les hauteurs de sable, et l'on a reconnu que le débit croît proportionnellement à la charge et en raison inverse de la hauteur du sable, pourvu que le sable conserve une nature constante.

Ainsi, pour un sable de même nature, on peut admettre que le volume débité est *proportionnel à la charge et en raison inverse de l'épaisseur de la couche traversée*.

On trouvera une explication rationnelle de ce résultat dans l'examen de la formule fondamentale de l'écoulement de l'eau dans les tuyaux.

Nous savons en effet que, dans un tuyau de rayon constant, il y a entre la charge h et la vitesse la relation :

$$h = \alpha u + \beta u^2;$$

or, la vitesse est proportionnelle au débit, donc

$$h = a.q + b.q^2.$$

Une couche de sable doit être considérée comme traversée par une infinité de petits tuyaux capillaires, ayant chacun un très faible débit; l'importance du terme en q^2 est donc très faible par rapport à l'importance du terme en q , et la relation précédente se réduit sensiblement à :

$$h = a.q$$

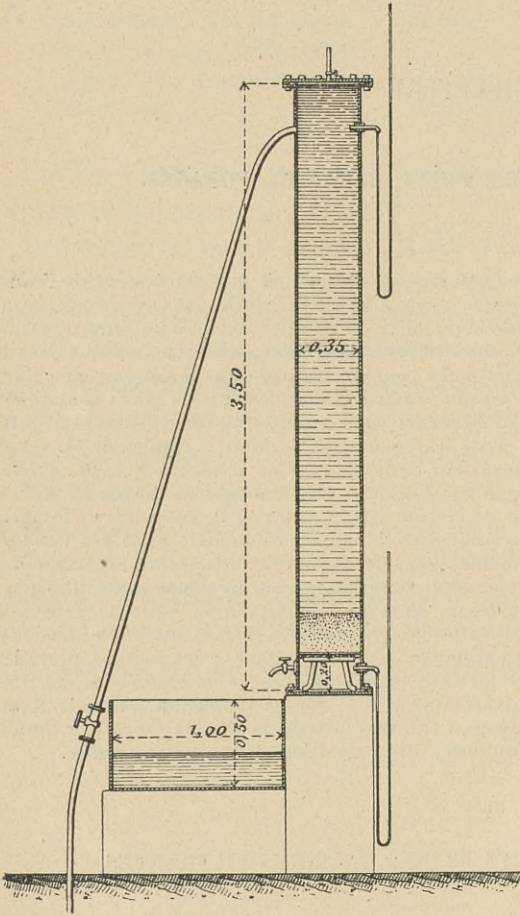


Fig. 131.

D'après la loi de Darcy, en désignant par q le débit d'un filtre par mètre carré de section, par h la charge sous laquelle l'écoulement se produit, par e l'épaisseur de la couche filtrante, et par k un coefficient qui dépend de la nature du filtre, on a la relation :

$$q = k \cdot \frac{h}{e};$$

$\left(\frac{h}{e}\right)$ n'est autre que la perte de charge j par mètre de parcours de l'eau à travers le sable, le débit q est proportionnel à la vitesse u , de sorte que l'équation précédente peut s'écrire :

$$j = \mu \cdot u.$$

C'est la forme que lui donne Dupuit, et cette forme peut être considérée comme un résultat d'expérience.

Darcy, avec le sable siliceux renfermant 38 0/0 de vide, a trouvé :

$$q = 0,0003 \cdot \frac{h}{e} = 0,0003 \cdot j;$$

q est le débit par mètre carré, il est le produit du vide que présente cette section d'écoulement par la vitesse u , donc

$$q = 0,38 \cdot u,$$

et il en résulte :

$$j = 1266 \cdot u.$$

Il s'agissait d'un gros sable ; avec un sable fin, le débit n'est guère que de 6 mètres cubes par mètre carré et par 24 heures sous une charge de 1^m,50, soit 4^m3,5 pour une charge et une épaisseur de 1 mètre ; en admettant 30 0/0 de vide, on trouve :

$$j = 5760 \cdot u.$$

Ces formules nous montrent combien la vitesse d'écoulement est faible ; ainsi l'eau, qui traverse une couche de sable de 1 mètre de hauteur sous une charge de 1 mètre d'eau, prend seulement une vitesse égale à $\frac{1}{5 \cdot 760}$, ce qui fait environ 0,000 02.

« Maintenant, si l'on imagine de l'eau s'écoulant à travers un pareil terrain, disposé sur le flanc d'un coteau ou dans le fond d'une vallée, la vitesse se trouve réduite à des centièmes et à des millièmes de millimètre et à des fractions plus petites encore pour des sables très fins.

Or, il s'agit là de terrains facilement perméables, et la nature en présente de plus compacts et de plus serrés; on voit donc que, dans l'ordre de phénomènes que nous étudions, le coefficient μ représente toujours un nombre considérable, et que la vitesse u n'est jamais qu'une fraction de millimètre. »

Remarque. — Dans les calculs de filtres il faut examiner avec soin si l'on considère la section totale du filtre, ou seulement la section réduite aux vides, c'est-à-dire la section d'écoulement. La proportion du vide est facile à déterminer par expérience pour un sable donné.

Calcul du vide existant dans un terrain formé de molécules sphériques. — Soit un bloc de largeur a , de longueur l et de hauteur h , formé de molécules sphériques juxtaposées de diamètre d . Quel est le nombre n des molécules contenues dans ce bloc?

Dans le rectangle de base al , si l'on joint les centres de toutes les molécules tangentes, on couvre la surface d'un réseau de triangles équilatéraux ayant pour côté d , et à chaque triangle correspond une demi-circonférence, c'est-à-dire une demi-molécule; il y a donc dans ce rectangle un nombre de molécules égal à $\left(\frac{a.l}{d^2} \cdot \frac{2}{\sqrt{3}}\right)$.

Sur la hauteur cette assise de molécules est répétée autant de fois que la hauteur h contient la hauteur de la pyramide régulière ayant pour côté d , c'est-à-dire autant de fois que h contient $d \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}}$.

Le nombre des molécules contenu dans le bloc est donc :

$$(1) \quad n = \frac{a.l.h}{d^3} \sqrt{2}.$$

De cette relation on pourrait par des pesées et des comptages déduire le diamètre des molécules d'un terrain donné; on en sécherait un petit bloc d'un volume donné, une pesée donnerait la densité; on prendrait ensuite quelques centigrammes du bloc pulvérisé, et au microscope on en compterait les molécules; on en déduirait la valeur de n pour le bloc primitif, et l'on tirerait de l'équation (1) la valeur de d .

Le volume d'une petite molécule sphérique est $\frac{\pi d^3}{6}$; le volume total occupé dans le bloc par les n molécules est donc :

$$n \cdot \frac{\pi d^3}{6} = \frac{\pi.a.l.h \sqrt{2}}{6} = 0,73a.l.h.$$

et le vide correspondant est : $0,27.a.l.h.$

Ainsi le vide est indépendant du diamètre des molécules, et la section d'écoulement ouverte au passage de l'eau à travers un terrain théorique formé de molécules sphériques serait toujours la même, quelle que fût la dimension des molécules.

Si on s'en tenait à ce simple résultat, on pourrait croire que le débit est le même pour tous les terrains. Il n'en est rien, car la surface d'écoulement n'est qu'un des termes du débit, l'autre terme est la vitesse.

La résistance au mouvement de l'eau, lorsque la vitesse est très petite, comme dans les terrains et les filtres, est due non pas au frottement des molécules liquides les unes contre les autres, mais au frottement du liquide contre les parois des cavités capillaires qu'il parcourt. Autrement dit, la formule du frottement dans les tuyaux $au + bu^2$ voit son second terme tendre vers zéro; l'expression de la résistance est donnée par le premier terme, qui est proportionnel à la vitesse et qui représente le frottement du liquide contre les parois.

Cherchons le développement superficiel des n molécules contenues dans le bloc filtrant; chacune d'elles a pour surface πd^2 , et l'ensemble a pour surface :

$$n\pi d^2 \quad \text{ou} \quad \frac{\pi \cdot a \cdot l \cdot h}{d} \sqrt{2} \quad \text{ou} \quad 4,44 \frac{a \cdot l \cdot h}{d}$$

On voit donc que le développement des parois, entre lesquelles l'eau circule, augmente en raison inverse du diamètre des molécules.

La résistance au mouvement augmente donc très rapidement quand le diamètre des molécules du terrain diminue, c'est-à-dire quand la compacité augmente, le débit diminue très vite et ne tarde pas à s'anuler lorsque la résistance au mouvement de l'eau l'emporte sur l'effort dû à la gravité.

Il ne faut voir dans ces considérations purement théoriques que des indications générales, susceptibles de jeter un certain jour sur la question, mais non de la résoudre, car la sphéricité des molécules n'est nullement démontrée; en tout cas, on ne saurait l'admettre que pour certains terrains.

Mouvement de l'eau dans une assise perméable. — La loi empirique du mouvement de l'eau dans un terrain perméable est donc plus simple que la loi du mouvement dans les tuyaux ou dans les canaux, puisque la vitesse et le débit y sont simplement proportionnels à la charge, au lieu d'être proportionnels à la racine carrée de la charge. Cette loi admise, on peut en déduire des calculs analogues

à ceux que nous avons présentés pour les diverses circonstances du mouvement dans les tuyaux, mais nous nous bornerons à présenter ici ceux qui offrent quelque intérêt dans la pratique.

Il ne faut pas oublier, en effet, que le sol perméable théorique, admis dans le calcul, n'existe pour ainsi dire pas dans la nature; on peut le réaliser à la rigueur dans les filtres, on peut le rencontrer peut-être dans des sables parfaits comme ceux des dunes. Mais la perméabilité uniforme est purement théorique; la circulation de l'eau dans les nappes souterraines se fait presque toujours par des canaux, qui ont pris naissance en des points de moindre résistance et qui se sont agrandis soit par dissolution, soit par entraînement des molécules. Quand on épuise à l'intérieur d'une fouille pratiquée dans un terrain aquifère, il est rare qu'on constate un afflux uniforme des filets liquides; c'est toujours par jets et par courants que l'eau arrive, et ces jets sont parfois assimilables à de petits ruisseaux souterrains.

L'étude théorique n'en a pas moins un grand intérêt. Elle a été présentée pour la première fois par Dupuit; M. Clavenad y a apporté une contribution sérieuse dans un mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées* de 1890.

Nous considérerons d'abord des assises perméables en contact avec l'air libre et reposant sur une assise imperméable. L'eau s'y écoule comme dans un canal à air libre.

Soit un terrain perméable limité à une surface imperméable ABCD,

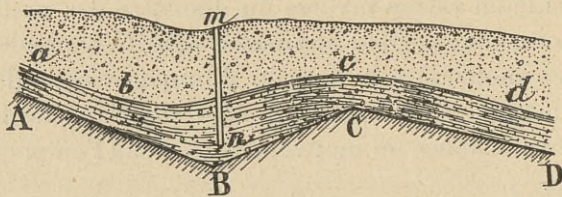


Fig. 132.

il s'y forme une nappe; supposons que cette nappe, alimentée par des eaux supérieures, prenne un régime uniforme de débit q . Au-dessus de la surface pleine AB, dont l'inclinaison est i , la nappe fluide en mouvement prendra une hauteur uniforme h et une vitesse uniforme u , la perte de charge par mètre courant sera précisément égale à i , et l'on aura :

$$i = \mu \cdot u = \frac{\mu}{m} \cdot \frac{q}{h}$$

Qu'une contre-pente BC se présente dans le lit perméable, il se formera dans la nappe un ressaut suffisant pour que l'eau puisse

franchir la contre-pente et se déverser en C suivant la nouvelle inclinaison CD, sur laquelle hauteur et vitesse redeviendront uniformes.

Quand une nappe souterraine présente une circonstance de ce genre, elle peut tromper les espérances que l'on concevrait en perceant un puits en *mn* ; ce puits pourrait avoir pendant un certain temps un débit considérable, très supérieur à l'apport de la nappe, parce qu'on épuiserait la réserve amassée dans la cuvette, puis son débit diminuerait jusqu'à ce qu'il soit réduit à l'apport de la nappe.

L'intensité des nappes souterraines et leur direction ne sont pas en relation directe avec la forme extérieure du pays ; la nappe peut couler dans une direction opposée à la pente superficielle : nous en verrons des exemples ; les vallées de la nappe souterraine ne coïncident pas toujours avec les vallées de la surface, quoique cette coïncidence s'établisse d'ordinaire dans les vallées d'alluvion. La puissance du courant souterrain dépend surtout du degré de perméabilité de l'assise au point considéré, et souvent il se forme, dans certaines directions, de véritables rivières, dont le courant se manifeste par les vibrations qu'il imprime aux appareils de forage et même par l'entraînement des objets qu'on descend au fond de certains puits.

Remarque sur la loi de Poiseuille. — Il est bon de remarquer que la loi de l'écoulement de l'eau dans les terrains perméables est assimilable à la loi de Poiseuille, relative à l'écoulement dans les canaux capillaires.

Cette loi s'exprime par la formule :

$$q = Kd^4 \frac{p}{l}.$$

Le débit *q* est proportionnel à la quatrième puissance du diamètre, à la pression hydrostatique *p* sur l'orifice et en raison inverse de la longueur *l* du tuyau. Cette loi suppose que la longueur *l* est relativement grande par rapport au diamètre.

Le coefficient *K* varie beaucoup avec la température, suivant la loi empirique :

$$K = 1836 (1 + 0,034.t + 0,00022.t^2)$$

À 10° centigrades, *K* est égal à 2 495. L'unité à adopter pour l'application de la formule est le millimètre.

M. Clavenad admet avec raison que la loi de Poiseuille, établie pour des tubes capillaires, peut être étendue au passage de l'eau à travers des plaques ou des couches filtrantes.

Calcul d'un filtre ou d'une galerie filtrante superposée à une assise imperméable horizontale. — Un massif sableux, limité à deux plans verticaux et posé sur un horizon imperméable Ox , est baigné à gauche par une masse liquide de hauteur H et à droite par un réservoir libre; l'eau passe de gauche à droite à travers le sable

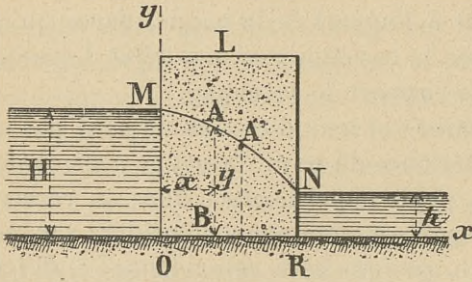


Fig. 133.

jusqu'à ce que l'équilibre s'établisse entre les deux niveaux; mais, si on tire du réservoir un certain débit, l'eau n'y prend plus qu'une hauteur h .

Au passage du filtre la surface de la nappe s'abaisse donc de M en N , en prenant dans l'intervalle une forme curviligne MN . Nous considérons, cela va sans dire, une tranche

d'un mètre de longueur, afin de faire abstraction de la longueur du filtre.

Quand on passe du point A , dont les ordonnées sont x et y , au point voisin A' , la perte de charge dy fait équilibre à la perte de charge $\frac{u \cdot du}{g}$ due à la variation de la vitesse et à la charge absorbée par le frottement; celle-ci est égale, d'après la loi fondamentale, à μu par mètre courant.

La perte de charge due à la variation de la vitesse, qui elle-même est très petite, est négligeable en présence de celle qu'entraîne le frottement.

On a donc pour l'équation différentielle du mouvement :

$$(1) \quad - dy = \mu \cdot u \cdot dx.$$

Si q est le débit par mètre courant du filtre dont la figure 133 représente la section transversale, si m est la proportion de vide que présente le sable, la vitesse u dans la section AB est égale à $\frac{q}{m \cdot y}$, et la relation précédente devient :

$$(2) \quad - dy = \frac{\mu}{m} \cdot \frac{q}{y} \cdot dx$$

dont l'intégration donne :

$$(3) \quad - \frac{y^2}{2} = \frac{\mu}{m} \cdot q \cdot x + C^{te}.$$

x s'annule pour $y = H$ et est égal à L pour $y = h$, ce qui donne :

$$(4) \quad q = \frac{m}{\mu} \frac{H^2 - h^2}{2L} = \frac{m}{\mu} \cdot \frac{1}{L} \cdot (H - h) \left(\frac{H + h}{2} \right).$$

Ainsi, avec un sable donné, le débit est proportionnel à la chute, à la hauteur moyenne de la couche filtrante et en raison inverse de la largeur de cette couche.

Avec le gravier de l'expérience de Darcy relaté plus haut, pour lequel $\mu = 1\,266$, $m = 0,38$, un filtre de 4 mètres de large, baigné par une hauteur d'eau H égale à 6 mètres d'un côté et par une hauteur d'eau h égale à 2 mètres de l'autre, donnerait un débit d'environ 0,001 ou d'un litre à la seconde. Le débit d'un filtre de 1 000 mètres de large tomberait à 0,000 004, toutes choses égales d'ailleurs.

Mais avec le sable fin, pour lequel $\mu = 5\,760$ et $m = 0,30$, le débit tombe à 0^m,0002 ou 2 décilitres.

On remarquera que le débit du filtre considéré est le même que celui du filtre vertical qui aurait même charge, une hauteur égale à la longueur du premier, et une largeur b égale à la moyenne de H et de h .

L'équation (3) nous montre que la surface MN, qui limite la nappe filtrante est une parabole du second degré à axe horizontal.

Si nous n'avions pas négligé la perte de charge due à la vitesse, nous aurions trouvé une parabole du troisième degré.

Temps que met le liquide à traverser le filtre. — La vitesse u de l'eau qui passe dans la section AB est égale à $\left(\frac{q}{m.y} \right)$ et égale aussi à $\frac{dx}{dt}$. D'où l'équation différentielle :

$$(5) \quad \frac{dx}{dt} = \frac{q}{m.y}$$

mais l'équation (3), dans laquelle on remplace la constante par sa valeur $\left(\frac{-H^2}{2} \right)$, donne :

$$y = \sqrt{H^2 - \frac{2\mu}{m} q.x},$$

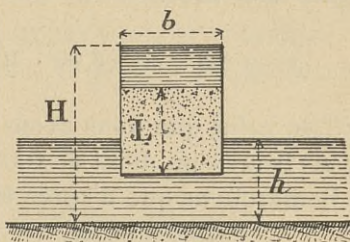


Fig. 134.

et l'équation différentielle (5) devient :

$$q \cdot dt = m \cdot dx \cdot \sqrt{H^2 - \frac{2\mu}{m} q \cdot x}$$

dont l'intégration donne, en remarquant que x s'annule en même temps que t :

$$(6) \quad t = \frac{2}{3} \frac{m^2}{2\mu \cdot q^2} \left\{ H^3 - \left(H^2 - \frac{2\mu}{m} q \cdot x \right)^{\frac{3}{2}} \right\}.$$

Quel temps mettra l'eau à parcourir un filtre de 1 000 mètres de large, dans lequel :

$$\mu = 1\,266 \quad m = 0,38, \quad H = 6^m,0, \quad h = 2^m, \text{ et } x \text{ ou } L = 1\,000^m,0.$$

C'est celui que nous avons calculé plus haut et pour lequel nous avons trouvé un débit de 0,000 004.

Remarquons que d'après la formule (4) :

$$\frac{2\mu}{m} q \cdot x = H^2 - h^2,$$

et portons cette valeur dans la quantité entre parenthèses de l'équation (6) ; elle devient :

$$(7) \quad t = \frac{2}{3} \frac{m^2}{2\mu \cdot q^2} (H^3 - h^3).$$

Remplaçons, dans cette dernière équation, les lettres par leur valeur numérique, et nous trouverons pour la valeur de t plus de 12 millions de seconde, soit 140 jours.

Il ne faut pas, bien entendu, prêter une rigueur mathématique à ce calcul ; il faut seulement en retenir que la circulation des eaux à travers les couches perméables puissantes est d'une grande lenteur et que, par conséquent, les variations dans la puissance de ces nappes se produisent d'ordinaire longtemps après la cause génératrice.

Il faut plusieurs années de sécheresse continue pour que les grandes nappes des terrains perméables s'abaissent, et, inversement, elles ne remontent qu'après une longue humidité ; l'ascension comme la dépression sont lentes à se manifester.

CALCUL D'UN PUIITS PÉNÉTRANT JUSQU'À UNE ASSISE IMPERMÉABLE

Considérons un massif sablonneux $cdef$ limité à un cylindre vertical et entouré d'eau de toutes parts ; au centre de ce massif on perce un puits ab (fig. 135). Le massif repose sur une couche imperméable, et la hauteur d'eau qui le baigne de toutes parts est égale à H . Si l'on ne tire point d'eau du puits, l'équilibre hydrostatique s'établit et le niveau s'élève dans ce puits jusqu'à l'horizontale cd , c'est-à-dire à la hauteur H .

Si l'on vient maintenant à extraire du puits un volume q par seconde, il faudra, pour l'alimentation, qu'un courant s'établisse de la périphérie au centre du massif filtrant ; la production de ce cou-

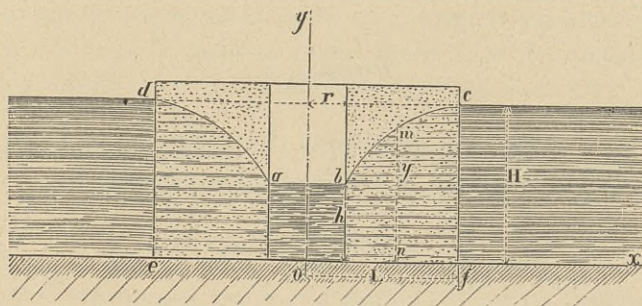


Fig. 135.

rant entraîne une perte de charge, une chute du liquide, et la surface du liquide en mouvement dans le sable se rapproche d'un tronc de cône ayant pour bases les cercles de diamètres ab et cd . La section méridienne donne pour la surface de l'eau une courbe telle que bc ; à mesure que le débit q , exigé du puits, augmente, la courbure de cb s'accroît, et le point b descend dans le puits.

Désignons par L le rayon du massif filtrant, et par r le rayon du puits ; ce dernier est généralement très faible par rapport au premier.

Prenons pour axes de coordonnées oy et ox ; au point m de la nappe souterraine, quelle est la valeur de la perte de charge j par mètre courant ?

Lorsqu'on passe du point m au point voisin, la chute est égale à dy et le chemin parcouru est égal à dx , donc

$$j = \frac{dy}{dx}$$

et l'équation fondamentale

$$(1) \quad j = \mu u$$

devient :

$$(2) \quad \frac{dy}{dx} = \mu \cdot u.$$

Considérons, d'un autre côté, une section cylindrique du massif, section ayant pour axe l'axe du puits et pour génératrice la verticale mn ; désignons par m le rapport du vide au plein que présente le massif sablonneux; le débit de la nappe souterraine suivant la section cylindrique précédente sera représenté par $2 \cdot m \cdot \pi \cdot x \cdot y \cdot u$, et, comme le débit doit compenser le volume q que l'on retire du puits, nous avons l'équation :

$$(3) \quad 2m\pi xyu = q.$$

Éliminant u entre les équations (2) et (3), nous trouvons, pour l'équation différentielle de la courbe bc , l'expression :

$$(4) \quad \frac{dy}{dx} = \frac{\mu}{2m \cdot \pi} \cdot \frac{q}{yx} \quad \text{ou} \quad (4) \quad 2ydy = \alpha \cdot q \cdot \frac{dx}{x}$$

Le nombre α représente la quantité constante $\frac{\mu}{m \cdot \pi}$.

Il est facile d'intégrer l'équation (4), car $(2ydy)$ est la dérivée de (y^2) et $\left(\frac{dx}{x}\right)$ est la dérivée du logarithme népérien de x .

En outre,

$$\begin{aligned} y &= h & \text{pour} & & x &= r \\ y &= H & \text{pour} & & x &= L; \end{aligned}$$

ce qui nous donne :

$$(5) \quad \begin{cases} y^2 - h^2 = \alpha \cdot q \cdot \log. \frac{x}{r} \\ y^2 - H^2 = \alpha \cdot q \cdot \log. \frac{x}{L} \end{cases}$$

L'équation de la courbe est donc de la forme :

$$(6) \quad \frac{y^2 - h^2}{H^2 - h^2} = \frac{\log. \frac{x}{r}}{\log. \frac{L}{r}}$$

et, en retranchant l'une de l'autre les deux équations (5), on trouve pour le débit :

$$(7) \quad q = \frac{H^2 - h^2}{\alpha} \cdot \frac{1}{\log. \left(\frac{L}{r} \right)}$$

L'équation (6) ne renferme ni q ni α , la courbe est donc indépendante du débit du puits et de la porosité de la couche perméable ; elle ne dépend que des hauteurs d'eau à l'extérieur du massif et dans le puits, ainsi que du rayon du puits et de la largeur du filtre.

Quant au débit q , il varie non seulement avec les quantités précédentes, mais encore avec le coefficient α , c'est-à-dire avec la porosité du sol.

Ce débit q est proportionnel à $(H^2 - h^2)$ ou à $(H - h)(H + h)$, c'est-à-dire qu'il est proportionnel à la charge $(H - h)$ et à l'épaisseur moyenne $\left(\frac{H + h}{2} \right)$ de la couche filtrante.

Lorsque le diamètre du puits et l'étendue L de la couche filtrante varient proportionnellement, le débit ne change pas.

Peu d'influence du rayon du puits. — L'équation (7) nous apprend que le débit varie en raison inverse de $\log. \frac{L}{r}$ ou de $\log. L - \log. r$; il augmente donc avec le rayon du puits ; mais, contrairement à l'opinion courante, contrairement à ce qu'on est tenté de croire au premier abord, l'augmentation de débit est très faible eu égard à l'augmentation du rayon, dès que la largeur L de la couche filtrante atteint une valeur notable, cas ordinaire dans la nature.

Généralement, quelle que soit la valeur de r , elle est toujours faible par rapport à L .

Prenons $L = 100$ mètres, et $r = 1$ mètre ; si nous doublons le rayon du puits, le nouveau débit q' sera à l'ancien débit q , dans le rapport :

$$\frac{q'}{q} = \frac{1 - \log. \left(\frac{r}{L} \right)}{1 - \log. \left(\frac{2r}{L} \right)}$$

ce qui donne, grâce aux tables de logarithmes népériens :

$$q' = 4,17.q.$$

D'après cela, il ne faudrait donc pas chercher à donner aux puits des diamètres plus grands que ceux qui conviennent à un travail facile et à une bonne installation des machines élévatoires.

Ce résultat, qui paraît bizarre au premier abord, n'a rien d'étonnant si on réfléchit que, la charge étant constante et l'épaisseur de la couche filtrante à traverser par les eaux étant sensiblement constante aussi, puisqu'elle est très grande par rapport au rayon du puits, la puissance de débit de cette couche est nécessairement limitée comme l'est celle du filtre en pierre de nos fontaines domestiques. Tout le monde sait que, pour obtenir une plus grande quantité d'eau filtrée, il est parfaitement inutile d'augmenter le nombre des robinets, la surface de la pierre poreuse ne laissera toujours passer que la quantité d'eau qui correspond à son épaisseur et à la charge qui la surmonte.

Le calcul précédent suppose que le puits est foncé jusque sur l'assise imperméable, et qu'il n'est alimenté que par sa paroi latérale perforée à cet effet; s'il n'en est pas ainsi, l'alimentation se fait aussi par le fond, et le débit peut alors augmenter avec la section horizontale du puits.

Galerie ou puits ne descendant pas jusqu'à l'assise imperméable. — Dans ce cas, en effet, à l'afflux latéral qui se produit à travers la paroi perforée de la galerie ou du puits s'ajoute un afflux de fond, et les formules précédentes donnent un débit trop faible.

Il peut même se faire que la paroi latérale de la galerie ou du puits soit complètement étanche et que l'appel d'eau se fasse uniquement par le fond. De quelle direction arrivent alors les filets liquides? c'est ce que l'expérience seule pourrait indiquer et c'est ce qui rend incertains les résultats des calculs auxquels on peut se livrer en partant de telle ou telle hypothèse.

En fait, que le puits ou que la galerie s'alimentent par leurs parois latérales, ou par le fond, ou d'une manière mixte, on peut poser en règle générale qu'il se forme autour de la zone d'appel une poche plus ou moins grande, et c'est sur l'enveloppe de cette poche que le calcul devrait porter.

Le calcul ne tient pas compte non plus du maximum de la vitesse permise aux filets liquides à travers tel ou tel élément perméable; c'est cependant une condition fondamentale du fonctionnement pratique des puits et des galeries.

Il ne faut pas oublier que la formule (4) de la page 511, donnant le débit d'une galerie, ne vise que le débit qui se fait par une face de la galerie, supposée placée dans le voisinage d'un fleuve et parallèlement à la rive. La face la plus éloignée du fleuve ne reçoit rien de celui-ci, mais elle peut avoir et elle a pour ainsi dire un débit propre produit par le courant souterrain plus ou moins actif qui descend des coteaux vers le fleuve. Il y a là une circonstance variable avec la constitution géologique de la vallée, dont on ne peut préciser l'effet.

Remarquons encore que la formule (4) précitée s'applique au mètre courant d'une galerie indéfinie ; dans la pratique, on a une galerie de longueur l et de largeur $2r$. Son débit par les extrémités est le même que celui d'un puits de rayon r , et son débit par sa face latérale est celui d'une galerie de longueur $(l - 2r)$.

Les puits sont préférables aux galeries. — Les galeries filtrantes ont donné lieu à bien des mécomptes, comme nous le verrons plus loin, tandis que les puits ont conduit à de meilleurs résultats pour une dépense souvent beaucoup moindre.

Cela se comprend si on réfléchit que le débit augmente avec la charge et avec la hauteur moyenne du filtre, et qu'il est beaucoup plus facile de créer un puits profond qu'une galerie profonde. Celle-ci est d'une construction difficile et coûteuse et cependant ne peut jamais descendre bien loin ; un puits foncé à l'air comprimé peut, au contraire, être descendu sans peine jusqu'au fond du gravier dans la plupart de nos vallées.

Le calcul indique bien l'avantage du puits sur la galerie. Considérons une île en gravier de largeur $2L$, et supposons en son milieu une galerie de largeur $2R$ ou un puits de rayon R .

La galerie, alimentée par ses deux faces, donne un débit double de celui qu'indique la formule (4), page 511, soit :

$$q = \frac{m}{\mu} \cdot \frac{H^2 - h^2}{L - R}$$

Quant au débit du puits, il résulte de l'application de la formule (7) page 515 :

$$Q = \pi \cdot \frac{m}{\mu} \cdot \frac{H^2 - h^2}{\log. \frac{L}{R}}$$

Le rapport des deux débits

$$\frac{Q}{q} = \pi \frac{L - R}{\log. \frac{L}{R}} = \pi \frac{L - R}{\log. L - \log. R}$$

On peut négliger R devant L qui est beaucoup plus grand, et le rapport des débits devient : $\frac{L}{\log. L}$.

Pour L prenant des valeurs de 100, 200, 1 000 mètres, le débit du puits est égal à 68, 148, 154 fois celui d'un mètre courant de galerie.

Autrement dit, il faut, dans le premier cas, 68 mètres de galerie pour fournir le même débit que le puits.

Cette indication théorique est d'un grand intérêt ; elle explique avec les autres causes sus-énoncées la tendance actuelle des ingénieurs à substituer les puits aux galeries filtrantes.

Expériences de M. Thévenet sur le débit des puits filtrants. — Ayant à établir une prise d'eau par puits filtrant pour la ville de Saïgon, M. l'ingénieur en chef Thévenet a procédé à une série d'expériences en petit sur les puits pratiqués dans un sable aquifère, mais ne descendant pas jusqu'à une assise imperméable.

Une caisse en zinc est pleine de sable ; à la surface arrive de l'eau

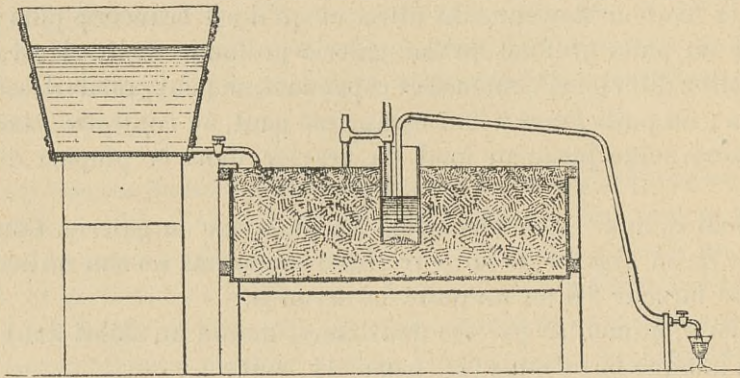


Fig. 136.

qui imbibé et alimente le sable et dont l'excès s'écoule par un large déversoir de superficie. On enfonce dans le sable, au milieu de la caisse, un cylindre en zinc formant puits ; la petite branche d'un siphon débouche dans ce puits ; on amorce le siphon, et on ouvre plus ou moins le robinet, qui le termine, de manière à faire varier le débit ; l'eau baisse dans le puits et s'arrête à un niveau, variable suivant le débit ; on mesure alors la charge à l'aide d'une petite échelle graduée, et on mesure directement ou on pèse le débit correspondant.

L'expérience a montré que le débit était proportionnel à la charge et au diamètre. M. Thévenet estime que la tranche inférieure du puits

fonctionne comme un déversoir circulaire ; il trouve la justification de cette idée dans ce fait que, si l'on vient à obstruer en partie le fond du puits par un cercle métallique, le débit ne change pas, bien que la surface d'aspiration soit réduite à un anneau circulaire de faible largeur. Le puits à diaphragme a même son débit plus élevé que l'autre, ce qui s'explique, suivant M. Thévenet, parce que la montée du sable, maintenue par le diaphragme, est moindre que dans le puits à fond libre.

M. Thévenet établit, comme il suit, la formule du débit :

Considérons la section cylindrique déterminée par le prolongement AB du cylindre formant le puits, et dans cette section l'élément de hauteur dx situé à la profondeur x au-dessous de A. Le filet liquide qui passe au point x parcourt un chemin $H + 2x$ avant d'arriver au fond du puits, et l'écoulement se produit sous une charge c ; la vitesse d'écoulement, d'après la loi de Darcy, est donc :

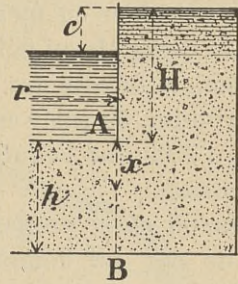


Fig. 137.

$$\frac{c}{\mu (H + 2x)}.$$

Le débit élémentaire a pour expression :

$$dQ = \frac{2\pi \cdot r \cdot c}{\mu} \cdot \frac{dx}{H + 2x} \cdot m,$$

m étant le coefficient de vide afférent au sable considéré.

L'intégration donne :

$$Q = \frac{m\pi \cdot r \cdot c}{\mu} \log. \text{ nép. } \left(1 + \frac{2h}{H}\right),$$

formule qui fait ressortir la loi de proportionnalité de la charge au débit et au diamètre. Les expériences ont donné le nombre 295 pour la valeur de μ .

Distinction entre le puits filtrant à alimentation latérale et le puits à alimentation de fond. — Est-il besoin de faire remarquer combien le puits théorique de M. Thévenet diffère de celui que nous avons considéré en premier lieu ?

Dans celui de Dupuit, l'alimentation est latérale, et la surface cylindrique du puits est perforée dans sa partie basse ; cette alimentation

latérale serait impossible avec des puits établis à la mode habituelle, car ils sont généralement étanches sur toute leur hauteur et, s'ils possèdent une alimentation latérale, c'est qu'il se forme une poche au fond, par suite de l'aspiration d'une partie du sable. La formation de cette poche est presque toujours inévitable ; comme nous l'avons déjà remarqué, chaque terrain perméable présente, en effet, une vitesse maxima que les veines liquides qui le parcourent ne peuvent dépasser sans entraîner en même temps des molécules solides ; lorsque le débit qu'on demande au puits correspond à un *développement de parois trop faible*, la vitesse des veines liquides traversant les parois dépasse le maximum, du sable est entraîné, le développement des parois augmente jusqu'à ce que l'équilibre s'établisse entre la résistance du terrain et la vitesse.

Quand on se propose d'établir un véritable puits filtrant, on a soin de ne pas lui donner des parois étanches à sa partie inférieure ; les parois, au contraire, sont percées de trous ou de fentes longitudinales qui permettent l'afflux de l'eau.

Dans le puits expérimenté par M. Thévenet, la possibilité de l'alimentation latérale est supprimée, l'alimentation de fond existe seule. Et puis, le niveau piézométrique est maintenu à sa hauteur primitive à l'emplacement même du puits ; l'entonnoir que forme la courbe des charges dans la théorie de Dupuit ne peut se produire. Il est possible, du reste, que, dans les expériences de M. Thévenet, une lame d'eau ait descendu le long de la paroi extérieure du puits pour s'épancher en déversoir à la base.

Les conditions du problème sont donc toutes différentes, et les résultats d'expérience, pas plus que les formules, ne sauraient être comparables.

Il nous semble pourtant qu'il faut retenir de l'étude de M. Thévenet que, pour les puits filtrants tout au moins (je laisse de côté les puits artésiens), l'influence du diamètre est supérieure à ce qu'indique la théorie de Dupuit ; c'est, du reste, la conclusion à laquelle nous sommes arrivés précédemment.

La tendance à l'*adoption des grands diamètres* pour les puits de ce genre est, à nos yeux, justifiée ; elle a, du reste, l'avantage d'*inspirer plus de sécurité, de faciliter singulièrement l'installation des machines d'épuisement, d'éviter les entraînements de sable et de réduire les pertes de charge* qui augmentent comme le carré du diamètre.

Formules de M. Fossa Mancini. — M. l'ingénieur Fossa Mancini a repris également la théorie de l'écoulement dans les terrains perméables.

Si l'on considère la coupe transversale d'une vallée à versants perméables, coupe normale au thalweg, il y a dans le coteau un écoulement souterrain vers la rivière.

Supposons que l'assise imperméable coïncide avec le fond ox de la rivière ou de la galerie filtrante, et cherchons le débit Q par mètre courant de thalweg.

AM étant la courbe piézométrique, m le coefficient de vide afférent au terrain considéré, le débit dans la section MN est :

$$Q = m.z.u.$$

D'après la loi de Darcy, la vitesse

$$u = K \cdot \frac{dz}{dx},$$

d'où :

$$Q = mkz \cdot \frac{dz}{dx}.$$

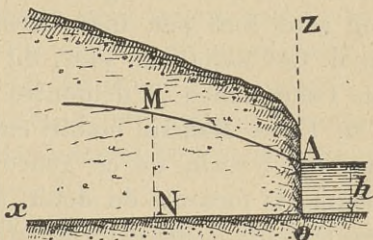


Fig. 138.

L'intégration donne :

$$\frac{2Q}{mK} \cdot x = z^2 + C^{te},$$

et la constante se détermine en spécifiant que $z = h$ pour $x = 0$.

Finalement :

$$(1) \quad z = \sqrt{\frac{2Q}{mK} x + h^2},$$

et la courbe piézométrique est une parabole ayant pour axe l'axe des x .

Au débouché dans la rivière, la vitesse moyenne d'écoulement est égale à $\frac{Q}{mh}$; c'est le maximum de la vitesse compatible avec la nature du terrain.

De l'équation (1) on déduit :

$$(2) \quad Q = \frac{mK}{2x} (z^2 - h^2),$$

qui permettrait de déterminer le débit si l'on connaissait les coordon-

nées de deux points du courant souterrain, et on peut à la rigueur trouver ces coordonnées par des forages d'essai.

Quand on différencie l'équation (1), en considérant x comme constant, on trouve :

$$dz = \frac{h}{\sqrt{\frac{2Q}{mK} + h^2}} \cdot dh.$$

La variation de z est donc toujours faible par rapport à celle de h , c'est-à-dire que les régions de la nappe éloignées du canal de réception sont fort peu influencées par les variations du niveau de ce canal. Ces variations sont, du reste, très lentes à se produire, ainsi que l'expérience l'a démontré.

M. Fossa Mancini établit ensuite, pour le débit d'un puits, creusé dans un terrain de ce genre et descendant jusqu'à l'assise imperméable, la formule du débit, dans laquelle entrent malheureusement des éléments d'une détermination difficile; on en trouvera le développement dans un mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées de 1890*.

Formule de M. Forcheimer. — M. Forcheimer, professeur à l'Université de Gratz, a établi également une formule donnant la loi de la circulation souterraine des eaux. Cette formule est contenue dans l'équation différentielle fondamentale :

$$\frac{d^2h^2}{d^2x} + \frac{d^2h^2}{d^2y} = 0,$$

qui s'applique à toute circulation d'eau par filets à peu près horizontaux dans un terrain perméable reposant sur une couche imperméable horizontale.

h est la hauteur du niveau de la nappe souterraine au-dessus de la couche imperméable, en un point dont x et y sont les coordonnées; h est une fonction de ces coordonnées (*Technologie Sanitaire*, n° 6 de 1895).

Expériences sur puits et galeries filtrantes à Lyon. — M. Clavenad a procédé d'abord à quelques expériences sur l'influence exercée par deux puits voisins sur leur débit réciproque. Toutes choses égales d'ailleurs, le puits le plus profond exerce sur le puits moins profond une influence relative inférieure à celle du second sur le premier. Deux puits situés à 30 mètres de distance ont perdu, au total, le

huitième de leur débit par influence réciproque ; pour deux puits situés à 95 mètres la perte n'a été que le vingtième de leur débit.

La ville de Lyon prend ses eaux dans des puits et galeries creusés sur la rive droite du Rhône, à Saint-Clair, dans un banc d'alluvion très propre à la filtration :

Le premier bassin filtrant était un bassin carré de 40 mètres de côté, dont le centre se trouve à environ 40 mètres de la rive ; le débit reconnu par expérience est de 10 000 mètres cubes par 24 heures, soit $0^{\text{m}^3},415$ à la seconde. On peut considérer que c'est le débit d'un puits de 20 mètres de rayon.

En accolant à ce premier bassin un bassin égal, on espérait doubler le débit, il n'en fut rien, et on recueillit seulement un supplément de 2 000 mètres cubes ; c'est le produit de la filtration d'une galerie de 40 mètres de longueur de rive qui s'ajoute à celui du puits de 20 mètres de rayon. La galerie supplémentaire a donc donné 50 mètres cubes de débit par mètre courant et par 24 heures.

Une galerie de 170 mètres de long, établie à l'amont, avec une largeur de 10 mètres seulement, et plus rapprochée du fleuve, a donné 9 528 mètres cubes par 24 heures, ou 56 mètres cubes par mètre courant.

Un nouveau prolongement de $242^{\text{m}},50$ de longueur ne donna plus que 7 723 mètres cubes ou 32 mètres cubes seulement par mètre courant et par 24 heures ; depuis, on a réduit la distance qui sépare cette galerie du fleuve, et le débit a remonté à 45 mètres cubes par mètre courant.

En 1886, on construisit, à l'amont et dans l'axe des galeries, cinq puits en ligne, de $3^{\text{m}},25$ de diamètre, situés à 20 mètres du fleuve et occupant 142 mètres de longueur totale de rive. On peut, vu leur rapprochement, les assimiler à une galerie continue ; leur débit total est de 11 196 mètres cubes, soit 78 mètres cubes par mètre courant de longueur de rive.

En 1874, un ingénieur s'était engagé à porter à 42 000 mètres cubes le débit journalier des galeries au plus bas étiage du Rhône par la création de sept puits placés à l'intérieur des galeries et suivant leur axe ; ces puits n'augmentèrent que de 6 000 mètres le débit journalier ; ils ne pouvaient, en effet, recueillir que la quantité d'eau qui n'arrivait pas au fond des galeries par siphonnement.

Provenance des eaux recueillies dans les galeries filtrantes. — Belgrand a démontré que les eaux recueillies par des galeries filtrantes établies le long des rivières provenaient souvent, en

grande proportion, non de l'infiltration des eaux fluviales, mais des nappes souterraines descendant des plateaux.

Ainsi, à Lyon, le Rhône marquait 16° à l'hydrotimètre, l'eau d'une galerie filtrante marquait 18°, et celle d'un puits du voisinage 23°; à Fontainebleau: eau de la Seine 16°, eau de la galerie 21°; à Cosne: eau de la Loire 6°, puits à 35 mètres de la berge 32°; à Neuvy: eau de la Loire 7°, eau d'un puits à 24 mètres de la berge 52°; à Nevers: eau de la Loire 5°, eau du puisard de prise d'eau 20°; à Blois: de même 7° et 14°.

Pour corroborer ces renseignements, Belgrand fit une épreuve spéciale à Ivry, dans un puits de 9 mètres de profondeur, creusé à 96 mètres de la Seine dans un terrain de transport surmontant un gravier et un sable fin. On épuisa à l'intérieur; à l'origine, l'eau était à 0^m,50 au-dessus du niveau de la Seine: elle ne venait donc pas du fleuve, elle marquait du reste 46°, et l'eau de la Seine 19°; après 17 jours d'épuisement, le niveau du puits était abaissé à 1 mètre en contre-bas de celui du fleuve; l'eau y était limpide, mais sa température était de 12°, tandis que celle du fleuve était 7°,5, et son degré hydrotimétrique était 45°, au lieu de 19°; on ne pouvait même pas se laver les mains dans cette eau, tant elle dissolvait mal le savon. Elle ne provenait donc pas de la Seine.

L'opinion de Belgrand ne doit pas être généralisée; nous verrons notamment qu'elle ne paraît pas applicable aux galeries filtrantes de Toulouse. Il est clair que la provenance des eaux est intimement liée à la constitution géologique de la cuvette.

PUITS ARTÉSIENS

Définition du puits artésien. — Bien que la définition des puits artésiens soit connue, il convient de la préciser ici.

Les assises successives qu'on rencontre en descendant dans le sol sont tantôt perméables, tantôt imperméables; elles ont été courbées et redressées par le soulèvement des montagnes. Les assises soulevées apparaissent au jour sur les flancs des montagnes qui les ont déchirées, et ce sont les plus anciennes qui se trouvent le plus près des lignes de faite.

Considérons (*fig.* 139) une assise perméable *b* comprise entre deux assises imperméables *a* et *c*; les eaux pluviales, qui tombent sur l'affleurement de la couche *b*, s'infiltrent et tendent à descendre au point le plus bas de la cuvette; elles sont toujours maintenues entre

les deux couches a et c , qui forment comme les parois d'une immense conduite forcée.

Si l'on vient, par un forage vertical mn à percer l'assise a et à pénétrer dans la couche aqueuse b , l'eau s'élèvera dans le tube piézométrique mn jusqu'à l'altitude xx de l'affleurement de l'assise perméable b ; si l'on vient à couper le tube piézométrique en m , la perte de charge mx se traduira par une production de vitesse, un courant s'établira dans la couche filtrante b et dans le tube vertical mn .

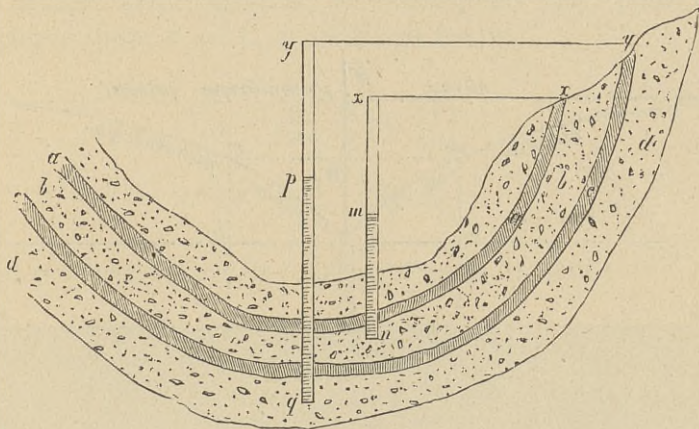


Fig. 139.

On aura un puits artésien, dont le débit dépendra de la hauteur mx que l'on aura enlevée au tube piézométrique.

S'il existe au-dessous de l'assise imperméable c une nouvelle couche filtrante d , dont l'affleurement est en y et qu'on descende jusqu'à cette couche un tube vertical, l'eau s'élèvera jusqu'à un niveau piézométrique yy , et si le tube est coupé en p , un courant s'établira dans la couche d et dans le tube pq .

Ce courant pourra être plus puissant que le courant mn et posséder un niveau piézométrique plus élevé, mais cela n'est pas certain, et on n'est pas toujours assuré de trouver un plus grand débit en descendant plus profondément.

Théorie du puits artésien. — La théorie du puits artésien est analogue à celle des puits ordinaires. Nous désignons par L la largeur de la nappe perméable qui entoure le puits, r le rayon du puits, e l'épaisseur moyenne de la couche perméable, H la hauteur à laquelle est coupé le tube artésien au-dessous du niveau piézométrique, c'est-à-dire du niveau auquel l'eau s'élèverait dans un tube indéfini.

Nous prenons pour axes de coordonnées l'horizontale ox et la verticale oy . Quand le tube artésien est coupé en o , l'eau s'écoule avec une certaine vitesse, la courbe piézométrique du courant souterrain se creuse comme un entonnoir dont le puits serait le centre, et dont la ligne méridienne serait une courbe telle que om , se raccordant à une distance plus ou moins considérable avec l'horizontale du niveau piézométrique primitif.

Considérons la section faite dans la couche filtrante bb par le cylindre vertical, dont les génératrices sont $mm'n'n'$, et désignons par u la

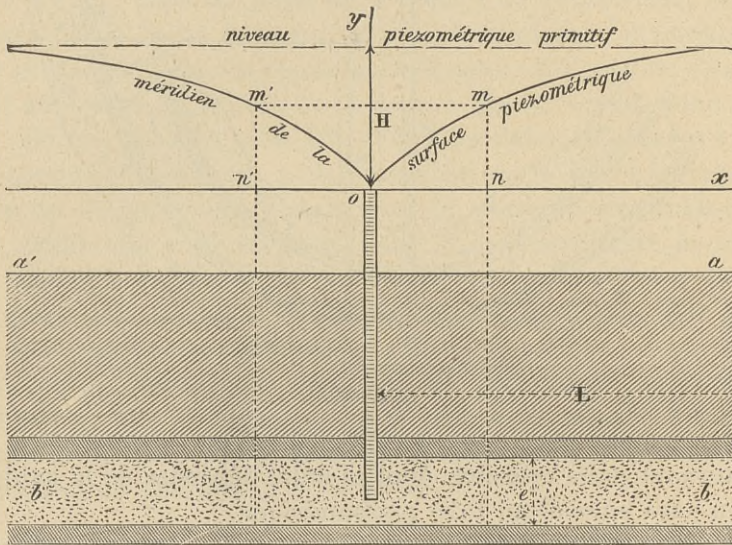


Fig. 140.

vitesse d'écoulement de l'eau, qui traverse la périphérie de ce cylindre.

m est le rapport du vide au plein dans la couche considérée, c'est-à-dire le rapport suivant lequel il faut réduire la section totale pour avoir la section d'écoulement.

Lorsqu'on passe du point m à un point voisin, la perte de charge est dy , et l'intervalle parcouru dx ; la perte de charge j par mètre courant est donc la limite du rapport $\left(\frac{dy}{dx}\right)$, et, d'après l'équation (2) de la page 544, nous avons :

$$\frac{dy}{dx} = \mu u.$$

Si q est le débit par seconde, la vitesse u du liquide qui traverse la surface cylindrique $mmm'n'$ est égale à :

$$\frac{q}{m \cdot 2\pi \cdot e \cdot x},$$

donc :

$$dy = \frac{\mu}{2m\pi} \cdot \frac{q}{e} \cdot \frac{dx}{x}.$$

Si l'on intègre cette équation, en remarquant que : pour $x = r$, $y = 0$, et que : pour $x = L$, $y = H$, on trouve :

$$y = \frac{\mu}{2m\pi} \cdot \frac{q}{e} \log. \left(\frac{x}{r} \right)$$

$$y - H = \frac{\mu}{2m\pi} \cdot \frac{q}{e} \log. \left(\frac{x}{L} \right).$$

Divisant ces deux équations l'une par l'autre, il vient :

$$(1) \quad y = H \frac{\log. x - \log. r}{\log. L - \log. r}$$

$$(2) \quad q = \frac{2\pi m e}{\mu} \frac{H}{\log. \left(\frac{L}{r} \right)}.$$

D'après l'équation (1) la courbe des niveaux piézométriques ne dépend ni du débit, ni de l'épaisseur de la couche filtrante, ni de sa perméabilité.

D'après l'équation (2) le débit est proportionnel à l'épaisseur de la couche filtrante, à sa perméabilité et à la charge, c'est-à-dire à la dénivellation qui existe entre l'orifice du tube artésien et la hauteur piézométrique primitive.

La proportionnalité du débit et de la charge a été démontrée par plusieurs expériences.

Le débit est en raison inverse de la différence des logarithmes de L et de r ; le rayon r est toujours petit par rapport à la largeur L de la couche filtrante ; son logarithme peut donc être négligé en présence du logarithme de L , ce qui conduit à dire que le débit d'un puits artésien *est indépendant du rayon de ce puits*.

Il va sans dire que ce résultat, en l'admettant comme exact, ne saurait être appliqué à des tubes de très petit diamètre, car ces tubes offrent au mouvement ascendant de l'eau une résistance considérable qui influe sur le débit.

Perte de charge totale. — Il est, du reste, facile d'apprécier la diminution que la résistance du tube vertical apporte dans le débit.

Soit l la profondeur du puits artésien : la formule (5) de la page 138 nous apprend que la perte de charge produite par les frottements dans le tube de rayon r et de longueur l est égale à :

$$\frac{b_1 q^2 l}{\pi^2 r^5}$$

cette perte de charge vient en diminution de la charge H qui produit l'écoulement dans le puits artésien, et l'équation (2) doit s'écrire :

$$(3) \quad q = \frac{2\pi \cdot m \cdot c}{\mu} \frac{1}{\log. \frac{L}{r}} \left(H - \frac{b_1 q^2 l}{\pi^2 r^5} \right).$$

Pour calculer la valeur de q , on prendra d'abord celle que donne l'équation (2) et on la substituera dans le second membre de l'équation (3), ce qui donnera une valeur plus approchée du débit. En général, cet essai suffira, car la perte de charge due au mouvement dans le tube vertical est très faible par rapport à la charge totale H .

Importance pratique des grands diamètres pour les puits artésiens. — La théorie précédente nous conduit à penser que le débit des puits artésiens n'augmente guère avec le diamètre de ces puits, pourvu toutefois que ce diamètre ne soit pas assez petit pour entraîner des frottements considérables.

En réalité, la théorie n'est pas toujours confirmée par les faits : le puits de Passy a donné un débit bien supérieur à celui du puits de Grenelle ; il est vrai que l'augmentation de débit s'explique, suivant Darcy et Dupuit, par ce fait qu'on est allé chercher une couche filtrante plus profonde et plus épaisse.

On peut se demander si la dénivellation piézométrique se fait sentir sur une grande étendue et si, en réalité, L est très grand par rapport à r ; cela n'est pas prouvé, bien que deux puits artésiens puissent influencer sur leur débit réciproque, même à grande distance.

La théorie précédente peut encore être attaquée par cette considération qu'il se forme presque toujours, à la base du tube artésien, une vaste poche, une excavation, une sorte de réservoir alimenté par la couche filtrante ; la courbe des niveaux piézométriques diffère donc de celle que nous avons considérée.

En outre, il existe dans les terrains perméables de véritables courants circulant dans des conduites fermées et irrégulières, et il peut

arriver qu'un puits artésien rencontre un courant de ce genre, ce qui modifie profondément les lois de l'écoulement.

Quoi qu'il en soit, la théorie que nous avons donnée n'est pas absolument vérifiée par l'expérience; elle paraît néanmoins vraisemblable, car on peut expliquer par des circonstances particulières les anomalies qu'on rencontre.

En réalité, les praticiens n'ont pas adopté uniquement les petits diamètres; leur tendance est de recourir à des diamètres sans cesse croissants.

Il semble toutefois qu'en opérant ainsi leur principal but est de rendre le travail plus facile et les accidents de tous genres, tels que les ruptures des instruments de sondages, moins pénibles à réparer.

Détermination du niveau piézométrique d'un puits artésien. — Il est facile par une simple construction graphique de déterminer le niveau piézométrique d'un puits artésien.

On coupe le tube artésien à une certaine altitude o (fig. 141), et on trouve expérimentalement un débit q ; on le coupe ensuite à une autre altitude o' , et on trouve un débit q' .

D'après la formule (2) ci-dessus, on doit avoir la relation :

$$\frac{q}{q'} = \frac{H}{H'}$$

On porte sur l'horizontale du point o une longueur mesurant le débit q , et sur l'horizontale du point o' une longueur mesurant le débit q' ; on joint les extrémités q et q' des longueurs horizontales ainsi obtenues, et le point A où la droite qq' rencontre la verticale oo' est au niveau piézométrique cherché.

Ce niveau piézométrique n'est pas exact en général, car le tubage des puits artésiens est toujours très imparfait; une partie de l'eau jaillissante monte entre l'extérieur des tubes et les parois du trou de sonde; elle disparaît dans les couches absorbantes; de même, il existe de nombreuses fuites et solutions de continuité dans la colonne tubulaire, et tout cela se traduit à la surface par une perte quelquefois considérable de débit, ce qui entraîne une réduction proportionnelle dans la valeur trouvée pour H .

La position du point A ne représente donc qu'un minimum du niveau piézométrique. C'est par des considérations géologiques et par

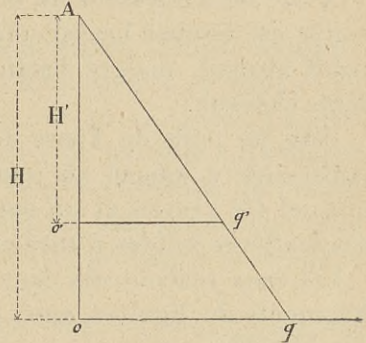


Fig. 141.

l'examen des couches qu'à traversées le sondage qu'on peut déterminer d'une manière approximative le véritable niveau piézométrique.

Il est bon de déterminer de temps en temps la position de ce point A pour voir s'il ne s'abaisse point et si, par conséquent, quelques fuites nouvelles ne se manifestent point dans la colonne tubulaire.

Existence de courants souterrains. — L'existence de courants souterrains quelquefois considérables est mise en évidence par les faits suivants :

A 37^m,50 au-dessous du sol, dans un puits artésien, à La Villette, la sonde est tombée brusquement de 3^m,50, et le niveau d'eau ne s'est point abaissé, malgré l'action d'une machine d'épuisement de quarante chevaux.

Dans un puits de Tours descendu jusqu'aux sables verts, la nappe jaillissante a amené au jour des fragments d'épines et de graines, qui ont été semées et qui ont germé. S'il y avait eu simple filtration, ces matières solides n'auraient pas été entraînées.

Les eaux rencontrées dans les sables verts ramènent toujours des fragments de lignites, ainsi que des fossiles d'un volume quelquefois considérable.

Dans les forages, il y a souvent des chutes brusques de la sonde, et, lorsqu'on la relève, elle apparaît propre et claire, comme si elle avait été lavée dans un courant rapide.

L'existence de ce courant se manifeste du reste jusqu'à la surface par l'agitation et la trépidation que la sonde éprouve.

Constance du débit des puits artésiens. — Les puits artésiens profonds sont remarquables par la constance de leur débit.

Cette constance s'explique si l'on remarque que les puits de ce genre sont alimentés par les eaux pluviales qui s'infiltrent sur une grande étendue de pays; les variations dans les hauteurs de pluie tombées, en admettant qu'elles aillent du simple au double, peuvent s'évaluer au maximum à une hauteur d'eau de 0^m,50; supposez une assise dont le coefficient de perméabilité soit de 0,20, la hauteur de pluie de 0^m,50 représentera une hauteur d'eau de 2^m,50 dans le sol.

La variation de la charge H sera donc au plus de 2^m,50, proportion généralement insignifiante, qui n'influera pas d'une manière sensible sur le débit du puits.

Existence d'une poche à la base des puits artésiens. — Il se forme à la base des puits artésiens une poche qui peut atteindre un volume considérable.

Ainsi, il est sorti environ 1 000 mètres cubes de sable du puits de Grenelle

La formation de cette poche paraît même indispensable, dans certains cas, à la production de la nappe jaillissante : en 1830, on avait exécuté à Saint-Denis un sondage qui devait avoir dépassé le niveau des eaux jaillissantes, néanmoins le liquide ne s'élevait pas. On descendit une pompe à 60 mètres de profondeur et on la fit manœuvrer pour déterminer un appel ; elle amena d'abord une eau très mélangée de sable, puis la proportion de sable diminua et, tout d'un coup, l'eau fit irruption brusque et jaillit à travers les clapets ; l'écoulement n'a pas cessé depuis.

Augmentation du débit des puits à l'aide d'une aspiration par le vide. — Lorsqu'un tube étanche, ouvert en haut et en bas, est descendu dans un terrain aquifère, et qu'on épuise à l'intérieur, le débit dépend surtout de la différence de hauteur qui s'établit entre le niveau de la nappe entourant le tube et le niveau de l'eau à l'intérieur du tube ; pour augmenter le débit, il faut augmenter cette charge, et le meilleur moyen d'y parvenir est de prolonger le forage et de descendre le tube plus profondément.

Cette opération n'est pas toujours possible. Mais on peut obtenir un approfondissement virtuel en fermant l'orifice supérieur du tube et faisant le vide à l'intérieur ; si l'on arrivait au vide parfait, le résultat serait le même que si l'on avait augmenté de 10^m,33 la charge verticale entre les niveaux d'eau externe et interne.

Il peut être utile en certains cas de se ménager ainsi la possibilité d'augmenter la charge artificiellement.

II. — DES PUIITS ET FORAGES

Les puits étaient jadis et sont encore d'un usage général ; ils sont en beaucoup de pays, et surtout dans les villages, à peu près le seul mode d'alimentation en eau potable.

Malheureusement les puits ordinaires, qui prennent les eaux de la première nappe, généralement à une très faible profondeur, sont chargés de toutes les matières organiques, de tous les microbes dont est saturé le sol des agglomérations. S'ils sont peu dangereux dans les campagnes, ils le deviennent forcément avec le temps dans les bourgs et les villes, et leur nocuité s'augmente encore lorsqu'ils coexistent avec une distribution d'eau, parce que leur débit devient intermittent, leurs eaux sont moins renouvelées et se corrompent davantage.

Les résultats d'analyses, que nous avons rapportés au sujet des

puits de Paris, sont un témoignage manifeste du danger que les puits font courir à la santé des villes.

Quand une distribution d'eau salubre est établie quelque part, il faudrait presque que la loi permît d'interdire l'usage des puits pour les besoins domestiques.

Les eaux des puits sont, en général, plus dures et moins aérées que celles des rivières; elles ont cependant un avantage, qui les fait, quelquefois à tort, apprécier du public: c'est leur fraîcheur et leur limpidité qui les rend agréables.

Insalubrité des puits des villes. — Dans son *Traité de l'Assainissement industriel*, M. de Freycinet avait nettement résumé les inconvénients des puits dans les lignes suivantes:

Diverses causes tendent à altérer la qualité des eaux. Premièrement, les matières organiques répandues à la surface du sol, et provenant soit des maisons, soit du mouvement de la rue, s'infiltrent peu à peu dans le sol et même à travers les joints des pavés.

Les eaux pluviales agissent incessamment pour les faire pénétrer davantage et finissent par les amener au contact des nappes souterraines. En second lieu, les égouts, les fosses d'aisances, les fosses à fumier, les puisards et autres dépôts d'ordures, qui sont situés à une certaine profondeur, livrent passage à des infiltrations d'autant plus promptes à s'étendre qu'elles ne rencontrent pas devant elles un sol battu ou empierreé comme à la surface. D'autre part, les cimetières, quand il en existe à proximité des villes, constituent pour les puits un voisinage des plus dangereux; car le terrain où se décomposent les cadavres, constamment remué par l'ensevelissement, est très perméable aux eaux superficielles et leur abandonne des éléments organiques de la pire espèce. Une autre cause très énergique et très générale d'infection réside dans les conduites du gaz de l'éclairage, dont les fuites imprègnent peu à peu le sol de produits fétides et finissent par former une couche noirâtre qui s'étend sous l'emplacement entier des villes. Il est à peu près impossible aujourd'hui que les eaux superficielles pénètrent dans les profondeurs du terrain sans avoir traversé sur quelque point cette couche impure. Enfin, une foule de substances d'origines diverses sont introduites journellement dans le sol, par suite de circonstances qu'il serait trop long d'énumérer. Les villes situées, par exemple, dans le voisinage d'exploitations souterraines sont exposées à ce que les couches sous-jacentes soient envahies par les liquides ou les gaz impurs qui proviennent de ces exploitations. Les opérations industrielles engendrent également de graves phénomènes de corruption.

Sans parler des résidus que les fabriques écoulent incessamment, les réceptacles dans lesquels elles conservent leurs produits et qui consistent fréquemment en citernes ou réservoirs creusés dans la profondeur du sol, donnent lieu à des filtrations plus ou moins étendues.

Dans un autre ordre d'idées, on doit citer deux causes d'altération des eaux, qui tiennent non à la présence de telle ou telle espèce de matière, mais aux conditions inhérentes à l'existence même des villes.

L'une de ces causes est le manque d'oxygène atmosphérique dans l'intérieur du sol. On sait, en effet, que cet oxygène est indispensable à la salubrité des eaux souterraines, soit pour les aérer, soit pour brûler les substances organiques qui ont pénétré dans leur voisinage et qui, faute d'oxygène, engendrent les phénomènes connus de réduction des sulfates avec le dégagement d'hydrogène sulfuré qui en est la conséquence. Or, dans les villes, deux circonstances majeures contribuent à empêcher la pénétration de l'air atmosphérique. D'une part, la plus grande partie de la surface étant bâtie, pavée et empierrée, et en tous cas fortement battue par la circulation, l'air extérieur a évidemment beaucoup moins d'accès dans le sol. D'autre part, le fer détaché des roues de voiture et des fers des chevaux, à cause précisément de sa grande division, s'oxyde avec une extrême facilité et, dès lors, arrête l'oxygène au passage, et en même temps le fer, qui s'est sulfuré au sein de la terre et des eaux non aérées, par suite de la décomposition des sulfates, a également une grande tendance à absorber l'oxygène gazeux, et agit par suite dans le même sens.

La seconde cause d'altération des eaux résulte de l'absence de lumière solaire. Le contact de cet agent exerce, on le sait, une très grande influence sur la combustion lente des substances organiques. C'est ce que prouvent, notamment, la conservation des matières colorantes, quand elles sont mises à l'abri de la lumière, et la destruction de ces mêmes matières, même à l'état solide, quand elles y sont, au contraire, exposées au sein de l'atmosphère. Or, il est évident que la circonstance physique générale qui s'oppose à l'introduction de l'air dans le sol s'oppose également à l'arrivée de la lumière. Il y a plus : c'est que la lumière est interceptée en bon nombre de cas où l'air peut pénétrer. Tel est le cas, par exemple, des caves et des allées de maisons, où le sol n'est point pavé ni dallé ; l'oxygène y trouve toujours quelques facilités pour s'introduire, tandis que les rayons solaires en sont bannis absolument. Il en est de même de beaucoup de hangars et ateliers où le sol est plus ou moins pénétrable à l'air, tandis que la lumière est arrêtée par les objets qui les garnissent.

Des diverses causes d'insalubrité que nous venons d'énumérer, les unes peuvent être combattues avec succès ; les autres, dans l'état présent de nos connaissances, ne le sont qu'imparfaitement ou même ne le sont pas du tout. On n'a, par exemple, aucun moyen d'empêcher les eaux sales circulant à la surface de pénétrer dans le sol, car les modes de pavage ou d'empierrement généralement en usage ne suppriment pas les joints ou fissures. De même, on n'est pas encore parvenu à éviter les fuites de gaz ; à la vérité, on a indiqué des procédés dans ce but ; mais, certains seraient tout à fait inefficaces, et, quant aux autres, les difficultés d'exécution ou le coût de la dépense se sont jusqu'ici opposés à leur adoption. Bref, il existe et il existera vraisemblablement toujours des causes puissantes d'infection qui, dans l'enceinte des cités populeuses, tendront à agir sur les puits. On ne peut donc pas compter sur eux pour une alimentation régulière. Dans les villes mêmes où des circonstances géologiques particulièrement favorables garantissent la pureté des nappes souterraines, les puits n'offrent qu'une ressource insuffisante, car, s'ils fournissent l'eau potable et même celle des usages domestiques, ils ne sauraient donner celle que réclament la propreté de la maison, les opérations industrielles et surtout le service de la voirie. Ainsi, les localités qui ont l'avantage de posséder de bons puits ne sont pas pour cela dispensées de recourir à d'autres eaux.

Mais si le rôle des puits est destiné à s'effacer de plus en plus dans l'alimentation, ils sont, par contre, susceptibles de rendre quelques services comme moyen d'assainissement des villes. Il est évident, en effet, que par l'appel incessant qu'ils font des eaux autour d'eux, ils favorisent, dans les interstices du sol, la circulation et des eaux et de l'air. Tout filet d'eau qui s'écoule est inévitablement remplacé par un filet d'eau égal ou par un pareil volume d'air ; dès lors, il se produit dans le sol un renouvellement qui tend à prévenir la fermentation putride des matières organiques. Ce qui le montre au surplus, c'est que très souvent les puits, dans les premiers temps qui suivent leur creusement, ne donnent pas de bonne eau potable, tandis qu'à la longue cette eau s'améliore et finit par devenir tout à fait salubre : preuve que les matières altérantes situées dans le voisinage du puits ont été graduellement détruites ou entraînées par suite du renouvellement de l'eau. Nous remarquons, en ce qui concerne les puits, que leur efficacité est subordonnée à deux conditions principales. La première, c'est que l'eau soit extraite du puits fréquemment, sans quoi le renouvellement n'est pas assez sensible ; en d'autres termes, le puits doit être en service régulier comme moyen alimentaire. En second lieu, la nappe d'approvisionnement doit être en relation avec la surface,

soit par l'intermédiaire de fissures ou d'interstices, soit par suite de la perméabilité des roches ; car, si le déplacement de l'eau s'exerce dans une région indépendante des couches superficielles, les phénomènes d'assainissement pourront bien, à la vérité, s'exercer au profit du puits considéré comme moyen d'alimentation, mais non au profit du sol même, qui supporte les maisons. Malheureusement cette seconde condition est bien souvent incompatible avec celles qui font la bonne qualité des eaux ; en sorte qu'on ne peut pas espérer de grands services, pour la salubrité, précisément des puits dont on use le plus pour les besoins domestiques. Les puits appelés à agir sur la salubrité du sol sont donc surtout ceux qu'on affecte à l'arrosage des jardins et à des opérations industrielles, car ceux-là peuvent être en service fréquent, tout en ne fournissant pas de très bonne eau potable. Mais, il faut bien le reconnaître, le rôle de plus en plus effacé des puits dans l'approvisionnement des villes tend par là même à diminuer beaucoup leur influence sur l'assainissement. Ce n'est guère que dans les petites localités qu'ils pourront continuer à garder de l'importance. »

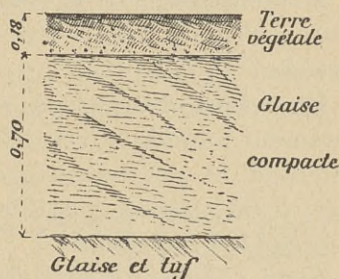


Fig. 142.

PUITS ORDINAIRES DE FAIBLE PROFONDEUR

En certains pays et dans les vallées en général, sauf dans les vallées sèches, les puits ont à peine quelques mètres de profondeur, et une pompe aspirante et foulante, placée au-dessus du sol, suffit pour en tirer l'eau, ce qui prouve que l'aspiration totale ne dépasse pas $10^{\text{m}},33$ en théorie et 7 ou 8 mètres dans la pratique.

Les régions où il est absolument impossible de creuser un puits ordinaire sont rares ; certaines formations argileuses sont cependant dans ce cas. Voici, par exemple, un terrain de Sologne, de qualité relativement bonne, qui comporte $0^{\text{m}},18$ de terre végétale placée sur $0^{\text{m}},70$ de glaise compacte, reposant sur une autre glaise mêlée de tuf ; pour avoir de l'eau sur un sol de cette espèce il ne faut guère songer aux puits, à moins de trouver une poche sablonneuse ; les mares sont indiquées et, mieux encore, les drainages. Le collecteur d'un drainage un peu étendu constitue une véritable source artificielle et peut alimenter un puits ou une citerne ; on sait, en effet, que les tuyaux de drainage assèchent

et fendillent l'argile même et appellent à eux toute l'eau qui les entoure à droite et à gauche sur une certaine zone; un drainage recueille ainsi 20 à 25 0/0 de la pluie tombée sur les champs. Dans les argiles pures l'action des tuyaux posés à 1 mètre ou 1^m,20 de profondeur s'étend moins loin que dans les sols argilo-sableux; l'écartement des lignes peut donc varier suivant les cas de 12 à 24 mètres.

Malheureusement le débit des drainages est minimum pendant la saison chaude, c'est-à-dire à l'époque où les besoins sont les plus grands.

En dehors des pays à surface argilo-sableuse, dont le sol constamment humide et refroidi est impropre à la végétation, insalubre et infécond, et qui sont ravagés par les fièvres tant qu'on ne les assainit pas, il est souvent possible de trouver une première nappe d'eau à une faible profondeur.

Cette première nappe d'eau est fréquemment *dangerouse*, car elle recueille les infiltrations et les impuretés superficielles.

Puits des Landes. — Ainsi dans les Landes on buvait autrefois l'eau de la couche sableuse superficielle, superposée à l'*alios*, assise absolument imperméable; on creusait un trou dans le sable et on en faisait un puits ou une fontaine, donnant une eau froide en hiver, chaude en été, chargée en tout temps de toute espèce de détritius et funeste à la santé. Mais, en descendant à une dizaine de mètres de profondeur des puits en maçonnerie qui percent la couche argileuse de l'*alios* et dans lesquels on ne laisse point pénétrer la première nappe superficielle, on arrive à une nappe dont l'eau, filtrée par son voyage souterrain, est salubre et de température constante; elle imprègne un beau sable blanc.

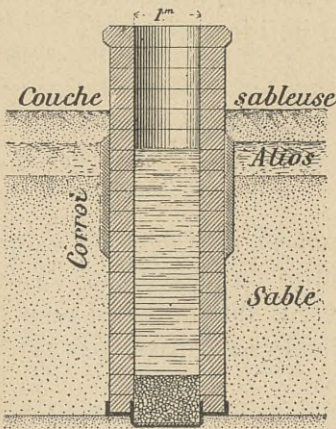


Fig. 143.

Ces puits imaginés par Chambrelent, et qu'on peut établir pour 500 francs, ont été descendus sur un rouet en fonte; ils ont 1 mètre de diamètre sur 0^m,30 d'épaisseur, et la maçonnerie est construite progressivement sur le rouet qui est armé d'un couteau annulaire vertical. L'enfoncement est obtenu par la surcharge de la maçonnerie; le sable est aspiré par épuisement ou dragué à sec par un homme placé au fond de la colonne. Celle-ci parvenue à la profondeur voulue,

on a rempli le fond avec des pierrailles, et l'eau est remontée librement à l'intérieur.

Les anciens *puits de la Dombes*, sans profondeur, étaient une des causes principales de mortalité ; on les a remplacés par des puits profonds, et on a réalisé de la sorte une grande amélioration ; la dépense par puits nouveau a été de 1 800 à 2 000 francs, et l'Etat a accordé aux communes une subvention égale aux $\frac{3}{4}$ de la dépense.

Puits de Beauvais. — Le sol de la vallée du Thérain à Beauvais comprend une couche de terre végétale surmontant une formation tourbeuse imparfaite, le tout perméable ; au dessous vient une assise d'argile, puis un mélange de gravier et de silex surmontant la craie et séparé d'elle par un feuillet assez compact. Les puits A qui descendent dans la formation tourbeuse recueillent le produit des eaux superficielles, elles sont souillées et dangereuses ; les puits B qui traversent l'argile et qui sont étanches au passage des couches supérieures trouvent dans le gravier une nappe puissante, légèrement artésienne, qui est alimentée par les versants crayeux du bassin. Deux puits voisins peuvent donc fournir des eaux très dissemblables de composition.

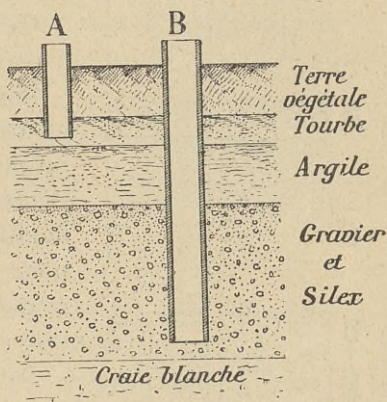


Fig. 144.

Puits de la vallée de la Seine. — Voici maintenant une coupe de la rive gauche de la Seine :

- A, sable très fin, impur, mélangé de limon, alluvion moderne.
- B, argile et sable avec coquilles.
- C, argile tourbeuse.
- D, tourbe très coquillière.
- E, argile tourbeuse.
- F, gravier avec argile bleuâtre.
- G, gravier, probablement gravier du grand lit du fleuve à l'âge de pierre (d'après Belgrand).

Il est clair qu'un puits de 4 mètres de profondeur donnera de l'eau en plus ou moins grande abondance, mais cette eau sera exposée à subir toutes les causes d'impureté superficielles. Au contraire, un

puits d'une dizaine de mètres livrera une eau moins suspecte, mais qui pourra cependant différer complètement de composition chimique avec la première.

Ailleurs les puits pénètrent dans les nappes sablonneuses, qui présentent comme richesse aquifère de grandes variations; ces nappes se relèvent en général lorsqu'on s'éloigne des thalwegs, et finissent par se trouver au-dessus du niveau des eaux de la rivière; elles ne proviennent donc pas toujours des infiltrations de la rivière, comme on serait porté à le croire.

C'est une question sur laquelle nous aurons à revenir.

Dans la *plupart des grandes villes anciennes* on trouve la *nappe des puits*, c'est-à-dire la première nappe qui se rencontre quand on creuse le sol, à une faible profondeur; cette facilité de se procurer de l'eau a été en effet pour les premiers habitants une cause déterminante du choix de l'emplacement et ensuite une cause de développement.

Daubrée cite plusieurs exemples de ces nappes :

A *Strasbourg*, la nappe des puits occupe une largeur de plus de 20 kilomètres dans la vallée, avec une hauteur de plus de 40 mètres; on voit quel volume liquide cela représente, quand on considère que du

gros gravier offre jusqu'à 35 0/0 de vide, et le gros sable graveleux 15 0/0. En certains points de la vallée cette nappe puissante s'épanche et forme des sources, mais le plus souvent elle conserve un cours souterrain et parfois transporte à de longues distances des impuretés en suspension, ou des substances minérales qu'elle a dissoutes.

A *Bruxelles*, l'ancienne ville comptait des milliers de puits descendant jusqu'à 34 mètres dans une nappe surmontant l'argile compacte éocène, nappe dont le niveau supérieur se relève à mesure que l'on s'éloigne du thalweg de la Senne, et elle passe de la cote 14 dans la vallée à la cote 46 au jardin géologique de Maëlbeck dont elle alimente l'étang.

A *Munich*, à *Leipzig*, à *Vienne*, la situation est la même.

Londres et ses environs reposent sur un lit de gravier de 3 à 6 mètres

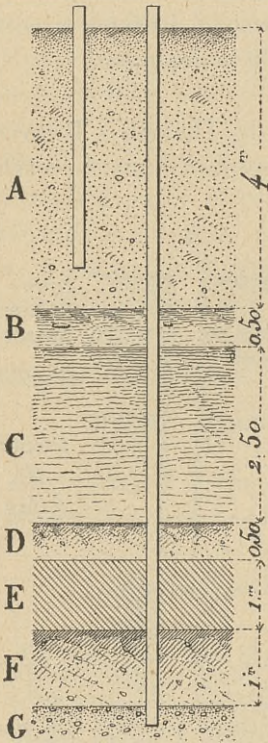


Fig. 143.

d'épaisseur surmontant une épaisse couche d'argile ; il en résulte une nappe d'eau très puissante et peu profonde, se prêtant facilement à l'établissement de puits ; c'est sur cette nappe seulement que s'est développée la ville et ses faubourgs jusqu'au jour où les distributions d'eau ont pris naissance.

Oxford est bâtie entre deux vallées sur un massif de gravier de 4 à 8 mètres d'épaisseur surmontant une argile puissante ; chaque maison a un puits qui peut lui donner de l'eau en abondance.

Au pied des Alpes, sur la rive gauche de la vallée du Pô, on trouve dans des graviers d'alluvion, dont les couches alternent avec les argiles, des eaux abondantes, venant de la montagne ; échauffées par leur voyage souterrain, elles conservent en hiver une température de 9° à

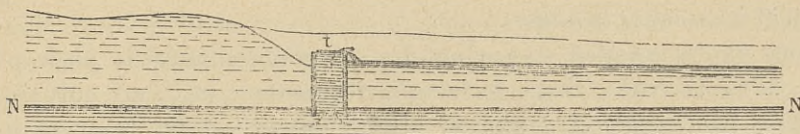


Fig. 146.

12° et sont précieuses pour les irrigations. On les recueille dans des *fontanili*, qui consistent en un tonneau légèrement évasé de 1 mètre de diamètre et 2 à 3 mètres de profondeur, enfoncé dans le sol par sa grande base ; l'eau de la nappe remonte à l'intérieur et s'épanche en une source parfois puissante ; il y a en Lombardie beaucoup de ces *fontanili* qui donnent un débit total de 120 mètres cubes à la seconde.

Les *dunes*, comme les landes, emmagasinent les eaux pluviales qui y forment une nappe d'eau douce s'avancant parfois jusque sous la mer ; les grandes villes de la Hollande s'alimentent dans cette nappe.

PUIITS ORDINAIRES DE GRANDE PROFONDEUR

Si dans les villes anciennes, ainsi que dans les campagnes les plus peuplées, à habitations éparpillées, on trouve d'ordinaire la première nappe souterraine à une faible profondeur, ce qui facilite singulièrement l'établissement des puits, il n'en est pas de même dans toutes les formations géologiques.

Dans les pays profondément perméables, comme ceux de la craie, il faut aller chercher la première nappe parfois à 100 mètres et plus, et encore est-elle soumise à de grandes variations.

Cette première nappe, que nous appelons d'ordinaire *nappe des puits*,

s'appelle *grundwasser* en allemand, *groundwater* en anglais ; Daubrée avait proposé avec raison de lui donner le nom d'eau *phréatique* (du grec *φρεασις*, puits) ; la création d'une langue scientifique universelle serait, en effet, bien utile, mais elle ne semble pas devoir aboutir.

Quoi qu'il en soit, l'existence de la nappe phréatique des terrains profondément perméables est due à la même cause que la formation des sources, et généralement cette nappe, animée d'un mouvement souterrain, finit par s'épancher au dehors tantôt par des sources condensées, tantôt par des suintements continus sur les berges ou dans le lit des rivières.

Quelquefois cependant la nappe paraît maintenue dans un bassin, dans une immense cuvette souterraine, et il a fallu dans certaines houillères des épuisements immenses pour parvenir à abaisser le plan d'eau et à assécher la mine.

Nous avons montré, en parlant des sources, comment la pluie pénètre dans la craie, dans le terrain néocomien, etc., en suivant les diverses lithoclasses et comment elle y constituait des réserves où les puits forés peuvent aller la chercher en abondance.

C'est ainsi qu'à *Venise* des forages de 60 à 100 mètres de profondeur ont fourni de l'eau douce à cette ville bâtie sur des lagunes maritimes.

Les plateaux crétacés de la Champagne, les plateaux du calcaire lacustre de Beauce sont absolument secs, et l'eau d'alimentation vient de puits très profonds, dont la nappe éprouve des variations annuelles et des variations à plus longue période, suivant les saisons et suivant l'humidité relative des années ou groupes d'années qui se suivent.

Les inégalités que l'on rencontre dans l'allure de ces nappes souterraines profondes sont considérables et tiennent à l'allure même des assises qui supportent les masses perméables, à leur direction, à leurs replis, à leurs vallées, etc. On ne peut donc presque jamais entreprendre un forage à coup sûr ; les prévisions seules sont possibles, il est vrai qu'elles deviennent de jour en jour plus faciles, à mesure qu'augmente le nombre des forages exécutés et que diminuent les difficultés et les frais d'exécution.

Cette remarque s'applique, du reste, aux forages artésiens, comme aux forages ordinaires.

OBSERVATIONS SUR QUELQUES PUIITS ARTÉSIENS

Nous avons exposé précédemment la théorie des puits artésiens. Ils ont pour but de mettre en communication avec la surface du sol une

nappe emprisonnée sous une assise imperméable et prenant naissance à une altitude assez élevée pour que sa pression, à l'aplomb du forage, ou son niveau piézométrique soient tels que l'eau puisse, en s'élevant, dépasser le sol.

La pratique des puits artésiens est fort ancienne; elle était connue dès le ^{xix}^e siècle dans les pays houillers de l'Artois qui lui a donné son nom.

Dans beaucoup de forages on arrive à un résultat mixte, c'est-à-dire que les eaux s'élèvent plus ou moins dans le tube sans monter jusqu'à l'orifice; pour que cet effet se produise il suffit que le tube pénètre dans un courant souterrain, la force vive des eaux se transforme en un certain mouvement ascensionnel.

Mais les puits véritablement artésiens sont assez rares; si on connaissait exactement la constitution géologique du sous-sol et l'allure des assises, on pourrait indiquer par avance la profondeur des nappes artésiennes; malheureusement, si la science a fait de sérieux progrès dans ce sens, elle n'en est encore qu'aux hypothèses; ce sont les forages eux-mêmes qui la renseignent; il en résulte un cercle vicieux appelé à disparaître avec le temps.

Puits artésiens de Paris. — Paris est, comme nous le savons, au centre d'une cuvette géologique, dont les bords remontent vers l'Est au-delà de la Champagne. Un forage vertical doit vraisemblablement rencontrer plusieurs nappes jaillissantes; en effet, on rencontre une première nappe dans la formation de l'argile plastique: elle donne une eau artésienne à Saint-Denis, mais elle perd sa puissance ascensionnelle à Paris, car elle affleure dans le lit de la Seine.

Cette nappe artésienne de l'argile plastique est captée, de l'autre côté de Paris, par des puits artésiens tels que ceux de Trappes et de Cernay-la-Ville (Seine-et-Oise). La figure 147 donne la coupe A du puits artésien de Cernay-la-Ville, dont la profondeur est d'environ 120 mètres, et nous avons placé à côté la coupe B du même terrain telle qu'elle se présente à la porte même de Paris, à Meudon, dans une direction perpendiculaire à la vallée de la Seine (*fig.* 148). Ce rap-

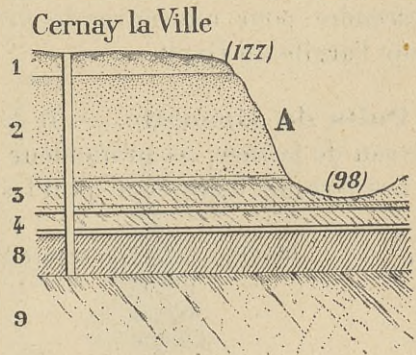


Fig. 147.

prochement est intéressant, parce qu'il montre comment telle assise qui donne un niveau de sources en un point peut donner ailleurs une nappe artésienne. La coupe B va du rond-point du bois de Meudon à l'île de Billancourt ; on voit sur le coteau deux niveaux de sources possibles, l'un sous les sables de Fontainebleau, l'autre sous le calcaire grossier. Voici la désignation des diverses assises rencontrées :

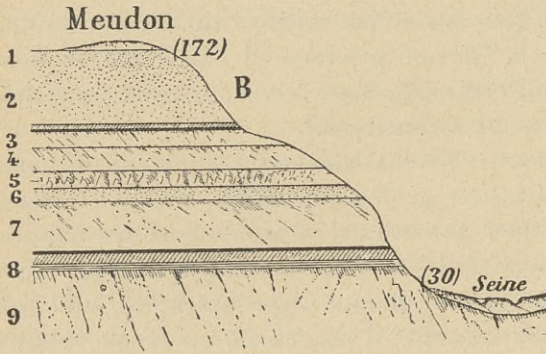


Fig. 148.

1. Calcaire lacustre de Beauce ;
2. Grès de Fontainebleau avec marnes à la base ;
3. Marne supérieure au gypse ;
4. Gypse et marnes gypseuses ;
5. Calcaire de Saint-Ouen ;
6. Sables de Beauchamps ;
7. Calcaire grossier ;
8. Argile plastique ;
9. Craie à ananchytes ovata.

A Cernay le calcaire de Saint-Ouen et le sable de Beauchamps

manquent, et le calcaire grossier est réduit à fort peu de chose ; inversement, l'argile plastique est beaucoup moins importante à Meudon.

L'affleurement de l'argile plastique au Bas-Meudon montre bien qu'on ne pouvait compter sur elle pour des puits artésiens à Paris.

C'est en effet au-dessous de la craie, dans les grès verts, qu'il faut descendre pour rencontrer la vraie nappe artésienne, emprisonnée sous l'argile du Gault.

Puits de Grenelle. — Il débouche à 37 mètres au-dessus du niveau de la mer. Sa profondeur est de 549 mètres.

Les terrains d'alluvion qu'il traverse d'abord ont 9^m,05 d'épaisseur :

Jusqu'à	40 ^m ,50	on trouve le sable et l'argile plastique.
—	40 ^m ,63	— des nodules calcaires.
—	41 ^m ,54	— la craie calcaire.
—	336 ^m ,78	— la craie grise.
—	503 ^m ,00	— le gault.
—	543 ^m ,00	— sables verts.

Le puits pénètre à 4 mètres de profondeur dans les sables verts.

L'argile verte du gault, qui représente le couvercle imperméable du réservoir souterrain, affleure dans toutes les directions autour de Paris ; on la trouve dans le voisinage des villes de Calais, Valen-

ciennes, Sainte-Menehould, Auxerre, Châtellerault, La Flèche, Nogent-le-Rotrou, Lisieux et Honfleur.

La ligne d'affleurement a plus de 300 kilomètres de développement; elle est coupée par les grandes vallées, et son altitude varie de 100 à

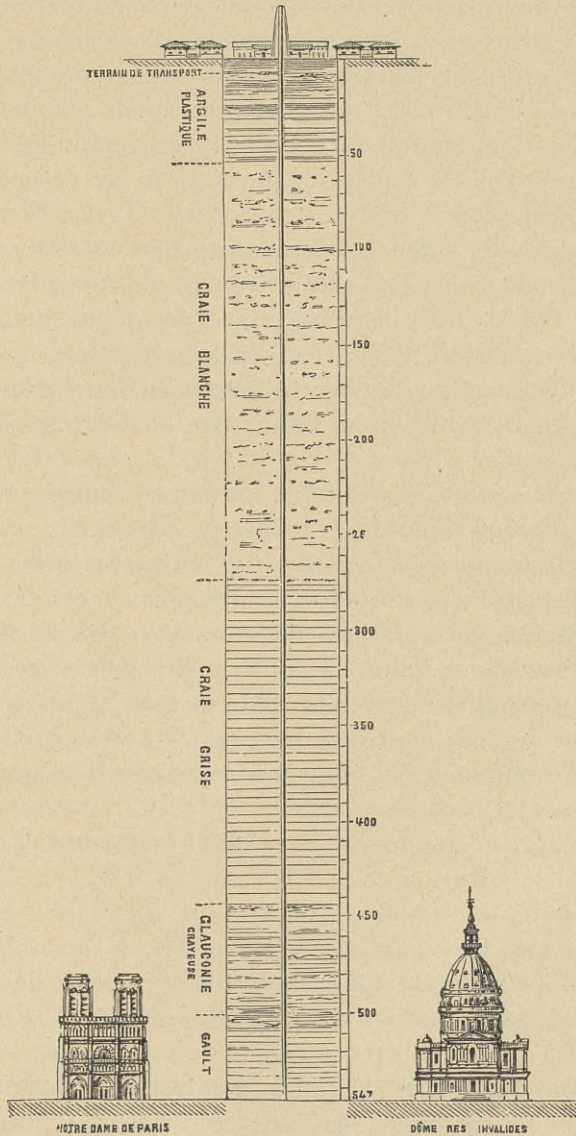


Fig. 149.

200 mètres au-dessus du niveau de la mer; aux environs de Troyes, elle se trouve à 135 ou 140 mètres d'altitude. La largeur de la couche absorbante varie de 15 à 40 kilomètres:

Le forage du puits de Grenelle a été exécuté par M. Mulot; cette

opération commença le 28 décembre 1833, et l'eau jaillissante apparut le 26 février 1841 ; le travail ne fut terminé que le 20 juillet 1852.

Bien des contretemps et des accidents habilement surmontés entravèrent l'exécution du travail.

A 115 mètres de profondeur, les tiges de sonde se rompèrent et, pour les dégager, il fallut exécuter un second sondage à côté du premier.

Le tubage définitif devait être exécuté en tuyaux de cuivre de 0^m,03 d'épaisseur et de 0^m,17 à 0^m,24 de diamètre ; mais on s'aperçut qu'ils s'écrasaient sous la pression de l'eau extérieure ; ils se crevèrent, et l'eau, se perdant dans les couches perméables, n'arrivait plus jusqu'au sol.

Il fallut déchirer et enlever par morceaux les tubes écrasés, et une Commission décida qu'on poserait un tubage en tôle galvanisée.

Mais, dans l'intervalle, il s'était opéré des mouvements dans les assises traversées, le forage avait perdu sa verticalité, et il fallut percer l'ancien tube pour poursuivre le forage en ligne droite, avec des tubes en tôle de 5 millimètres d'épaisseur et de 0^m,12 de diamètre intérieur.

La sonde vint à casser, et, en 1851, on dut en enlever les morceaux en même temps qu'on remonta le tubage précédent.

En somme, le tuyau d'aspiration a un diamètre très variable, qui n'est que de 0^m,17 sur les 129 derniers mètres.

Encore, comme la partie la plus basse tendait sans cesse à se déverser, on dut l'enraciner dans les couches inférieures résistantes au moyen d'un pieu en fer descendu dans le tube ; l'eau n'arriva plus dans ce dernier que par les trous dont est percée la surface latérale, et la section d'écoulement se trouva réduite par la section quadrangulaire du pieu.

Néanmoins, après cette opération le débit augmenta plutôt qu'il ne diminua.

Le débit du puits de Grenelle était, en 1861, de 10 litres par seconde ; lorsque le puits de Passy donna ses eaux le 25 septembre 1861, le débit du puits de Grenelle tomba à 7 litres par seconde, ce qui se conçoit, car les deux puits sont en partie alimentés par la même couche.

Le niveau piézométrique du puits de Grenelle a été calculé par M. Mary, suivant la méthode indiquée plus haut, au moyen d'expériences sur le débit à diverses hauteurs.

Ce niveau se trouve à 128^m,40 au-dessus du niveau de la mer.

Puissance des sables verts. — Les sables verts ont un développement de 300 kilomètres, avec une largeur moyenne d'au moins 20 kilomètres.

En admettant qu'ils soient partout également perméables, et qu'ils absorbent 0^m,25 de hauteur d'eau pluviale par an, ils pourraient alimenter près de 500 puits artésiens donnant un débit de 10 litres à la seconde, analogue au débit du puits de Passy.

Seulement lorsque ces puits sont voisins et même à quelques kilomètres les uns des autres, ils se nuisent parce qu'ils exercent leur appel d'eau dans la même région de la couche filtrante, qui, semblable au filtre ordinaire de nos fontaines, ne peut donner que la quantité d'eau compatible avec sa surface et sa porosité.

Puits de Passy. — Au puits de Passy, dont la profondeur est de 586^m,50, on a rencontré l'argile du gault à 523^m,60 et à 577 les sables de la première nappe dans laquelle débouche le puits artésien de Grenelle ; le forage fut poussé plus profondément ; à 579^m,50, on trouva une nouvelle couche d'argile qui fut percée, ce qui permit de rencontrer à 586^m,50 une seconde couche de sable.

A Passy, l'eau fut rencontrée la première fois à 577^m,50 ; mais, après quelques oscillations, elle s'arrêta à quelques mètres au-dessous du sol ; on avait rencontré la nappe de Grenelle, qui se serait élevée à la même hauteur s'il n'avait pas existé quelque fuite dans le cuvelage.

Jusqu'à la profondeur de 550 mètres, on avait adopté, au puits de Passy, un cuvelage en bois de 0^m,80 de diamètre intérieur ; les douves, soumises à la base à une énorme pression ont dû certainement se disjoindre peu à peu et laisser perdre, dans les assises perméables rencontrées, de grands volumes d'eau ; c'est en effet ce qu'indique la décroissance successive remarquée dans le débit.

On allongea le cuvelage en bois par un tube en tôle de 0^m,70 de diamètre intérieur et de 0^m,02 d'épaisseur ; le tube en tôle fut arrêté dans la dernière couche d'argile ; néanmoins, on continua le forage jusqu'à 586^m,50, où l'on rencontra la nouvelle couche de sable aquifère.

L'eau jaillit le 24 septembre 1861, à midi ; le débit, qui atteignit d'abord 289 litres à la seconde, tomba le 28 septembre à 254 litres, le 1^{er} octobre à 232 litres, à la fin d'octobre à 194 litres, et en novembre à 95 litres. — La dépense a été de 1 064 000 francs.

M. Kind, le sondeur allemand qui avait entrepris le puits de Passy, s'était engagé à donner un débit de 14 000 mètres cubes en 24 heures. Il comptait que le débit augmenterait rapidement avec le diamètre, et, prenant comme base le produit du puits de Grenelle, il trouvait qu'un forage de 0^m,60 de diamètre pourrait donner jusqu'à 60 000 mètres cubes à l'heure. Son engagement lui laissait donc une grande marge.

Il a réussi à donner le volume d'eau qu'il avait promis ; mais le

succès ne tient probablement pas à la grandeur du diamètre, il tient à ce que le forage a été poussé plus profondément qu'à Grenelle et qu'on est allé chercher une couche plus jaillissante, plus puissante.

Ce qui prouve le bien-fondé de l'explication précédente, c'est qu'à Elbeuf M. Mulot a exécuté plusieurs puits artésiens allant jusqu'aux sables verts ; il a rencontré trois nappes jaillissantes ; la première, à laquelle semble correspondre le puits de Grenelle, a toujours été la plus faible.

L'eau qu'on trouve dans le puits de Passy provient des bords de la cuvette du bassin parisien ; elle se trouve dans la formation des grès verts dont on voit les affleurements par exemple dans la haute vallée de l'Oise, à Etréampont, à 126 mètres d'altitude, et plus haut jusqu'à 173 mètres à Watigny. Au puits artésien, foré par M. Godin à Guise (altitude du sol, 127 mètres ; tubage de 0^m,26 donnant 216 mètres cubes par 24 heures), le déversement se fait au niveau du sol, et la nappe d'eau se trouve à 23^m,50 au-dessous du niveau de la mer.

Le puits artésien de Montreuil-sous-Laon, débouchant à l'altitude 103 mètres, a trouvé les sables verts à 238 mètres au-dessous du niveau de la mer.

Les affleurements dans le lit de l'Oise, à Etréampont, correspondent sensiblement au niveau piézométrique des eaux dans les puits artésiens de Paris.

Puits de la Butte-aux-Cailles et de la place Hébert, à Paris. — La ville de Paris, après le succès obtenu par le forage de Passy, décida la construction de deux nouveaux puits, l'un vers le Panthéon, l'autre vers la place du Trône.

Comme ils devaient plonger dans la même nappe que le puits de Passy, on chercha à éloigner le plus possible les trois forages, et on les plaça au sommet d'un triangle équilatéral. L'un des nouveaux puits se trouvait à La Chapelle, place Hébert, et l'autre à la Butte-aux-Cailles, près de la barrière Fontainebleau. On se décida ensuite à les pousser jusqu'au terrain jurassique, afin de ne point affaiblir les puits de Passy et de Grenelle.

Ce qui caractérise les nouveaux puits, c'est l'adoption des grands diamètres, dont nous avons dit plus haut les avantages ; la figure ci-jointe représente le grand trépan de 0^m,70 de diamètre dont s'est servi M. Saint-Just-Dru :

Il comprend quatre lames indépendantes, solidement ajustées sur la base de la sonde et faciles à monter comme à démonter. Cet outil, en retombant, agit par percussion sur la roche et la broye ; à chaque coup, le trépan tourne d'un certain angle, afin de creuser un trou

cylindrique. Les détritits sont enlevés de temps en temps avec une cuiller cylindrique à soupape.

A la Butte-aux-Cailles, on a descendu un grand puits ordinaire à la profondeur de 80 mètres environ, et M. Dru a commencé le forage au diamètre de 1^m,20.

A la place Hébert, le puits ordinaire n'a pu atteindre que 34^m,40, et le sondage fut entrepris alors par MM. Degousée et Ch. Laurent, au diamètre de 1^m,60.

On descendit dans le sondage une première colonne de 1^m,58 de diamètre intérieur et de 1^m,63 de diamètre extérieur, puis une autre de 1^m,39 de diamètre intérieur et de 1^m,44 de diamètre extérieur. Le trépan de MM. Degousée et Laurent est circulaire et pèse 4 800 kilogrammes. Sa forme circulaire assure la régularité du trou, sa position toujours verticale en cas d'accident et, dès lors, quelque facilité pour le retrait, sa tête ne pouvant jamais aller se loger dans les parois. Il attaque le fond en plein au moyen d'une lame transversale qui réunit deux des branches. Dans le cas où on voudrait découper un échantillon du terrain en colonne, il suffit de supprimer la lame transversale et de lui substituer deux des lames ordinaires.

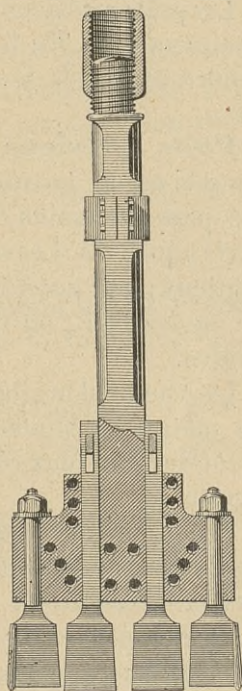


Fig. 450.

Ces deux puits n'ont pas été achevés ; celui de la Butte-aux-Cailles s'est arrêté à 532 mètres, et l'autre à 677 mètres ; pour ce dernier la dépense a dépassé 1 600 000 francs.

L'eau du puits de Passy, comme celle de Grenelle, a les qualités suivantes : légère odeur sulfureuse qui disparaît assez vite à l'air ; peu agréable à boire, parce qu'elle renferme en suspension des parcelles argileuses impalpables et n'est pas aérée ; marque 9 à 10° à l'hydrotimètre ; température, environ 27° ; elle reprend rapidement à l'air l'oxygène qui lui manque.

Belgrand a fait remarquer que le prix de revient de l'eau du puits de Passy, en comptant un débit journalier de 16 700 mètres cubes, était le plus faible de Paris ; il est en effet de 0^f,0066 le mètre cube à l'altitude 53 mètres, tandis que l'eau de Seine élevée à 82 mètres par les machines d'Austerlitz revient à 0^f,044 ; l'eau de la Dhuis rendue à l'altitude 108 mètres, à 0^f,13 ; et l'eau de la Vanne à l'altitude 70 mètres, à 0,06. Il faut remarquer cependant que, lorsqu'on a remonté de

20 mètres le point d'émergence du puits de Passy, le débit est tombé à 8 200 mètres cubes; il faut donc doubler le prix de revient et le porter à 0^f,023, pour de l'eau arrivant à l'altitude 73.

Si on voulait la faire aller plus haut, le débit ne tarderait pas à s'annuler.

Les puits artésiens ne peuvent donc constituer qu'un mode auxiliaire d'alimentation. En hiver la température élevée de leurs eaux pourrait rendre de grands services.

Puits artésiens de Tours. — Les puits de Tours sont tous forés dans le même terrain; leur profondeur ne varie que parce qu'ils ont été plus ou moins descendus dans la couche d'argile, grès et sables verts aquifères. Les sables verts supérieurs sont toujours plus ou moins argileux; leur pureté, et par suite leur perméabilité, augmente à mesure qu'on descend; on rencontre donc des nappes de plus en plus abondantes.

La couche d'argile, grès et sables verts, a été explorée sur 60 à 80 mètres de hauteur; les eaux sortent d'un sable coquillier renfermant de nombreux rognons de grès vert et une assez grande quantité de lignite.

Les premières sources se trouvaient quand on avait dépassé les argiles et les grès verts de 5 à 10 mètres; ces sources, qui n'arrivaient qu'à la surface du sol, donnaient un débit de 2 à 3 litres à la minute; à 15 ou 20 mètres plus bas, on trouvait des sources jaillissantes donnant 400 à 600 litres à la minute au niveau du sol; enfin, lorsqu'on s'était engagé de 60 à 80 mètres dans le groupe des terrains, on a obtenu jusqu'à 3 000 litres d'eau à la minute au niveau du sol.

L'eau des puits de Tours est très convenable pour les usages domestiques; elle a une légère odeur sulfureuse et abandonne un dépôt rougeâtre; elle renferme en effet un peu de barégine. Sa température est de 17 à 18°.

A mesure que le nombre des puits a augmenté, la mobilité de la couche aquifère a augmenté, il s'y est formé de nombreuses cavités, et on a dû prendre des précautions pour maintenir le tubage.

Les sables verts, qui alimentent les puits de Tours, affleurent dans le lit de la Loire du côté de Cosne, dans le lit du Cher près de Vierzon, dans les marais de la Brenne, dans les lits de l'Indre, de la Creuse, de la Vienne et de leurs affluents.

A mesure que le nombre des puits a augmenté, le débit de chacun d'eux a diminué.

Le ravinement de la bonne couche aquifère par les puits profonds détermine des éboulements des couches supérieures plus ou moins

argileuses ; il en résulte quelquefois une diminution momentanée du débit d'un puits ; une eau boueuse et chargée vient au jour.

A mesure aussi que le nombre des puits forés s'est accru, le niveau piézométrique de chacun d'eux s'est abaissé.

Cela montre la dépendance réciproque de tous ces puits qui s'alimentent à la même nappe. Cette dépendance est vérifiée par d'autres faits :

Un jour, le débit d'un puits augmente de moitié sans cause apparente ; on apprit que le puits voisin venait de s'arrêter, obstrué par le sable ; lorsque celui-ci fut débouché, le premier retrouva son ancien écoulement.

La profondeur des puits artésiens de la ville de Tours varie de 120 à 170 mètres.

Puits de Rochefort. — MM. Degouée et Laurent ont été chargés, en 1861, de l'exécution d'un forage à l'hôpital de la Marine de Rochefort.

On comptait trouver une nappe jaillissante à 200 mètres ; il n'en fut rien, et, sans se décourager, on poussa toujours plus avant, jusqu'à 857^m,78.

A la cote 816^m,30, on avait rencontré une nappe jaillissante donnant au niveau du sol 150 litres d'eau par minute à la température de 42°.

Les terrains traversés sont :

1° Le terrain crétacé inférieur.	
2° Les terrains oolithique et jurassique de...	49 ^m ,33 à 765 ^m ,54
3° Le terrain triasique de.....	765 ^m ,54 à 852 ^m ,33
4° Un calcaire bitumineux de.....	852 ^m ,33 à 854 ^m ,48
5° Un grès très dur de.....	854 ^m ,48 à 857 ^m ,78

Trois colonnes de tubes en tôle ont été descendues pour maintenir les terrains éboulants et séparer le courant ascendant des couches perméables qui, malheureusement, ont paru à l'origine absorber une grande partie du débit :

La 1 ^{re} colonne de 310 millimètres de diamètre intérieur va du sol à	49 ^m ,33
La 2 ^e — 260 — — — — —	va jusqu'à 188 ^m ,66
La 3 ^e — 210 — — — — —	— 739 ^m ,26

La partie inférieure a été terminée sans tubage de garantie.

Il a fallu cinq années d'un travail constant pour atteindre l'eau jaillissante à la profondeur de 816^m,30.

L'eau jaillissante du puits de Rochefort a un débit de 2 litres à la

seconde; sa température est de 40 à 44°; elle contient en dissolution des sulfates et des chlorures qui lui donnent une grande analogie avec les eaux minérales et thermales de Wiesbaden.

Le plus grand inconvénient à surmonter est l'infiltration du courant ascendant à travers les assises perméables des terrains supérieurs. Pour écarter cet inconvénient, les constructeurs ont proposé d'introduire dans le sondage une nouvelle colonne d'ascension, construite de manière à empêcher les eaux de remonter par l'espace annulaire resté libre entre le premier tubage et les parois du forage.

Puits artésiens de la vallée du Thérain (Oise). — Les puits artésiens que nous venons de décrire ont de grandes profondeurs; mais on trouve assez souvent des nappes artésiennes dans les vallées à de faibles profondeurs. Ainsi dans la vallée du Thérain, affluent de l'Oise, à l'aval de Beauvais, lorsqu'on pratique un forage dans les couches tourbeuses et alluvionnaires qui remplissent le fond de la vallée, on obtient un courant ascendant qui s'élève à quelques mètres au-dessus du sol. La profondeur de quelques-uns des forages ne dépasse pas une vingtaine de mètres. Des résultats analogues se rencontrent dans certaines vallées secondaires. La géologie permet de les soupçonner, mais non de les prédire à coup sûr.

Eaux brunes, eaux salées de certains puits artésiens. — Dans un puits artésien de Ninove (Belgique), de 61 mètres de profondeur, atteignant le silurien, on avait ramené, lors du forage, beaucoup de terre noire; l'eau jaillissante, avec une force ascensionnelle assez grande pour amener des cailloux, était brune et renfermait 0^{gr},244 de matières organiques par litre (A. Rutot).

Ces eaux brunes sont fréquentes et paraissent dues à l'acide apocrénique provenant d'une décomposition végétale; elles ne sont pas rares dans les formations tourbeuses.

« La matière qui colore l'eau brune est précipitée par les acides minéraux; le précipité floconneux, brun foncé, devient presque incolore; par dessiccation il forme une masse cornée de couleur foncée, donnant une poudre brun chocolat, et contenant de petites quantités d'azote. Toutes les réactions conduisent à identifier la matière brune avec l'acide apocrénique, découvert par Berzélius dans une eau minérale ferrugineuse de Suède où il se forme par décomposition de matières végétales » (C. Klement).

Certains puits artésiens, forés au voisinage de la mer, donnent une eau salée; tels sont ceux que l'on avait installés en vue de concourir aux alimentations d'eau d'Ostende et de Blankenbergh.

Le courant souterrain d'eau douce n'est pas assez fort pour refouler l'afflux des eaux marines et empêcher le mélange.

En Belgique, c'est la nappe de la craie blanche fissurée qui alimente la plupart des puits artésiens.

D'une manière générale, *les puits artésiens profonds ne peuvent constituer un approvisionnement d'eau certainement potable.*

EXÉCUTION DES Puits ET DES FORAGES

Puits ordinaires. — Les puits ordinaires sont creusés dans chaque pays par des ouvriers spéciaux qui prennent rarement toutes les précautions voulues pour éviter les accidents. Lorsqu'ils ont à traverser des terrains compacts et secs, ils ne garnissent pas les parois : un ouvrier travaille au fond, un autre est au treuil pour monter les déblais avec un seau. Dans la craie, dans le calcaire, on descend ainsi à des profondeurs relativement considérables, sans grand danger, il faut le reconnaître, pourvu qu'on ait le soin d'enlever des parois, à mesure que l'on descend, tous les blocs sans adhérence. La cause d'accident la plus fréquente est la chute des outils ou des seaux qui emportent les déblais. Arrivé à la nappe liquide, on descend les puits dans l'eau aussi profondément que possible ; il faut choisir, à cet effet, l'époque où la nappe est le plus abaissée ; on est presque toujours amené à profiter des sécheresses exceptionnelles pour repiquer les puits.

Souvent, il est inutile de murailles ces puits, sauf dans leur partie supérieure, et on appuie le cylindre de maçonnerie sur une entaille ménagée dans la dernière assise rocheuse.

Les puits à ouvrir dans les assises terreuses ou argileuses et surtout dans les assises sableuses sont beaucoup plus difficiles et plus dangereux ; certains sables fins et humides sont presque incoercibles. Les argiles pures se tiennent parfois très bien. Nous avons vu les ouvriers puisatiers des argiles du pays de Bray descendre profondément en se contentant de garnir les parois avec des branchages contournés en hélice.

Mais, pour peu qu'il y ait des mouvements à craindre, il faut avoir soin de blinder la fouille ; parfois même on est amené à un blindage jointif et l'on élève la maçonnerie à l'intérieur.

Enfin, quand la fluidité du terrain est trop grande, le procédé le plus économique et le plus rapide est de construire les puits sur un rouet, armé d'un couteau circulaire à sa base ; on creuse ou on drague à l'intérieur en dégageant les terres sous le couteau, et la masse s'enfonce

peu à peu sous son propre poids ou avec une surcharge ; la maçonnerie est montée au-dessus du sol au fur et à mesure de la descente, ainsi que nous l'avons indiqué plus haut en parlant des puits des Landes.

Nous avons donné en détail ces procédés d'établissement des puits dans notre *Traité des procédés et matériaux de construction*, et nous y avons étudié également les procédés rapides de creusement à suivre pour le sauvetage des ouvriers surpris par des éboulements.

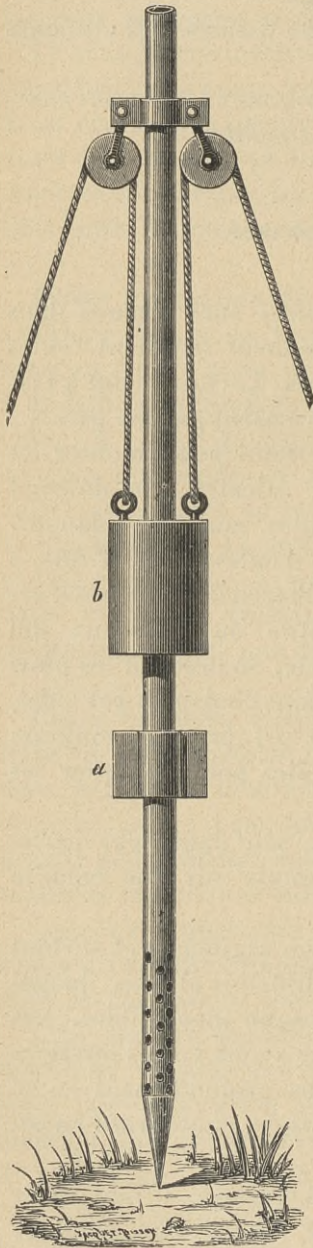


Fig. 151.

Puits instantanés. — Il existe souvent à quelques mètres au-dessous du sol des eaux abondantes, provenant de l'infiltration soit des eaux pluviales, soit des eaux d'une rivière voisine. Néanmoins, il n'est pas facile avec les procédés ordinaires d'arriver rapidement jusqu'à ces eaux : le forage et le muraillement des puits dans un sol plus ou moins vaseux et sablonneux sont des opérations longues, coûteuses et quelquefois dangereuses, même lorsqu'il ne s'agit que de faibles profondeurs.

Le puits instantané supprime tous ces inconvénients. Il se compose (*fig. 151*) d'un tube creux en fer, garni à son extrémité d'une pointe ou sabot, et percé à sa partie inférieure d'une certaine quantité de trous ; on enfonce ce tube à l'aide d'un mouton ou d'un fort maillet à plusieurs branches, comme on le ferait pour un pieu ordinaire. Lorsque la pointe est arrivée à la profondeur voulue, on ajuste sur le sommet du tube vertical une petite pompe en fonte que l'on fait manœuvrer ; elle entraîne d'abord une eau boueuse et peu abondante, qui peu à peu s'éclaircit et finit par couler à plein tuyau.

En effet, l'aspiration qui se fait par les trous percés à la base du tube, entraîne les molécules terreuses adjacentes, et il se crée bientôt une poche, ou cavité, qui se remplit d'eau pure.

Le diamètre extérieur du tube est de 0^m,046.

— intérieur — 0^m,032.

La surface totale des trous percés sur une hauteur de 0^m,70 est égale à une fois et demie la section intérieure du tube.

Le premier tube a 3^m,50 de longueur, mais il est facile de l'allonger au moyen d'autres tubes de chacun 1 mètre de long, taraudés à une extrémité et filetés à l'autre, de façon à s'emboîter et à se réunir les uns aux autres.

Pour enfoncer le tube, on le serre au moyen de deux écrous dans un collier *a*, dont la gorge intérieure est filetée, afin de bien adhérer au tube, et on frappe sur le collier au moyen d'un mouton *b* disposé comme l'indique la figure ; ce mouton est creux et traversé par le tube qui le guide dans son mouvement.

Ce système spécial convient bien aux armées en campagne ou dans les exploitations où l'on est exposé à changer fréquemment le puits de place.

Lorsqu'on voudra poser un puits instantané à demeure fixe, on pourra enfoncer le tube à l'aide d'un fort mouton en bois ou d'un petit mouton en fer frappant sur un collier qui entoure et protège la tête du tube.

Nous le répétons, ce puits est très avantageux à établir dans les vallées d'alluvion.

Un puits instantané de 3 mètres de profondeur avec sa petite pompe en fonte peut revenir à 125 francs, et un puits de 9 mètres à 250 francs.

Il est à remarquer que, dans certains cas, on pourra obtenir par le procédé que nous venons de décrire une eau jaillissante.

On donne quelquefois à ce système le nom de *puits abyssinien*, parce que, dès son apparition, il a rendu les plus grands services à l'armée anglaise dans l'expédition d'Abyssinie.

En général, il vaut mieux que la pointe du tube soit légèrement renflée de manière à présenter à son renflement un diamètre supérieur à celui du tube ; celui-ci éprouve moins de frottement pendant le mouvement de descente.

Quand on a à traverser des couches un peu consistantes, il convient d'armer le tube non avec une pointe, mais avec une *mèche* ou *tarière*, et l'enfoncement se fait alors par rotation et non par percussion : on

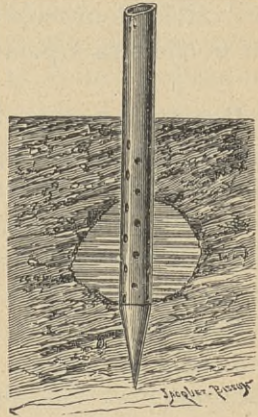


Fig. 152.

cale sur le tube un levier à deux branches que deux hommes font tourner en marchant comme s'ils viraient au cabestan.

Il est bon d'employer des tubes en fer galvanisé; on les trouve dans le commerce par bouts de longueurs variables; l'assemblage doit, bien entendu, ne présenter aucune saillie à l'extérieur, car cette saillie gênerait beaucoup l'enfoncement ou la rotation. On ne dépasse guère le diamètre de 0^m,06 pour les tubes. Souvent, on munit le dernier d'une petite soupape à boulet qui empêche la pompe de se désamorcer continuellement.

Le puits instantané est appelé à se développer de plus en plus dans les vallées tourbeuses et dans les vallées d'alluvion; suivant les cas, on le choisira à pointe ou à tarière.

Des forages. — L'art du sondeur a fait de grands progrès et s'est beaucoup propagé depuis une trentaine d'années; il existe aujourd'hui quelques bons entrepreneurs de sondages, et la concurrence a amené les prix à un niveau satisfaisant. En matière de distributions d'eau, on a toujours avantage à s'adresser pour les forages à un sondeur éprouvé et à traiter avec lui à l'amiable sur un marché défini.

Nous ne pouvons donner ici une étude complète des procédés de sondage; le lecteur la trouvera dans notre *Traité des procédés et matériaux de construction*. Nous nous contenterons de résumer la question.

On distingue trois procédés généraux: le sondage ordinaire à tige rigide, le sondage à la corde, le sondage Fauvelle à curage continu.

Le premier est le plus répandu: la tige rigide en fer, composée d'éléments vissés les uns aux autres, est manœuvrée par une chèvre, avec ou sans treuil; dans les grands sondages, la puissance est donnée par une machine à vapeur. La tige est armée, suivant les terrains, de trépan ou de tarières de diverses formes; si l'outil est un trépan, la sonde agit par percussion, on lui imprime un mouvement vertical d'oscillation et à chaque coup on la fait tourner d'un certain angle; si la consistance du terrain permet l'emploi d'une cuiller, d'une mèche ou d'une tarière, on agit par rotation continue.

Quand on agit par percussion, on soulève la sonde entière et on la laisse retomber; il se produit un choc et un flambage qui détraquent tout. Aussi a-t-on réalisé un grand progrès en adoptant la tige équilibrée; la tige en bois qui, baignant dans l'eau, y perd entièrement son poids, a dû être abandonnée, elle se détériore vite. Dans la tige équilibrée, l'outil seul retombe comme un mouton et agit par son poids sur le roc à désagrèger; le reste de la tige est équilibré, elle soulève

le mouton par une sorte de déclic qui s'ouvre à la hauteur voulue, le mouton tombe, et la tige descend lentement à sa suite pour le ressaisir ; il existe plusieurs procédés de déclic.

Les matières broyées s'enlèvent à l'aide de cylindres creux avec soupapes à boulets que l'on fait osciller au fond du trou comme le trépan.

Dans le sondage à la corde, la tige rigide est remplacée par un cordage ou une chaîne, passant sur une poulie au sommet d'une chèvre à trépied, et manœuvrée soit à tiraudes, soit avec un treuil. L'outil danse donc au bout de la corde ; pour les roches dures, c'est un mouton cylindrique, garni à sa base de dents rayonnantes ; le cylindre est cannelé sur son pourtour et évidé à sa partie supérieure ; la boue provenant du broyage remonte par les cannelures et vient se déposer dans la cavité supérieure, ce qui rend moins fréquent l'usage de la cuiller.

Pour les forages en terrains d'alluvion, comme ceux que l'on a souvent à pratiquer dans les vallées, l'outil n'est pas un trépan, mais un cylindre à couteau circulaire avec soupape à boulet, de sorte qu'il emmagasine les produits du broyage.

Un sondage de ce genre doit toujours être tubé, quand ce ne serait que pour guider l'outil.

L'avancement peut atteindre, suivant les terrains, 2 à 5 mètres par jour ; dans les sables mouvants, la manœuvre est souvent délicate, et la conduite du tubage exige des soins minutieux.

Dans les terrains mous, comme certaines argiles, on peut agir sur le cylindre à couteau, non par oscillation, mais par le choc d'un mouton qui enfonce le cylindre peu à peu et lui fait découper son trou dans la masse.

D'ordinaire, le sondage proprement dit ne commence pas à la surface du sol ; il est plus avantageux d'ouvrir d'abord un puits blindé d'une certaine profondeur, 2 à 3 mètres par exemple ; cela dépend évidemment des circonstances.

Nous signalerons pour mémoire le sondage Fauvelle, dans lequel un courant continu d'eau sous pression descend à l'intérieur de la tige creuse de la sonde et remonte à l'extérieur, entraînant les détritits ; ce système n'est applicable que d'une façon exceptionnelle, il ne convient guère aux forages pour captation d'eau, car il masque les mouvements des nappes souterraines que le sondeur doit constamment suivre.

La sonde ne connaissait guère autrefois que les petits diamètres ; on ne craint pas d'aborder aujourd'hui les trous de plusieurs mètres de diamètre. Quant aux diamètres de 0^m,40, de 0^m,60, ils sont dans la pratique courante.

Les forages pour prises d'eau doivent être tubés, car il importe d'assurer la conservation du trou et d'empêcher le mélange des nappes profondes avec les nappes superficielles, toujours suspectes. Les tubes sont en tôle mince, galvanisée, d'excellente qualité, ils sont assemblés à l'aide de manchons intérieurs avec rivets à tête plate, afin de ne présenter aucune saillie extérieure. Le tubage descend de lui-même au fur et à mesure que l'on fait l'approfondissement, ou bien on aide à l'enfoncement en agissant par percussion avec tout le poids de la sonde sur un manchon en bois adapté à la partie supérieure du tube. Cette opération doit toujours être confiée à des ouvriers spéciaux.

Choix du diamètre. — Le choix du diamètre à adopter pour un sondage est une chose délicate. S'il s'agit d'un sondage de recherche, il est clair qu'il faut se borner aux petits diamètres, car le travail est un peu plus facile, le matériel plus maniable et moins encombrant, et la dépense moins forte.

Mais pour un forage définitif il faut tenir compte, dans le choix du diamètre, de la nature des assises aquifères et du débit à obtenir.

On admet que la vitesse de l'eau qui traverse un sable argileux ne doit pas dépasser $0^m,0002$; dans un sable à gros grains, de 1 à 2 millimètres de diamètre, la limite est dix fois plus grande et ne doit pas dépasser $0^m,002$.

Pour que cette règle puisse donner quelque indication, il faut connaître la puissance de l'assise aquifère, et on ne la connaît qu'après l'opération, à moins qu'on n'ait la chance de posséder un sondage d'épreuve.

L'importance du débit à demander au tube est, au contraire, connue ; le diamètre doit être tel que la vitesse moyenne ne dépasse pas 1 mètre, et il vaut mieux rester notablement au-dessous de cette limite, lorsqu'on le peut sans grande dépense. Il faut que la perte de charge, c'est-à-dire la dépression du niveau de l'eau dans le tube pour obtenir le débit voulu, reste très modérée et ne dépasse guère 2 mètres.

En principe, les petits diamètres ne sont pas à rechercher. D'après M. Otto Lueger (*die Wasserversorgung der Städte*), dans des couches aquifères, graveleuses, ne renfermant pas de sables fluides, il faut prendre de gros diamètres : $0^m,40$ à $0^m,50$, et capter les eaux avec le moindre nombre possible de tuyaux ; on n'a pas à redouter la création de poches dangereuses. Avec des couches aquifères sableuses, il est le plus souvent avantageux, au point de vue financier, d'adopter un grand nombre de tubes de petit diamètre : $0^m,05$ à $0^m,10$, placés à côté les uns des autres. Dans les sables fins, en effet, le débit est ordinairement presque aussi fort avec un petit tube qu'avec un grand.

L'ennemi des forages, c'est l'entraînement des particules solides

opéré par les eaux; lors donc que l'on ne va pas chercher l'eau dans des couches solides, comme dans les lithoclastes de la craie ou du calcaire néocomien, il faut se préoccuper beaucoup de la vitesse ascensionnelle du liquide et ne pas trop chercher l'économie dans la réduction des diamètres.

Forages-filtres dans les sables. — Ce sont les forages dans les sables fins qui ont toujours donné le plus de difficultés; les sables, s'ils sont entraînés, détériorent les machines, troublent l'eau et il se forme des poches dans lesquelles le forage s'effondre.

Avant de décrire le *cuvelage filtrant* appliqué en France par M. Lippmann, nous signalerons, d'après M. Otto Lueger, des systèmes analogues usités en Allemagne et en Hollande.

La figure 153 représente le puits-filtre de Mannheim. On enfonce par

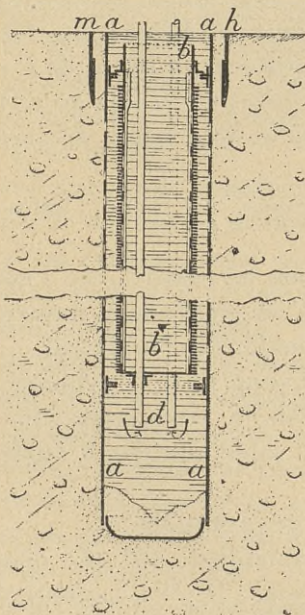


Fig. 153.

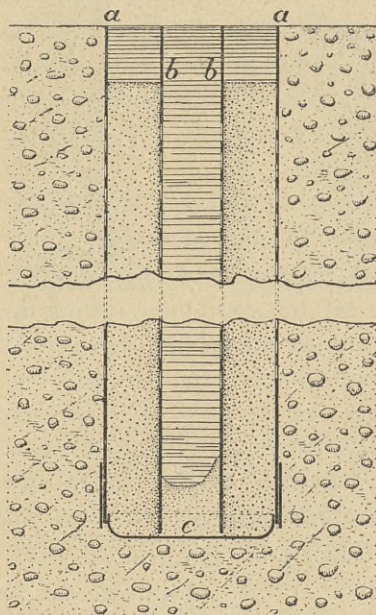


Fig. 154.

la méthode ordinaire le tuyau cylindrique à paroi pleine *mh*, et on le descend jusqu'au-dessus de la couche aquifère dans laquelle on veut puiser. A l'intérieur de ce tuyau on descend l'appareil de filtrage qui comprend deux tubes cylindriques : le tube extérieur *a* est percé de trous sur la hauteur correspondant à la couche aquifère, mais se prolonge en bas par une paroi pleine et est fermé par un fond plein; le tube intérieur *b* s'arrête au niveau inférieur de la couche aquifère, il

est aussi percé de trous et même enveloppé d'une toile métallique sur son pourtour qui correspond à la couche aquifère, son fond est plein et est traversé par deux tuyaux verticaux *d*. Au-dessus de la couche aquifère le tube *b* porte une cornière formant couronne extérieure et par cette couronne il repose sur une autre couronne rivée à l'intérieur du tube *a*. Le tube *b* est donc amovible, et on pourrait le tirer de l'eau s'il y avait à le nettoyer. Le peu de sable qui passe par le tuyau *a* tombe dans sa poche inférieure et il est facile de l'en enlever, si cela devient nécessaire.

L'autre disposition, imaginée par MM. Sonne et Simons, nous paraît préférable; elle dispense de la toile métallique. Le cylindre extérieur *a* qu'on enfonce par la méthode ordinaire, en draguant à l'intérieur, reçoit un tube d'aspiration *b* de diamètre beaucoup moindre, muni à sa base d'un couvercle bombé *c* qui ferme le forage; les deux cylindres *a* et *b* sont à claire-voie sur toute la hauteur correspondant à la couche aquifère. Entre les deux on dispose un filtre de gravier, dont les morceaux diminuent de grosseur en allant de *b* vers *a* et, pour placer les diverses couches annulaires verticales de ce filtre, on se sert de cylindres verticaux amovibles en tôle mince de diamètre convenable.

Lorsque le gravier du filtre est encrassé, on peut l'enlever et remonter le tube intérieur.

Mais, en fait, cette opération n'est jamais nécessaire, car l'eau du sable est toujours pure et, du moment où on empêche le mouvement du sable lui-même, le filtre remplit ses fonctions indéfiniment.

L'expérience a montré que l'on pouvait supprimer le cylindre extérieur *a*; on le relève par traction, une fois le remplissage du filtre terminé, et celui-ci reste en contact avec le sable aquifère à l'extérieur et avec le tube d'aspiration à l'intérieur.

On a créé ainsi divers puits dont voici des exemples :

1° Puits pour la ligne du Palatinat: profondeur, 19^m,45; diamètre extérieur, 0^m,80; diamètre du tube intérieur, 0^m,12; hauteur de la couche filtrante, 7 mètres; débit, 130 litres à la minute;

2° Autre puits de la même ligne: profondeur, 15 mètres; diamètre, 1 mètre et 0^m,70; débit, 700 litres à la minute;

3° Puits pour distribution d'eau, à Francfort-sur-le-Mein: profondeur, 30 mètres; diamètre, 0^m,18 et 0^m,07; débit, 60 litres.

Généralement le tube ne va pas jusqu'au sol, il s'arrête au fond d'un puits en maçonnerie, et ce fond lui-même est un peu au-dessus du niveau naturel de l'eau dans le tube; c'est donc sur ce fond que l'on place la pompe actionnée par un moteur extérieur.

En Hollande, d'après M. l'ingénieur Van Hasselt, on établit de la

manière suivante des puits dans le sable fin. Un cylindre en tôle, de 0^m,30 de diamètre monté sur une base en bois B, est rempli de gravier coquillier destiné à former filtre, et au centre on trouve un tuyau d'aspiration C. Le cylindre est fermé par un couvercle en bois de diamètre supérieur à celui de la base; une tige en fer *ef*, vissée dans la base du fond est serrée par un boulon sur le couvercle supérieur. On voit, suivant deux génératrices du cylindre deux tuyaux perforés M, réunis en haut et en bas par deux tuyaux annulaires, également perforés. Ce système de tuyaux est destiné à l'enfoncement de l'appareil; on y lance de l'eau sous pression qui fait bouillonner le sable fin et permet la descente progressive de l'appareil entier. — C'est le système appliqué au battage des pieux dans le sable fin.

Quand l'appareil a atteint la profondeur voulue, on dévisse la tige *ef*, on l'enlève, ainsi que le couvercle en bois et le cylindre extérieur avec son tuyau, et il ne reste dans le sol que le filtre avec son tuyau intérieur perforé.

Composition des tuyaux à enfouir dans le sol. — Comme nous l'avons dit, l'ennemi des tuyaux minces en tôle, enfouis dans le sol humide, surtout quand ils sont perforés, c'est la rouille. Aussi faut-il, dans les forages de petit diamètre, substituer les tubes perforés en cuivre aux tubes en tôle.

Pour les grands diamètres il faut avoir soin de n'employer que des tubes en tôle galvanisée.

Les tuyaux non perforés, destinés à demeurer dans le sol, doivent, à moins d'impossibilité, être établis en fonte; s'ils sont plus pesants que les tuyaux en fer, ils sont cependant moins coûteux et leur durée est certaine. Mais on ne peut s'en servir pour des tubes que l'on doit tirer au dehors par un grand effort de traction. Avec la fonte on aurait, dans ce cas, de fréquentes ruptures qui causeraient de grands ennuis; le fer est beaucoup plus résistant.

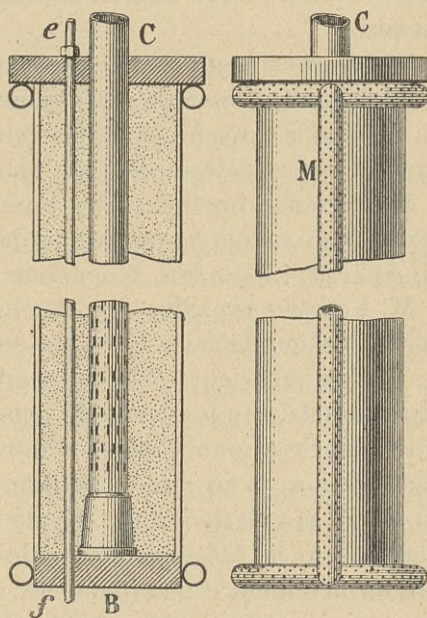


Fig. 155.

Captation par forage dans le sable, système Lippmann.

— On trouve des eaux souterraines dans les sables superposés à des assises imperméables, notamment dans les sables des terrains tertiaires : sables supérieurs ou de Fontainebleau surmontant les marnes vertes, sables moyens ou de Beauchamp surmontant le calcaire grossier, sables inférieurs ou du Soissonnais surmontant l'argile plastique. Ces derniers, lorsqu'ils sont imprégnés d'eau, sont d'une mobilité bien connue.

Malheureusement les prises d'eau dans les sables fins ont de graves inconvénients : le sable est toujours entraîné, il met rapidement hors de service les machines et les pompes, et les poches qui se forment dans la masse déterminent des éboulements.

M. Legouez, ingénieur des Ponts et Chaussées, a signalé ces inconvénients en même temps que la description du filtre de captation combiné par M. Lippmann, l'ingénieur bien connu par ses sondages.

M. Legouez rappelle que, dès le xvi^e siècle, on a été prendre, pour l'alimentation de Saint-Germain-en-Laye, les eaux emmagasinées dans les sables supérieurs sous les argiles à meulières ; à cet effet on a pratiqué à Retz, sur les flancs du coteau de Marly, des galeries, ouvertes dans l'argile à meulières et pénétrant par leur radier dans le sable ; par pression, l'eau remontait d'un mètre dans les galeries ; plus tard, on réunit la galerie à une série de puits établis dans les mêmes conditions et qui ne faisaient, en somme, que prolonger la galerie.

L'inconvénient du système est que la pression et le débit baissent à la saison sèche : le débit tombe de 1400 ou 2 000 mètres à moins de 800 mètres.

Avec des barrages analogues à ceux dont on se sert à Bruxelles, on remédierait en partie au mal.

Pour avoir un bon débit, il faudrait enfoncer un puits dans le sable, ce qui peut se faire facilement avec le secours de l'air comprimé, mais on se heurte toujours à l'inconvénient de l'entraînement du sable et des éboulements. On y remédie dans une certaine mesure en creusant un grand bassin de réception et en pratiquant une aspiration superficielle ; l'eau ne s'échappe du sable qu'avec une vitesse insensible. Mais ce n'est là qu'un palliatif, et il en est de même des parois filtrantes ordinaires appliquées sur le fond des puits ou à leur pourtour.

La question en était là pour les eaux de Rambouillet que l'on prenait dans l'assise des sables supérieurs. L'appareil de M. Lippmann a donné la solution : c'est un tube prismatique (*fig. 9*, pl. 31) de 7 mètres de hauteur, de 0^m,40 de diamètre, à section décagonale (*fig. 10*) : il est formé d'une ossature en petits fers cornières rivés ; cette ossature détermine des alvéoles carrées (*fig. 11*) que l'on bouche avec des

plaques filtrantes de 0^m,12 de côté et de 0^m,015 d'épaisseur. Le tout est doublé avec des feuilles de tôle perforées. Le tube est fermé par un fond étanche et se prolonge en haut par un tube également étanche.

L'assise sableuse aquifère commence à 5 mètres sous le sol et a 10 mètres de puissance. On a descendu d'abord un tube ordinaire en tôle, de 0^m,56 de diamètre; puis, on l'a enlevé après avoir placé le tube filtrant à l'intérieur.

La pompe a fourni de l'eau pure, et le débit, pour 3 mètres carrés de surface filtrante, a été de 6 mètres cubes à l'heure. La pression statique de l'eau sur le filtre était de 10 mètres. Admettant la loi de Darcy : proportionnalité du débit à la pression, on trouve que ces plaques donneraient, sous 1 mètre de pression, un débit de 0^l,083 par seconde et par mètre carré.

Il ne semble pas qu'on ait à redouter l'encrassement du filtre, puisqu'il est baigné par du sable pur et que, de plus, le liquide souterrain n'est pas stagnant, mais forme un léger courant.

Les plaques filtrantes sont elles-mêmes composées d'un sable calcaire agglutiné sous une pression considérable; elles ne semblent pas devoir retenir les parcelles de sable plus que ne le fait le terrain naturel lui-même.

Il est clair que l'on peut mettre ce filtre sous une forme autre que la forme tubulaire: en faire, par exemple, des drains ou des cloisons.

Puits filtrant à Nantes. — M. l'ingénieur en chef Lefort a essayé à Nantes un puits filtrant construit dans la Loire, à l'amont de la ville, et placé au milieu de l'île Beaulieu.

Le sol naturel est formé d'un beau sable recouvrant la vase compacte appelée *jalle*. Un puits de 2 mètres de diamètre intérieur, monté sur caisson et construit en maçonnerie, a été enfoncé par les procédés ordinaires; il est entouré d'un massif de sable pur protégé par un perré et par des enrochements.

Le fonds du puits, encastré dans la jalle, ne reçoit pas d'eau; celle-ci pénètre latéralement au moyen de barbicanes rectangulaires ménagées dans la paroi du puits et pouvant être ouvertes ou fermées à l'aide de tampons en maçonnerie de ciment, évidés et munis de robinets. Un escalier permet de descendre dans le puits.

Un puits filtrant ainsi établi a pu donner 2 000 mètres cubes par 24 heures et est revenu à 35 000 francs. L'eau est fraîche, limpide, dépourvue de bactéries. Une expérience prolongée serait cependant nécessaire pour savoir si la puissance de filtration se maintiendrait indéfiniment.

Puits filtrants dans le Danube à Buda-Pesth. — Les eaux qui alimentent la capitale de la Hongrie sont prises dans le lit du Danube : des tuyaux en fonte de 0^m,50 de diamètre, percés d'orifices rectangulaires, dans le sens des génératrices, sont placés dans le fleuve sous une couche de gravier de 4 à 6 mètres d'épaisseur. Ils conduisent à des puits le produit du drainage qu'ils exercent.

Pour Buda il n'y a qu'un puits, pour Pesth il y en a quatre de 5^m,50, 9^m,20 et 18^m,40 de diamètre, descendus à 3^m,50 sous l'étiage du fleuve; ils ont été descendus par havage à l'intérieur, tous maçonnés en briques creuses à la partie inférieure et recouverts par une voûte sphérique.

Suivant le débit du Danube, chaque puits donne 4 000 à 10 000 mètres cubes en 24 heures.

Les machines élévatoires ont reçu une extension progressive. Il y a une série de réservoirs à diverses altitudes, qui correspondent aux divers quartiers; les conduites de refoulement sont en même temps alimentaires, de sorte qu'elles ne conduisent aux réservoirs que l'excès de l'alimentation; à certains moments, les conduites de refoulement et les réservoirs concourent à l'alimentation.

La hauteur d'élévation de l'eau atteint jusqu'à 310 mètres. C'est une circonstance très rare, car les villes n'offrent pas d'ordinaire de telles variations d'altitude.

L'eau du Danube, ainsi obtenue, est de saveur agréable, et sa composition chimique est la suivante (janvier 1885) :

	Résidu solide par litre	0 ^{gr} ,555
Contenant :	Alcali et bases.....	0 ^{gr} ,185
	Chlore.....	0 ^{gr} ,021
	Acide nitrique.....	0 ^{gr} ,058
	Acide carbonique.....	0 ^{gr} ,016
Oxygène emprunté par les matières organiques et dosé au permanganate.		0 ^{gr} ,0014

Ce système des puits de grand diamètre a été appliqué par M. Hersent, le grand constructeur français, en plusieurs circonstances, avec beaucoup de succès.

Prise d'eau dans une nappe souterraine à Francfort-sur-le-Mein. — La ville de Francfort-sur-le-Mein reçoit, outre l'eau des sources dont nous parlerons, de l'eau prise dans une nappe souterraine dont le courant se dirige vers le Mein et le Rhin et dont la pente moyenne a été trouvée égale à 2 mètres par kilomètre.

Des forages verticaux, pratiqués dans la couche aquifère, sont réunis par une conduite horizontale, à une extrémité de laquelle des

pompes à vapeur exercent l'aspiration et refoulent l'eau dans un des réservoirs de la ville. Voici, d'après M. Hirsch, la description du système (*fig.* 6 à 10, *pl.* 24).

« Les tubes verticaux plongeant dans la couche aquifère ont un diamètre de 50 millimètres. Ils sont terminés dans le bas par une crépine; cette crépine est constituée par un tube perforé, enveloppé d'une toile métallique, laquelle est tenue à distance par un réseau de fils de cuivre soudés au tube. La mise en place a été opérée comme il suit: une longue tranchée de 8 mètres de large fut descendue jusqu'à 1^m,50 au-dessus du plan d'eau de la couche aquifère; un tubage en fer de 150 millimètres fut enfoncé dans le plafond; puis, le tube vertical étant installé à l'intérieur, l'intervalle entre ce tube et le tubage fut rempli de gros gravier bien lavé; enfin, le tubage fut enlevé.

La couche aquifère est constituée par du sable, parfois mélangé de gravier; elle a été forée sur 30 mètres de hauteur dans la partie est du captage; dans la partie ouest, on l'a traversée sur 60 mètres, sans atteindre l'argile tertiaire imperméable.

Les tubes verticaux sont espacés de 5 en 5 mètres; leur longueur est, en moyenne, de 7 mètres, et la crépine a une longueur de 3 à 4 mètres. Ils sont réunis par groupes de dix au moyen d'une conduite d'aspiration secondaire de 80 millimètres. Cette conduite est mise en relation par un branchement de 120 millimètres, logé dans un regard maçonné, avec la conduite d'aspiration principale. Chaque regard comporte la vanne d'arrêt du groupe qu'il commande, un compteur d'eau et un manomètre à mercure, indiquant le vide qui existe dans la conduite et, par suite, l'altitude du plan d'eau.

On a compté, dans les calculs, un débit de 50 centilitres par seconde et par tube vertical, soit 5 litres par groupe et 10 centilitres par mètre courant de conduite principale; les quatorze groupes peuvent donc fournir 70 litres par seconde, soit environ 6 000 mètres cubes par jour, mais ce volume peut être notablement dépassé.

Toute cette canalisation est faite en tuyaux de fonte assemblés à manchons; la conduite principale est enterrée à 1^m,50 au-dessus du plan d'eau de la nappe; sa longueur est de 700 mètres, son diamètre s'élève progressivement de 250 à 500 millimètres; sa pente, ascendante vers les pompes, est de 25 centimètres par kilomètre.

En outre, sept forages plus importants ont été enfoncés dans la couche aquifère; ils comportent des tuyaux verticaux de 600 millimètres et servent de réserve en cas d'accident à l'un des groupes.

Pendant l'automne de 1885, les pompes ont fonctionné sans arrêt; le plan d'eau des sources s'est abaissé de 0^m,60 à 1 mètre, et le vide

dans la conduite d'aspiration principale près des pompes a été trouvé de 170 millimètres de mercure.

Cet éparpillement des forages est-il justifié? N'eût-on pas obtenu un résultat aussi favorable avec un puits de grand diamètre?

Puits dans la nappe souterraine de la vallée du Rhin pour l'alimentation de Colmar. — La distribution d'eau de Colmar a été exécutée, en 1885, par M. l'ingénieur Grüner; elle avait pour but d'obtenir un débit de 70 litres par seconde, soit à cette époque 240 litres par habitant et par jour.

La vallée du Rhin, après Bâle, est parcourue par un courant souterrain qu'alimentent les pluies et les neiges; il imprègne les alluvions de la vallée et constitue une réserve immense dans laquelle Strasbourg s'approvisionnait déjà.

Le courant va du sud au nord, il fallait donc placer la prise au sud de la ville et on a choisi un emplacement éloigné de toutes les causes de contamination, dans le voisinage d'une forêt.

Le nivellement des puits, complétés par quelques tuyaux en fer creux, permit de reconnaître le courant souterrain qui va du sud au nord avec une pente superficielle de 0^m,001 à 0^m,0017 par mètre.

Des sondages poussés plus profondément ont permis de reconnaître la grande puissance de la nappe.

L'eau est bonne, marquant 11° à l'hydrotimètre, d'une température à peu près constante, 10°, en été, à une profondeur de 8 mètres.

Le puits d'essai (*fig.* 3, pl. 27), de 4 mètres de diamètre et de 10 mètres de profondeur, a été conservé comme puits définitif. C'est un puits en maçonnerie de briques, reposant sur un rouet en fonte avec couteau, et enfoncé par anneaux successifs à l'aide de dragages effectués à l'intérieur. La figure 3 donne la coupe des couches traversées: sous l'argile viennent des couches de cailloux et de gravier, d'autant plus perméables qu'elles sont plus profondes; au-dessous de la base du puits, on trouve une assise de sable fin et peu cohérent, puis encore plusieurs mètres de gravier.

Pendant 49 jours, on a pompé un débit continu de 72 litres à la seconde, mesuré dans une caisse à déversoir; il en est résulté une dépression de 1^m,10 dans le niveau du puits et, quand on a cessé de pomper, le niveau primitif s'est rétabli en 19 minutes. Ce niveau est à environ 6 mètres au-dessus du fond; dans le cours d'une année il varie de 0^m,625. Un débit de 102 litres n'a déterminé qu'un abaissement de 1^m,69 dans le puits.

Nous décrirons dans un autre chapitre le réservoir aérien (*fig.* 1, pl. 35), cuve en tôle portée par un tour en maçonnerie de 42 mètres

de hauteur, contenant le cinquième de la consommation journalière.

La conduite de refoulement de 3 kilomètres de long a 0^m,35 de diamètre. La conduite maîtresse de distribution est divisée en deux branches formant un anneau fermé qui alimente toute la ville, de sorte que l'eau est toujours en mouvement et que l'alimentation n'est jamais arrêtée par les réparations d'une section.

L'élévation est produite par un double système de machines et de pompes pouvant fonctionner ensemble ou séparément.

Marchant à 30 tours par minute, les machines élevaient 70 litres par seconde à une hauteur virtuelle de 52 mètres plus 5^m,30 d'aspiration. Le rendement des pompes à piston plongeur s'est élevé à 0^m,985 en volume.

Puits multiples dans la nappe souterraine à Hanoï. —

A Hanoï, on a capté les eaux d'une nappe souterraine : elles sont réunies dans deux galeries de 85 mètres de long et de 8 mètres de profondeur, dont le radier est traversé par des tubes verticaux qui pénètrent dans la nappe inférieure ; les galeries sont complètement maçonnées.

Il y a 36 tubes de sondage de 0^m,20 de diamètre, descendus à 28 mètres de profondeur et percés de trous sur les 5 derniers mètres, aussi bien au pourtour qu'au fond ; ils sont coupés dans les galeries à 0^m,50 au-dessous du plus bas niveau de la nappe, de sorte qu'ils donnent naturellement un apport constant d'eau prise dans les profondeurs du sol. Les tubes sont à 5 mètres l'un de l'autre ; la galerie possède, au-dessus de chacun d'eux, un regard permettant le passage d'une sonde pour les nettoyer et les désengorger ; les deux galeries sont réunies et communiquent avec le puisard d'aspiration des machines élévatoires.

Sans doute la multiplicité de tubes de petit diamètre rend le travail plus facile et diminue les chances de désagrégation du sol et d'entraînement des sables. Mais nous nous demandons si la fondation à l'air comprimé d'un puits de grand diamètre n'eût pas été aussi économique et au moins aussi sûre comme résultat. Il faut remarquer cependant que la simplicité d'exécution est à rechercher dans ces travaux aux colonies.

III. — GALERIES FILTRANTES; EAUX DE TOULOUSE

Nous rencontrerons ailleurs divers exemples de galeries filtrantes, mais nous donnerons ici le type du système : les galeries de Toulouse.

Le créateur des fontaines de Toulouse est d'Aubuisson, qui en a rendu compte dans un mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées* de 1838. C'était, pour l'époque, un beau travail dont nous donnerons la description sommaire (pl. 15).

La quantité d'eau nécessaire avait été fixée à 200 pouces d'eau, soit environ 80 litres par tête. A la suite d'un concours, on décida de recourir aux machines élévatoires et de prendre l'eau de la Garonne, filtrée naturellement dans les sables des rives. Nous examinerons tout à l'heure ces filtres naturels.

La figure 2 de la planche 15 représente la coupe en travers de l'édifice qui renferme les roues hydrauliques motrices et les pompes, et qui est surmonté d'une tour ou château d'eau.

On voit à la base de l'édifice, de chaque côté, deux roues à palettes dont le squelette était en fer et fonte et les aubes en bois ; ces roues sont mises en mouvement par une dérivation de la Garonne.

Chacune d'elles fait mouvoir quatre pompes à piston plongeur, deux de chaque côté ; les eaux sont refoulées par chaque moteur dans deux tuyaux qui se réunissent, à une certaine hauteur, dans une conduite verticale unique, laquelle verse ses eaux dans la cuvette en fonte surmontant le château d'eau (*fig. 4*).

Ce château d'eau est situé sur la rive gauche de la Garonne ; de sa cuvette partent deux conduites, indiquées sur la coupe en travers, qui passent sous le pont de la Garonne et se rendent vers le milieu de la ville dans une cuve de distribution ; de chaque côté de cette cuve partent deux conduites : le premier groupe des deux conduites alimente le réservoir de la place des Carmes ; le second groupe alimente le réservoir de la place Royale. — Les deux places ainsi désignées sont les deux centres de la ville ; chaque réservoir alimente la zone qui lui correspond.

En établissant double conduite sur les grandes artères, d'Aubuisson a voulu parer à toutes les éventualités de chômage ; le double moteur s'explique par la même raison. La double conduite était inutile.

L'établissement de la distribution d'eau de Toulouse a entraîné une dépense totale de 1 161 943 francs.

Inutilité du château d'eau. — Le château d'eau avait pour but de

réduire, dans une proportion considérable, la masse du liquide à mettre en mouvement à chaque coup de piston.

On évitait ainsi les chocs violents, et c'était une bonne précaution, vu l'absence de réservoir d'air comprimé.

Aujourd'hui, on établirait à la base des conduites de refoulement un réservoir d'air comprimé, on supprimerait le château d'eau et on enverrait directement les eaux aux deux bassins de la place Royale et de la place des Carmes, au lieu de les monter d'abord à la hauteur voulue pour les laisser descendre ensuite sous l'action de la pesanteur.

Filtres naturels. — Le premier filtre se composait d'un fossé accédant à une excavation creusée dans le massif d'alluvion, 108 mètres de long sur 10 mètres de large, mise à l'abri des inondations par une forte digue qui l'entourait de toutes parts. Le filtre étant laissé à découvert, il s'y développa bientôt des végétations de toutes natures; des reptiles même y parurent, de sorte que l'eau devint infecte. D'Aubuisson fit alors nettoyer le fond du filtre, on le combla ensuite avec des cailloux, en établissant dans la longueur de l'excavation un petit aqueduc en briques simplement superposées sans mortier.

Sur le massif de remplissage en cailloux et graviers, on plaça de la terre franche et on sema du gazon. Ainsi rétabli, le filtre donna des eaux limpides, d'une saveur agréable, vives et fraîches comme des eaux de montagne.

Ce premier filtre ne fournissant que 100 pouces d'eau, au lieu de 200 qu'il fallait, on en établit un second; mais, comme on voulait augmenter le produit, on se rapprocha trop de la rivière, on traversa une bande de terrain vaseux, on n'obtint que de l'eau chaude en été, qui développa dans les conduites une végétation de petites plantes chevelues. Les eaux du second filtre, mélangées à celles du premier, en amoindrissaient la qualité.

Aussi dut-on recourir à un troisième filtre, rendu nécessaire, du reste, par l'accroissement de la consommation. On établit la galerie *efghi* de 250 mètres de long, parallèle au bord de la rivière, à une distance de 30 mètres d'abord et de 50 mètres ensuite. Le fond en est à 1^m,14 au-dessous des basses eaux de la rivière; sur ce fond on a établi (*fig. 6*, pl. 15) une galerie de 1^m,50 sur 0^m,60, consistant en deux murs de briques simplement superposées, recouverts en dalles de pierre. L'espace compris entre la galerie et les parois de l'excavation est rempli de gros cailloux bien lavés; au dessus, on répand une couche de gravier de 0^m,66 de hauteur; puis, on comble avec de la terre sablonneuse extraite de la fouille et on sème du gazon à la superficie.

Lorsque la Garonne déborde, l'afflux des eaux dans les filtres se fait sans doute de haut en bas, et les eaux qu'on recueille restent louches.

La belle distribution d'eau de d'Aubuisson devint assez vite insuffisante. En 1859, M. Guibal la transforma : 1° il créa dans la prairie des filtres, entre le second et le premier filtre de d'Aubuisson, à 40 mètres de la berge de la Garonne, une nouvelle galerie filtrante de grande longueur, qui finit par atteindre 525 mètres, avec drains transversaux, creusée à 1^m,80 en contre-bas des anciennes galeries (*fig.* 3, pl. 15); 2° il établit une nouvelle usine hydraulique, à laquelle les anciennes machines envoyèrent l'eau filtrée en ne l'élevant plus que de 5 mètres au lieu de 20; on a quadruplé le volume des corps de pompe de d'Aubuisson.

Par ces travaux on assécha successivement les filtres de d'Aubuisson et on n'obtint au maximum que 9 000 mètres cubes par jour en hautes eaux, chiffre bien éloigné des 20 000 mètres cubes annoncés.

En 1871, la Garonne envahit les galeries et les contamina et, malgré nettoyages et épuisements, l'eau demeura mauvaise pendant longtemps. Cependant la contamination ne tenait pas à la présence d'une nappe souterraine, et elle finit par disparaître.

On exécuta alors une galerie filtrante dans l'alluvion du Portet, à une dizaine de kilomètres en amont de Toulouse; les eaux recueillies arrivaient à l'usine élévatoire par un aqueduc cimenté de pente suffisante, dont la figure 7, planche 15, est la coupe.

L'aqueduc du Portet fut encore insuffisant à combler le déficit, bien qu'on eût soin d'emmagasiner dans des réservoirs la partie non immédiatement consommée de l'écoulement continu.

Une amélioration fut réalisée, en 1892, par la création d'un puits filtrant, établi à 30 mètres de la berge du fleuve, un peu à l'aval du dernier drain du Portet. Un récent rapport de M. Quintin, ingénieur des Ponts et Chaussées, directeur des travaux de la ville, nous fournit à ce sujet les renseignements qui vont suivre.

Le débit du premier puits ayant été considérable, on en créa deux autres. Des pompes furent installées pour pomper les eaux de la galerie du Portet et les élever dans l'aqueduc d'amenée, ce qui, par l'abaissement du plan d'eau, augmenta le débit de la galerie d'une manière notable. Malgré la sécheresse de 1893, les trois puits ont fourni au minimum 4 200 mètres cubes par jour, et on arrivait à disposer de 13 000 mètres cubes d'eau filtrée par jour, cube que M. Quintin propose de porter non à 20 000, mais à 35 000 pour faire face aux besoins de l'avenir.

Après avoir examiné les diverses sources plus ou moins éloignées, susceptibles d'être amenées à Toulouse, il conclut, ou qu'elles seraient insuffisantes, ou qu'elles donneraient lieu à une dépense excessive.

Il s'est donc contenté d'améliorer et de compléter l'organisation actuelle :

Pour élever l'eau des puits et de la galerie du Portet, il a installé une machine à vapeur plus puissante; au déversoir par où les eaux de la galerie s'épanchent dans l'aqueduc d'amenée, comme au déversoir des puits, il a installé des enregistreurs de hauteurs d'eau, qui transforment l'indication de ces hauteurs en indication des volumes débités. On a donc à chaque instant le débit des ouvrages, et on enregistre également le niveau de la Garonne.

Quant aux filtres de la prairie il ne faut point espérer en augmenter le rendement par un abaissement du plan d'eau, la galerie Guibal étant assise sur le bief non aquifère.

Aussi M. Quintin a-t-il installé, à 2 kilomètres du Portet, dans le ramier de Braqueville, trois puits filtrants, distants de 70 mètres, foncés à une trentaine de mètres de la berge et encastrés dans le tuf, à un endroit où la hauteur de gravier au-dessus du tuf est maxima et où le gravier est indemne de ces dépôts vaseux qui ont causé l'insuccès du deuxième filtre de d'Aubuisson. La distance de 30 mètres entre les puits et le fleuve leur assure un bon débit sans les exposer à recevoir des eaux troubles.

L'eau des puits extrêmes siphonne dans le puits central par des conduites de 0^m,30 de diamètre; la pompe du puits central envoie toutes les eaux dans l'aqueduc d'amenée du Portet.

L'analyse a montré que l'eau de Braqueville était de l'eau de la Garonne filtrée, et non l'eau d'une nappe souterraine spéciale; le filtrage naturel suffit à réduire la proportion des matières organiques et à diminuer de 98 0/0 le nombre des germes. Le débit journalier de chaque puits a dépassé 900 mètres cubes pendant l'été de 1893.

Avec toutes ces améliorations, on a obtenu 23 000 mètres cubes par jour, en 1893, pour 130 000 habitants agglomérés, soit 175 litres par tête; M. Quintin estime que 250 litres par tête sont nécessaires à Toulouse. Il projette la création à Braqueville de quatorze puits de 2^m,50 de diamètre intérieur, foncés jusqu'au tuf dans les mêmes conditions que les précédents et reliés par des siphons de 0^m,20 et de 0^m,25 de diamètre à un puisard central. (Il est facile de calculer la perte de charge de ces siphons correspondant à leur débit maximum et de déterminer ainsi le supplément de profondeur à donner à leur branche descendante.)

Voici, d'après M. Quintin, quelques détails sur la construction des puits; chacun des trois premiers, exécutés en régie, a coûté 4 000 francs; avec un diamètre intérieur de 2^m,50, ils sont descendus jusqu'au tuf, marne plus ou moins compacte, mais une cuvette centrale est ména-

gée dans le tuf, afin de profiter de toute la charge d'eau, et c'est dans cette cuvette que plonge le tuyau d'aspiration de la pompe ou du siphon. On a exécuté d'abord un déblai à grande fouille jusqu'à la nappe d'eau, puis un coffrage en bois et fer à l'intérieur duquel on déblayait en épuisant avec une pompe centrifuge et une locomobile ; la descente du coffrage exige beaucoup de soins. Les bois du coffrage ont pu être utilisés pour trois puits. Quand, après la construction, on épuisse dans les puits, on voit l'eau tomber en cascade dans la cuvette centrale, ce qui montre qu'elle vient bien du gravier (*fig. 8*).

Cet exemple démontre une fois de plus le *grand avantage que présentent les puits par rapport aux galeries*

CHAPITRE XI

POMPES ET APPAREILS ÉLÉVATOIRES

SOMMAIRE. — Pompes et appareils élévatoires. — *A.* Pompes ordinaires ou à mouvement alternatif; 1. Pompe aspirante; 2. Pompe foulante; 3. Pompe aspirante et foulante. Rendement d'une pompe en travail ou en volume; amorçage d'une pompe, espace nuisible, son influence; influence de la course du piston; limite de la hauteur d'aspiration; limitation de la vitesse du piston; variations du travail mécanique d'une pompe, moyens de les atténuer par l'accouplement de deux ou de trois corps de pompe; accouplement pour pompes à simple effet: régularisation du mouvement par les réservoirs d'air; variations de l'accélération et de la force vive d'une masse liquide mue par un piston actionné par bielle et manivelle; effet spécial de ces variations lorsque le moteur est une roue hydraulique; indication du calcul d'une pompe ou d'un système de pompes. Prix de revient de la machinerie, comparaison avec la dépense de la conduite de refoulement; aperçu du calcul des éléments de la pompe. Organes des pompes: pistons et soupapes: 1° pistons; pistons plongeurs; piston Girard; piston différentiel; 2° soupapes et clapets; 3° crépines et clapets de pied. — *B.* Pompes rotatives. — *C.* Pompes centrifuges. — *D.* Appareils divers, moteurs renversés, norias. — *E.* Appareils utilisant la force vive de l'eau; bélier hydraulique; premier appareil de Montgolfier; observations sur le calcul théorique du bélier; bélier Montgolfier; bélier Bollée; béliers divers; béliers Durozoi; bélier Decœur; observations sur le bélier Decœur; bélier aspirateur ou bélier d'épuisement; machine élévatoire de M. de Caligny. — *F.* Appareils utilisant la force vive d'un jet fluide, injecteurs, éjecteurs. — *G.* Pulsomètres et pulsateurs. — Description de quelques types de pompes; pompe à double effet, dite pompe castraise; pompe Girard; pompe à courant continu; pompe Letestu pour aspiration dans des forages; pompes Dubuc, à piston différentiel; pompe Worthington; pompe Jandin; pompe à simple effet à plongeur. — Observations sur l'installation des machines.

Les machines à élever l'eau ont de tout temps occupé l'imagination des inventeurs, et le sujet n'est pas épuisé.

Mais nous n'avons à étudier ici que les appareils réellement passés dans la pratique et tout particulièrement ceux qui s'appliquent aux distributions d'eau.

L'ancienne pompe aspirante et foulante est encore à peu près la seule machine en usage pour ce service, la plus convenable à tous égards, car elle se prête à toutes les circonstances; il est vrai qu'elle a reçu des perfectionnements considérables qui corrigent les inconvénients inhérents aux appareils à mouvement alternatif.

Les pompes rotatives et les pompes centrifuges sont réservées pour l'élévation de volumes considérables à faible hauteur; aussi les applique-t-on aux épuisements, aux irrigations.

Tous les moteurs hydrauliques sont réversibles ; aussi a-t-on pu transformer en appareils élévatoires les machines inventées pour utiliser les chutes d'eau ; ces appareils, tels que les chapelets, les norias, les tympan, les vis d'Archimède n'ont guère pour nous qu'un intérêt historique, et il suffira de les signaler.

Au contraire, les appareils basés sur la transformation en travail de la force vive emmagasinée dans un courant liquide ont un grand intérêt théorique, et il ne faut pas en négliger l'étude ; le béliet hydraulique en est le prototype.

Pour terminer nous aurons quelques mots à dire sur les appareils qui utilisent la pression de la vapeur ou de l'air, ou la force vive des fluides en mouvement ; tels sont les pulsomètres, les injecteurs et éjecteurs.

A. — POMPES ORDINAIRES OU A MOUVEMENT ALTERNATIF

1. Pompe aspirante. — C'est la plus ancienne ; les travaux de Torricelli et de Pascal sur la pression atmosphérique en expliquèrent le fonctionnement.

Dans un corps de pompe P se meut un piston avec deux soupapes Z s'ouvrant de bas en haut ; au pied du cylindre est une soupape Z' s'ouvrant aussi de bas en haut et placée au sommet d'un tuyau qui plonge dans un réservoir d'eau. Quand le piston monte, un vide tend à se former au-dessous de lui, et le liquide s'élève par l'effet de la pression atmosphérique sur le plan XY.

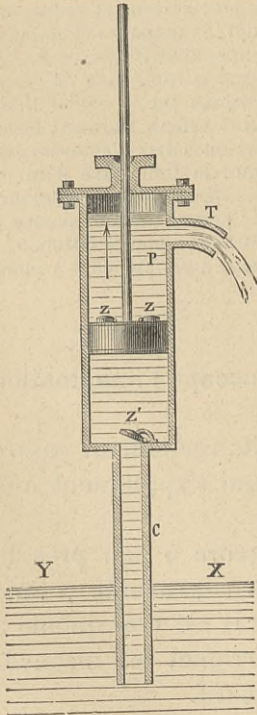


Fig. 156.

Quand le piston descend, il comprime l'eau contenue sous lui, applique la soupape Z' sur son siège et force l'eau confinée à traverser les soupapes Z. Dans la période ascendante l'eau accumulée au-dessus du piston s'écoule par le conduit T.

En réalité, cette pompe n'est pas uniquement aspirante, elle exerce en même temps un effort direct d'élévation sur l'eau qui surmonte le piston.

Théoriquement, la hauteur à laquelle l'eau peut s'élever au-dessus du plan XY est égale à la pression atmosphérique, c'est-à-dire à $10^m,33$ (32 pieds). Nous

verrons plus loin que la hauteur pratique est sensiblement moindre. Cette hauteur théorique varie, du reste, avec la densité du liquide ; elle sera moindre pour de l'eau refroidie au-dessous de 4° et plus grande pour de l'eau à plus haute température.

En se reportant à la table des densités de l'eau, on voit ces variations.

2. Pompe foulante. — Avec cet appareil le corps de pompe plonge dans le réservoir et se termine par la soupape Z' qui s'ouvre de bas en haut ; quand le piston monte, l'eau entre librement ; quand il descend, la soupape Z' s'appuie sur son siège, l'eau se comprime, ouvre la soupape Z et s'élève dans le tube T .

Théoriquement, la hauteur d'élévation est illimitée ; pour aller à une hauteur h , avec un piston de surface S , il suffit d'exercer sur le piston un effort en kilogrammes exprimé par $1\ 000\ S.h$, S et h étant mesurés en mètres carrés et en mètres. Mais les chocs, les coups de bélier, les fuites augmentent rapidement avec la charge.

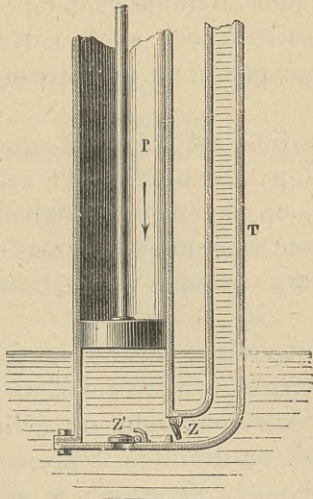


Fig. 137.

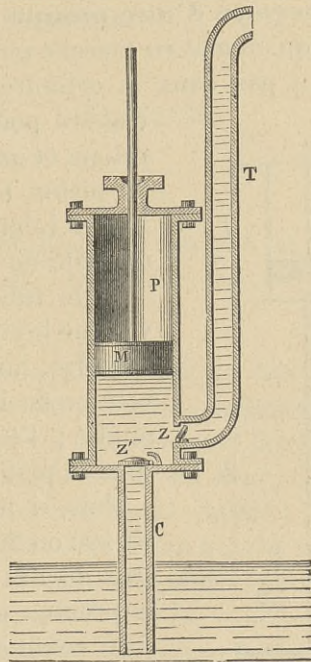


Fig. 138.

3. Pompe aspirante et foulante. — Presque toujours le refoulement est combiné dans une certaine mesure avec l'aspiration, comme le montre la figure 138.

Les appareils puissants et perfectionnés sont alors à *double effet* :

un double jeu de soupapes permet au piston d'aspirer d'un côté et de refouler de l'autre.

Rendement d'une pompe en travail ou en volume. — Une pompe qui élève un poids d'eau ou un volume en litres égal à Q par seconde, à une hauteur H , produit un *travail utile* QH . Mais le travail moteur T_m , exercé sur l'arbre de la pompe ou sur la tige de son piston, est plus considérable ; son rapport au travail utile est le *rendement mécanique*. Très faible avec les anciens appareils primitifs, il s'est beaucoup rapproché de l'unité avec les grands appareils modernes.

A chaque oscillation le piston décrit un certain volume V , une cylindrée ; en réalité, il envoie au réservoir un volume moindre, et le rapport de ce dernier volume au premier est le *rendement en volume* qu'il importe également de rapprocher de l'unité autant que possible. Dans les appareils bien établis on arrive facilement à un rendement en volume de 90 et même de 95 0/0.

Amorçage d'une pompe ; espace nuisible, son influence.

— Lorsqu'on met en marche une pompe aspirante, l'eau n'arrive généralement pas dans le cylindre au premier coup de piston ; il faut d'abord pomper l'air contenu dans le tube d'aspiration, et un nombre plus ou moins grand de coups de piston est nécessaire à cet effet, suivant la valeur relative de la capacité du cylindre et de la capacité du tube.

Si le tube d'aspiration est court et que son volume intérieur soit, par exemple, égal à celui du cylindre, un seul coup de piston doublera le volume de l'air confiné et réduira sa pression de moitié ; l'eau arrivera presque immédiatement sous le piston.

Mais, si le tube d'aspiration est très long, qu'il ait 100 ou 200 mètres, son volume intérieur peut être de dix fois, par exemple, celui du cylindre : le premier coup de piston diminue la pression de l'air confiné d'un dixième d'atmosphère environ et ne fait monter l'eau que de 1 mètre ; une série de coups de piston est nécessaire pour amorcer la pompe, et encore faut-il que le tube d'aspiration

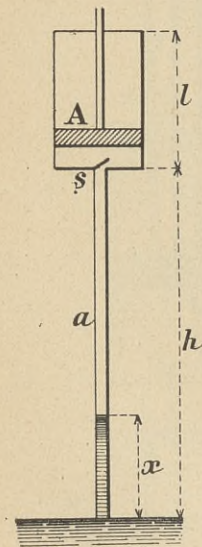


Fig. 159.

et les appareils soient bien étanches, afin d'éviter les rentrées d'air.

Aussi, avec les pompes à long tuyau d'aspiration, a-t-on souvent de grandes difficultés pour l'amorçage.

Soit un tuyau d'aspiration vertical, de hauteur h et de section a , avec un piston de section A et de course l ; appelons H la hauteur $10^m,33$, correspondant à la pression atmosphérique. Le premier coup de piston fait monter l'eau de x .

Le volume d'air confiné était, à l'origine, ah , et sa pression H ; après le coup de piston, le volume de cet air devient :

$$Al + a(h - x), \quad \text{et sa pression :} \quad H - x.$$

En exprimant que les volumes sont en raison inverse des pressions, nous trouvons l'équation :

$$ax^2 - x(Ha + ha + Al) + HAl = 0,$$

ou, en désignant par n le rapport des sections A et a :

$$x^2 - x(H + h + nl) + nHl = 0.$$

Cette équation a deux racines, mais celle pour laquelle le radical est affecté du signe $+$ est étrangère à la question.

Si l'on fait par exemple :

$$n = 10, \quad h = 6^m,0, \quad l = 0^m,5, \quad H = 10^m,33,$$

on trouve :

$$x = 2^m,80.$$

Le premier coup de piston ne fait donc monter l'eau que de $2^m,80$; par un calcul semblable, on déterminera l'ascension due au second coup de piston, et ainsi de suite.

De l'espace nuisible. — Lorsque le piston est au bas de sa course, il ne touche pas toujours le fond du cylindre, notamment à cause de la saillie plus ou moins forte que la soupape peut faire sur ce fond; s'il n'y a point de saillie de la soupape ou de son siège, il existe des dépressions, des recoins, des cavités où l'air reste confiné; le vide parfait n'existe pas sous le piston. — Il y a toujours un espace nuisible de volume v , renfermant de l'air à la pression atmosphérique H lorsque le piston commence sa course; si V est le volume d'une cylindrée, cet air confiné dans l'espace nuisible est soumis à la pression $H \frac{v}{V}$, lorsque le piston est arrivé au sommet de sa course.

Lorsque la hauteur h du tube d'aspiration satisfera à l'équation :

$$h + H \frac{v}{V} = H,$$

il n'entrera plus d'eau dans le corps de pompe, puisque l'atmosphère sera équilibrée par la pression de l'air confiné augmentée de la colonne h .

La hauteur h d'élévation est donc toujours inférieure au maximum théorique H , puisque :

$$h = H \left(1 - \frac{v}{V}\right).$$

Influence de l'espace nuisible. — Si l'espace nuisible est réduit à 0,05 du volume du cylindre, ce à quoi on peut arriver assez facilement dans une bonne pompe, le maximum d'aspiration peut atteindre 0,95 de la pression atmosphérique, soit 9^m,81.

Avec les pompes à piston plongeur, aujourd'hui les plus usitées dans les grandes distributions d'eau, l'espace nuisible, qui est alors créé intentionnellement, atteint jusqu'à 20 0/0 du volume du cylindre, et la limite de la hauteur h d'aspiration tombe à 8^m,25.

En pratique, il faut encore réduire ces limites, afin de tenir compte des pertes de charge dues aux chocs, aux étranglements et épanouissements brusques de la colonne liquide; l'air dissous dans l'eau qu'on aspire se dégage en partie sous l'influence de la diminution de pression et vient former sous le piston une couche gazeuse qui se comprime et absorbe du travail.

Influence de la course du piston. — Le volume de l'espace nuisible est indépendant de la course du piston, mais la formule précédente montre que son influence diminue quand le volume de la cylindrée augmente; à ce point de vue il y a donc avantage à augmenter la course du piston.

Mais, outre que cette augmentation de course a des inconvénients dans la pratique, elle a encore pour effet de réduire la hauteur véritable d'aspiration.

La valeur de h que nous avons considérée ne s'applique qu'au tube d'aspiration; mais il ne suffit pas que l'eau arrive au sommet de ce tube, il faut encore qu'elle suive le piston dans sa course ascensionnelle et elle ne le suivrait certainement pas si à un moment quelconque la face inférieure du piston pouvait se trouver à plus de 10^m,33 au-dessus du plan d'eau.

Il faut donc considérer, pour avoir la hauteur totale d'élévation, le sommet de la course du piston et, sous ce rapport, les longues courses du piston dans les pompes verticales ne sont possibles qu'avec de faibles hauteurs d'aspiration.

Les pompes horizontales n'offrent pas le même inconvénient, le déplacement du piston n'influant pas sur la hauteur d'aspiration.

Limite de la hauteur d'aspiration. — Dans les conditions pratiques du fonctionnement des pompes verticales, la *plus grande hauteur d'aspiration* admise avec cylindres alésés et pistons à garnitures est de *neuf mètres*, et avec les pistons plongeurs *six mètres* seulement.

Limitation de la vitesse du piston. — Lorsque l'on actionne une pompe aspirante et qu'on veut accélérer la vitesse, on s'aperçoit fort bien qu'à un certain moment l'eau se décolle en quelque sorte du piston qui monte et qu'elle ne le suit pas dans sa course. Il en résulte des chocs et une perturbation complète ; quand cet effet se produit dans des pompes puissantes, il est détestable.

Il tient simplement à ce que l'on imprime au piston une vitesse excessive, supérieure à celle que peut atteindre l'eau aspirée.

En effet, la vitesse théorique V que prend l'eau dans le tube d'aspiration de hauteur h est :

$$V = \sqrt{2g(H - h)}.$$

Pour de petites valeurs de h , V est toujours assez considérable pour que l'eau suive le piston ; mais, quand la hauteur d'aspiration augmente et se rapproche des limites pratiques, 9 mètres (pistons ordinaires) et 6 mètres (pistons plongeurs), la vitesse ascensionnelle de l'eau ne peut dépasser 5^m,10 dans le premier cas et 9^m,20 dans le second.

Quelle est la vitesse du piston correspondant à ces maximums ? En appelant comme plus haut A et a la section du piston et celle du tube d'aspiration, par m le coefficient de contraction de la veine liquide à son entrée dans le corps de pompe, par u la vitesse du piston au milieu de sa course, c'est-à-dire sa vitesse maxima, la condition de continuité exige :

$$m \cdot a \cdot V = A \cdot u,$$

$$u = m \cdot \frac{a}{A} \cdot V.$$

Le coefficient m est celui qui s'applique à la contraction de la veine liquide débouchant en mince paroi, soit 0,62 ; si on prend les valeurs maxima de V : 5^m,10 et 9^m,20, qu'on appelle n le rapport des deux sections, la vitesse maxima u du piston ne doit pas dépasser :

$$\begin{aligned} n &\times 3^{\text{m}},16 \text{ pour les pistons ordinaires ;} \\ \text{et } n &\times 5^{\text{m}},58 \text{ pour les pistons plongeurs.} \end{aligned}$$

Donc les pompes à grande vitesse exigent une grande valeur de n , c'est-à-dire une section du tube d'aspiration se rapprochant le plus possible de celle du piston. Le mieux serait d'avoir un tube de même section que le piston, mais cela est irréalisable à cause des soupapes dans des pompes de quelque importance.

Le rapport des sections dépasse rarement 0,25, il atteint exceptionnellement 0,50 ; la vitesse maxima du piston ne doit pas dans les deux cas dépasser :

0^m,80 et 1^m,58 avec les pistons ordinaires,
1 ,40 et 2 ,80 avec les pistons plongeurs.

On peut admettre que la vitesse moyenne du piston est à peu près la moitié de sa vitesse maxima.

En évasant l'ajutage d'accès, on peut réduire la contraction et, par conséquent, rapprocher m de l'unité, lui donner par exemple la valeur qu'il a dans l'écoulement par ajutage cylindrique. Dans ce cas, les limites précédentes sont augmentées d'environ un tiers de leur valeur.

En réalité, pour des pompes aspirant au maximum de hauteur possible, la vitesse moyenne du piston ne doit pas dépasser 1 mètre avec les pistons ordinaires, et 2 mètres avec les pistons plongeurs.

De cette vitesse moyenne on déduit facilement le nombre de tours à la minute à admettre pour les arbres moteurs et manivelles.

Les grandes vitesses sont, du reste, nuisibles dans les pompes à mouvement alternatif, à cause des inévitables destructions de forces vives et des chocs funestes qui en résultent. Avec de grandes vitesses à l'aspiration il peut arriver que la force vive soit suffisante pour maintenir la soupape d'admission encore ouverte pendant quelques instants après que le piston a commencé sa descente ; on constate alors un rendement en volume supérieur à l'unité, mais le mécanisme ne tarde pas à se détraquer.

Variations du travail mécanique d'une pompe ; moyens de les atténuer par l'accouplement de deux ou trois corps de pompe. — La seule description des pompes à simple effet montre que le travail élémentaire à fournir par le piston varie à chaque instant, condition détestable au point de vue mécanique.

Dans l'ancienne pompe aspirante, mue à bras d'homme avec un balancier, il n'y a de travail important à fournir que pendant le mouvement ascensionnel du piston ; pendant le mouvement de descente, le piston retombe presque de lui-même si l'appareil est bien équilib-

bré. La disposition mécanique admise n'est donc pas mauvaise, car le travail de l'homme sur un balancier s'exerce surtout de haut en bas.

Mais, dès qu'on a recours à des pompes puissantes, le travail moteur est fourni par un arbre avec bielle et manivelle; ce travail est à peu près constant, tandis que le travail résistant est essentiellement variable, d'où les inconvénients graves qu'il s'agit de corriger.

L'adoption de la pompe à double effet a déjà été un grand perfectionnement; l'aspiration et le refoulement y sont simultanés, l'un sur une face et l'autre sur la face opposée du piston; un double jeu de soupapes est nécessaire.

Les calculs suivants s'appliquent à une pompe à double effet. En appelant h la hauteur d'aspiration, et h' la hauteur de refoulement, la pression en kilogrammes à exercer sur le piston de surface S est $1\ 000.S.(h + h')$. Cette expression ne tient pas compte des frottements du piston contre le cylindre ou contre les boîtes à étoupes qui le guident, ni du poids de ce piston et de son attirail qui agit tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre, ni des pertes de charge du liquide soit dans les tuyaux, soit au passage des divers orifices, ni de l'accélération variable imprimée au piston et à la masse liquide, car tout cela ne se meut pas d'un mouvement uniforme.

Si P est le poids du piston, P' celui de la masse d'eau, que ces deux mobiles prennent des accélérations y et y' , ces accélérations exigent une force supplémentaire $\frac{P}{g} y$ et $\frac{P'}{g} y'$. On diminue dans de grandes proportions ces forces nuisibles en soutenant le piston par un contrepoids lorsqu'il est très lourd et en disposant sur le tuyau de refoulement, et même en certains cas sur le tuyau d'aspiration, un réservoir à air; l'air en se comprimant emmagasine la force vive des chocs pour la restituer ensuite d'une manière progressive et régulariser ainsi le mouvement des colonnes liquides.

Accouplement de deux corps de pompe.

— On arrive à régulariser davantage le mouvement en se servant de deux pompes accouplées à tuyauterie unique. Les tiges des pistons sont réunies par des bielles à des manivelles M et M' , calées à 90° l'une de l'autre sur un arbre moteur horizontal A .

Dès que la longueur de la bielle atteint 5 fois le rayon, limite ordinairement dépassée dans la pratique, on peut négliger l'obliquité des tiges MB , $M'B'$ sur la verticale; le maximum de cette obliquité n'atteint en effet que $11^\circ,30'$.

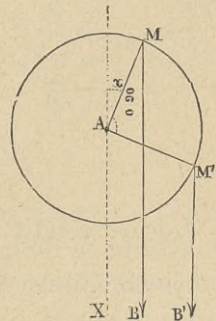


Fig. 160.

La vitesse des boutons M et M' peut donc être considérée comme toujours verticale (l'erreur qu'on commet ainsi sur la valeur de la vitesse est, au maximum, 0,1) et, comme l'arbre A possède une vitesse uniforme de rotation ω , la vitesse des points M et M' est la même que celle de leurs projections sur le diamètre vertical AX. Leur vitesse constante de circulation est $\omega.r$; les vitesses v et v' de M et M' suivant la verticale seront donc :

$$v = \omega.r. \sin x, \quad v' = \omega.r. \sin \left(\frac{\pi}{2} + x \right) = \omega.r. \cos x.$$

En un temps élémentaire t , les deux pompes; dont les pistons ont la même section S, fourniront un volume d'eau total :

$$S.\omega.r.t(\sin x + \cos x).$$

On aura toutes les combinaisons possibles de vitesse et de débit en faisant varier x de 0 à $\frac{\pi}{2}$; le maximum et le minimum du débit correspondront à ceux de l'expression :

$$\sin x + \cos x.$$

Elle a deux minima égaux à 1, pour $x = 0$ et $x = \frac{\pi}{2}$.

Elle a un maximum égal à 1,41, pour $x = \frac{\pi}{4}$, et sa valeur moyenne est :

$$\frac{\int_0^{\frac{\pi}{2}} (\sin x + \cos x). dx}{\int_0^{\frac{\pi}{2}} dx} = \frac{4}{\pi} = 1,272.$$

L'écart relatif le plus grand se produit entre le minimum et la moyenne, il est égal à $\frac{0,272}{1,272} = 0,214$.

Au contraire, avec une seule pompe le débit élémentaire, proportionnel à $\sin x$, varie de 0 à 1 et a pour valeur moyenne $\frac{2}{\pi}$ ou 0,637. L'écart relatif atteint donc 63 0/0, au lieu de 21.

Accouplement de trois corps de pompes. — Avec trois corps de

pompe, mus par trois manivelles calées à 120° l'une de l'autre sur le même arbre, le débit élémentaire est proportionnel à :

$$(1) \quad \sin x + \sin (x + 120^\circ) + \sin (x + 240^\circ);$$

pour avoir toutes les combinaisons, il suffit de faire varier x de 0 à 60° et de prendre tous les sinus avec leur valeur positive. En développant et remplaçant les sinus et cosinus de 120° et 240° par leur valeur, l'expression se réduit à :

$$\sin x + \sqrt{3} \cos x.$$

Elle a deux minima égaux à $\sqrt{3}$ ou 1,73, pour $x = 0$ et $x = \frac{\pi}{3}$.

Elle a un maximum égal à 2, pour $x = \frac{\pi}{6}$, et sa valeur moyenne est :

$$\frac{\int_0^{\frac{\pi}{3}} (\sin x + \sqrt{3} \cos x) dx}{\int_0^{\frac{\pi}{3}} dx} = \frac{6}{\pi} = 1,91.$$

L'écart relatif le plus grand n'est que de 9 0/0.

La loi de la *sinusoïde* fait immédiatement saisir la régularisation obtenue par l'accouplement de plusieurs corps de pompe; avec un seul corps de pompe à double effet, les débits élémentaires varient comme les ordonnées de la sinusoïde AMB, AB étant le diamètre de la manivelle ou la course du piston.

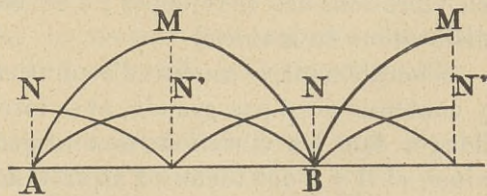


Fig. 161.

Avec deux pompes, ayant chacune un piston égal en

surface à la moitié du piston unique, et calées à 90° l'une de l'autre sur l'arbre tournant, les débits élémentaires résultent de l'addition des ordonnées des deux sinusoïdes N et N' ; la variation est déjà beaucoup moins étendue. Avec trois pompes calées à 120° , il faudrait superposer les ordonnées de trois sinusoïdes, et l'écart serait encore resserré dans des limites plus étroites.

Accouplement pour pompes à simple effet. — La régularisation obtenue est encore très grande, même quand on accouple trois pompes à

simple effet, ce qui arrive souvent dans les puits profonds avec pompes mues par un manège ou par un petit moteur à vapeur.

Dans ce cas, l'expression (1) est encore bonne pour le débit élémentaire, à condition que l'on supprime le dernier sinus, se rapportant à un angle de plus de 180° , car la pompe correspondante ne travaille pas.

Le total se borne donc à :

$$\sin x + \sin (x + 120^\circ), \quad \text{ou} \quad 2\sin (x + 60^\circ) \cos 60^\circ, \quad \text{ou} \quad \sin (x + 60^\circ).$$

Pour $x = 0$, cette quantité est égale à $\sqrt{\frac{3}{2}}$, ou 0,866; elle devient maxima et égale à 1 pour $x = 30^\circ$, puis décroît jusqu'à 0,866, lorsque x passe de 30° à 60° .

Quand x varie de 60° à 120° , la somme se réduit à $\sin x$ qui a pour minima 0,866 et pour maxima 1.

Ainsi le débit élémentaire est toujours proportionnellement compris entre 0,866 et 1, au lieu de varier de 0 à 1, comme il le fait avec un seul corps de pompe.

Régularisation du mouvement par les réservoirs d'air.

— Avec les pompes à mouvement alternatif, la masse d'eau contenue soit dans le conduit d'aspiration, soit dans le conduit de refoulement, voit sa vitesse osciller entre zéro et un maximum; à chaque coup de piston, il faut que la force vive acquise par la masse d'eau se dépense en chocs, en déformation, en échauffement, en compression du liquide, en vibrations des enveloppes; d'où travail perdu et effet perpétuel de dislocation du matériel.

Généralement, le conduit d'aspiration n'est pas long, la masse liquide y contenue n'est pas grande, et sa force vive peut s'annuler sans grand danger dans les vibrations de tout genre; mais il n'en est pas toujours ainsi, et il y a des tuyaux d'aspiration dont le diamètre et la longueur sont considérables; l'adoption d'un volant régulateur s'impose alors, et ce volant est un réservoir à air.

Il est toujours indispensable sur les conduites de refoulement, dont la longueur atteint parfois plusieurs kilomètres, et on le place alors à l'origine même de la conduite, immédiatement après les pompes.

L'usage en était autrefois inconnu; aussi voyons-nous, dans les anciennes distributions d'eau, un château d'eau en forme de tour accolé aux machines élévatoires; la conduite de refoulement n'a alors qu'une longueur limitée à la hauteur de la tour, elle déverse l'eau dans une cuve placée au sommet de la tour, et de cette cuve part la

conduite d'adduction dont l'eau n'est plus soumise à aucune variation de vitesse. Ce système compliqué a disparu.

Les ingénieurs américains n'accordaient autrefois qu'une confiance limitée à la régularisation obtenue par les réservoirs à air; aussi employaient-ils, par surcroît de précaution, un tuyau métallique implanté à l'origine de la conduite de refoulement et débouchant librement dans l'atmosphère; ces tuyaux verticaux, dans lesquels l'eau peut osciller et perdre sa force vive, portaient le nom de *stand-pipes* et étaient protégés contre la gelée par une chemise en maçonnerie. Ils ne sont plus en usage aujourd'hui, mais parfois on les préfère encore aux ventouses pour assurer le dégagement de l'air aux points hauts des longues conduites.

On connaît le principe des réservoirs à air comprimé: sur une conduite dans laquelle l'eau circule on place un réservoir formé d'un cylindre vertical couvert par une demi-sphère; de l'air est confiné dans ce réservoir. Tant que l'écoulement de l'eau dans la conduite est régulier, l'air reste soumis à la même pression que l'eau qu'il surmonte, mais, si l'écoulement vient par exemple à s'arrêter brusquement; l'eau monte dans le réservoir et l'air s'y comprime; la compression produit le travail résistant qui absorbe la force vive au grand avantage des appareils qui échappent ainsi aux chocs et aux déformations. La vitesse de l'eau vient-elle à s'accélérer, l'effet de régulation est le même. La masse d'eau dont le moteur doit vaincre l'inertie à chaque coup de piston se réduit à celle qui est comprise entre le moteur et le réservoir.

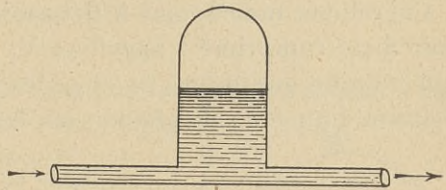


Fig. 162.

La régularité du mouvement ascensionnel de l'eau sera d'autant plus près de l'absolu que les variations de pression, et par conséquent de volume, de l'air comprimé dans le réservoir auront moins d'amplitude.

Il importe donc de déterminer en conséquence le volume du réservoir d'air comprimé.

Il faut calculer d'abord quel est le débit moyen donné, pour chaque coup de piston, par la pompe dont on se sert et quel est l'écart maximum entre ce débit moyen et le débit élémentaire engendré à chaque instant de la course du piston.

Nous avons fait ce calcul plus haut en traitant de l'accouplement des pompes par deux ou par trois sur le même arbre; le lecteur voudra bien s'y reporter. Nous en rappellerons seulement les résultats:

1° Avec une seule pompe à double effet, le débit élémentaire, proportionnel au sinus de l'angle de la manivelle, varie de 0 à 1 et a pour valeur moyenne 0,637 ; l'écart maximum est donc 0,637 ;

2° Avec deux pompes accouplées à 90° l'écart maximum tombe à 0,214 ;

3° Avec trois pompes accouplées à 120° l'écart maximum n'est plus que de 0,09.

Le réservoir à air comprimé a pour but de réduire les écarts du débit dans la conduite ascensionnelle, au-delà du point où il se trouve ; les variations de force vive ne s'exercent plus que sur la faible longueur de conduite comprise entre les pompes et le réservoir d'air ; pendant la période de sa course où le piston fournit moins que le débit moyen, c'est le réservoir à air comprimé qui comble le déficit, et l'air s'y détend ; pendant la période où le piston fournit plus que le débit moyen, c'est le réservoir qui emmagasine l'excédent, et l'air s'y comprime.

Appelons m l'écart maximum entre le débit élémentaire et le débit moyen, écart dont nous avons donné plus haut la valeur suivant les cas.

Cherchons maintenant à déterminer le volume à donner au réservoir d'air comprimé ; appelons V_1 le volume maximum de l'air, V_2 son volume minimum, p_1 et p_2 les pressions correspondantes, et V le volume d'un coup de piston ; on doit avoir :

$$V_1 - V_2 = mV,$$

et, d'après la loi de Mariotte,

$$p_1 V_1 = p_2 V_2, \quad \text{ou :} \quad \frac{p_2 - p_1}{p_1 + p_2} = \frac{V_1 - V_2}{V_1 + V_2}.$$

La pression moyenne de l'air comprimé est $\frac{1}{2}(p_1 + p_2)$, et la variation de cette pression est $p_2 - p_1$; la régularité du mouvement à obtenir dépendra du rapport $\frac{1}{n}$ de la variation de la pression à la pression moyenne, donc :

$$\frac{2}{n} = \frac{p_2 - p_1}{p_1 + p_2} = \frac{V_1 - V_2}{V_1 + V_2} = \frac{mV}{2V_1 - mV};$$

de cette équation on tire :

$$V_1 = \frac{1}{4} m.V (n + 2),$$

et cette formule permet de calculer le volume du réservoir lorsqu'on a calculé m et choisi la valeur de n , qui varie entre 20 et 100, suivant les circonstances.

Avec une pompe à deux pistons couplés, m est environ $\frac{1}{5}$; si l'on prend $n = 50$, on trouve : $V_1 = 2,6.V$.

Comme nous l'avons dit, les réservoirs à air sont aussi utiles sur les conduites d'aspiration, lorsque celles-ci ont une certaine longueur.

La méthode la plus simple de les calculer nous paraît être d'admettre qu'ils doivent absorber la demi-force vive de la masse liquide aspirée, en admettant que celle-ci vienne à s'arrêter brusquement. On en connaît le volume et la vitesse maxima, que nous avons appris à calculer précédemment ; on en déduit la force vive. Le travail de compression à exercer sur le gaz doit être la moitié de cette force vive ; d'autre part, nous savons que, pour faire passer un gaz du volume V_1 et de la pression p_1 au volume V_2 et à la pression p_2 , il faut lui fournir un travail égal à :

$$p_1 V_1 \log \text{hyp.} \frac{V_1}{V_2};$$

la pression initiale p_1 est celle de l'air confiné lorsque la colonne d'eau d'aspiration est au repos, on la connaît par la position du réservoir. On admet que le volume V_2 est la moitié de V_1 ; il n'y a donc plus que V_1 d'inconnu, et il est facile de l'obtenir.

Dans la pratique, il ne faut pas compter uniquement sur le dégagement de l'air dissous dans l'eau pour alimenter les réservoirs à air ; du reste, il y a toujours de l'air entraîné par le courant liquide, et il faut renouveler la provision : on a recours à des pompes à air.

Variations de l'accélération et de la force vive d'une masse liquide mue par un piston actionné par bielle et manivelle. — Le piston, actionné par la bielle de longueur b que meut la manivelle de rayon l , oscille sur l'axe MN, et son mouvement est identique à celui de la projection du bouton B de la manivelle sur le même axe MN.

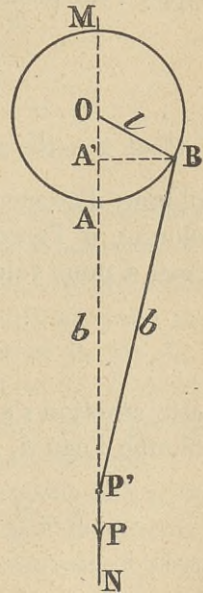


Fig. 163.

φ étant l'angle décrit par la manivelle quand le bouton passe de A en

B, sa vitesse angulaire w est $\frac{d\varphi}{dt}$; pendant le même temps, le piston a décrit la ligne droite PP' égale à AA'. On a :

$$PP' = l + b - l \cos \varphi - \sqrt{b^2 - l^2 \sin^2 \varphi} = l \left(1 - \cos \varphi - \sqrt{\frac{b^2}{l^2} - \sin^2 \varphi} \right) + b.$$

Pour simplifier la formule, désignons par m le rapport $\frac{b}{l}$. La vitesse u du piston, correspondant à la position B de la manivelle, est la dérivée de l'espace PP' par rapport à t ; prenons cette dérivée et remplaçons $\frac{d\varphi}{dt}$ par sa valeur, la vitesse angulaire w ; nous trouvons :

$$u = lw \left[\sin \varphi + \frac{1}{2} \frac{\sin 2\varphi}{\sqrt{m^2 - \sin^2 \varphi}} \right].$$

L'accélération du piston est la dérivée de sa vitesse; prenons donc la dérivée de u en remplaçant toujours $d\varphi$ par w , nous trouvons :

$$\frac{du}{dt} = lw^2 \left[\cos \varphi + \frac{\cos 2\varphi}{\sqrt{m^2 - \sin^2 \varphi}} + \frac{1}{4} \cdot \frac{\sin^2 2\varphi}{(m^2 - \sin^2 \varphi)^{\frac{3}{2}}} \right].$$

Si Ω est la section du piston, et ω celle du tuyau de refoulement dans lequel l'eau prend une vitesse v , on a :

$$u \cdot \Omega = v \cdot \omega, \quad \text{et} : \quad \frac{dv}{dt} = \frac{\Omega}{\omega} \cdot \frac{du}{dt}.$$

C'est à cette accélération $\frac{dv}{dt}$ que la masse de l'eau qui remplit la colonne d'ascension oppose son inertie; si s est la longueur de la colonne, g l'accélération de la pesanteur, la réaction de la colonne d'eau a pour valeur :

$$\frac{\omega \cdot s}{g} \cdot \frac{dv}{dt}, \quad \text{ou} : \quad \frac{\Omega \cdot s}{g} \cdot \frac{du}{dt},$$

cette réaction s'applique à la surface ω ; si on veut la mesurer par une colonne d'eau h , il faut diviser l'expression précédente par ω , et l'on a :

$$h = \frac{\Omega}{\omega} \cdot \frac{s}{g} lw^2 \left[\cos \varphi + \frac{\cos 2\varphi}{\sqrt{m^2 - \sin^2 \varphi}} + \frac{1}{4} \frac{\sin^2 2\varphi}{(m^2 - \sin^2 \varphi)^{\frac{3}{2}}} \right].$$

Généralement le rapport $\frac{b}{l}$ ou m est suffisamment grand pour qu'on puisse négliger le carré de $\sin \varphi$ par rapport à m^2 ; on peut de même

négliger la dernière fraction du polynôme précédent, toujours beaucoup plus petite que l'unité, et il reste :

$$(1) \quad h = \frac{\Omega}{\omega} \cdot \frac{g}{s} \cdot lw^2 \left(\cos \varphi + \frac{l}{b} \cos 2\varphi \right).$$

Cette hauteur s'ajoute à la hauteur manométrique du refoulement et la modifie profondément, lorsque la colonne ascensionnelle ne comporte pas de réservoir d'air comprimé.

EXEMPLE. — Soit une pompe à simple effet, mais à deux corps conjugués, de 0^m,25 de diamètre et de 1 mètre de course, avec bielle de 2 mètres de long, faisant 15 tours à la minute et débitant, par conséquent, 24^{lit},5 à la seconde.—La vitesse angulaire w est égale à $\frac{\pi}{2}$ ou 1,57; supposons que le tuyau de refoulement ait 0^m,20 de diamètre et une longueur de 500 mètres, on aura :

$$\Omega = 0,049, \quad \omega = 0,031, \quad s = 500, \quad g = 9^m,8, \quad l = 0,5, \quad b = 2,$$

et la formule (1) peut s'écrire :

$$h = 100 \left(\cos \varphi + \frac{1}{4} \cos 2\varphi \right).$$

Pour $\varphi = 0$	$h = 125$
— $\varphi = 45^\circ$	$h = 57$
— $\varphi = 77^\circ$	$h = 0$
— $\varphi = 90^\circ$	$h = -25$
— $\varphi = 180^\circ$	$h = -75$

Les variations de h sont indépendantes de la hauteur du refoulement, elles sont proportionnelles au carré de la vitesse de rotation et à la longueur de la conduite de refoulement. Dans le cas considéré l'amplitude des variations irait de + 125 à 75, ce qui fait un écart total de pression de 200 mètres entre le commencement et la fin de la course du piston. Si la hauteur réelle de refoulement est de 30 mètres, elle sera portée par les pertes de charge à 33 mètres, et la pression effective sur le piston variera de 158 mètres à — 42 mètres.

On voit par ce seul exemple à quels chocs serait exposée une pompe refoulant l'eau, même dans une conduite de longueur médiocre, si elle était, comme nous le supposons, mue par une manivelle à vitesse constante.

La formule (1) indique le remède au mal : il faut placer le *réservoir d'air aussi près que possible de la pompe*. Si on le place, par exemple,

à 1 mètre, la longueur de la colonne d'eau soumise aux variations de pression est réduite à $\frac{1}{500}$; et il en est de même de h dont les variations restent comprises entre $+ 0^m,254$ et $- 0^m,150$, soit une amplitude totale de $0^m,40$, pourvu, bien entendu, que le réservoir d'air soit de dimension suffisante.

Effet spécial de ces variations lorsque le moteur est une roue hydraulique. — Lorsque le moteur est une roue hydraulique, sans régulateur de débit, les variations de pression que nous venons de constater peuvent encore s'aggraver par le jeu même du moteur.

Nous avons supposé que le mouvement de rotation de la manivelle était uniforme; mais, au commencement de la course du piston, la rotation se trouve retardée par le surcroît de résistance, la roue hydraulique se ralentit, elle reçoit une charge d'eau plus grande; mais, comme la résistance diminue, s'annule et même devient négative, la roue regagne en vitesse ce qu'elle avait perdu tout d'abord, et elle regagne d'autant plus que la valeur négative de h croît en valeur absolue comme le carré de la vitesse de rotation. A la fin de la course du premier piston, lorsque le second va commencer à refouler à son tour, la machine a donc gagné un excès de vitesse, qui va développer un plus grand excès de résistance qu'au premier coup; de là un nouveau retard plus accusé, nouvelle surcharge d'eau plus forte sur la roue, et ainsi de suite: l'excès de pression se développe sans cesse, la roue et les pompes, exposées à des chocs croissants, se détraquent et se brisent.

M. Harlé, ingénieur en chef des Mines, cite un exemple de cet effet désastreux dans les pompes mues par roue hydraulique qu'il avait installées à Périgueux:

« On avait, dit-il, mis la pompe en marche en mon absence, sans qu'il y eut d'air dans la cloche. Au bout d'une dizaine de minutes d'une marche devenue de plus en plus irrégulière, il se produisit un claquement avec un fort bruit et il s'ouvrit une fente dans la boîte à soupapes qui avait été soumise, comme les corps de pompe, à une pression de 6 atmosphères, double de la pression à la base de la colonne d'eau à élever. »

La roue hydraulique employée à Périgueux avait, du reste, une masse trop faible pour former un bon volant, même avec le réservoir à air comprimé; il en résultait des irrégularités de marche que l'on corrigea en embrayant sur l'arbre de la roue le volant de la machine à vapeur de secours, même pendant que celle-ci ne fonctionnait pas.

Par un calcul attentif et détaillé on peut, du reste, établir à la vitesse normale la force vive de la roue hydraulique et des engrenages, d'une part, et, d'autre part, la variation de force vive qui se produit pour un coup de piston dans les pièces mobiles de la pompe et dans la masse d'eau mise en mouvement ; il faut que cette variation soit très faible par rapport à la force vive du moteur et qu'elle n'en dépasse pas la trentième partie.

La régulation du mouvement par l'emploi du réservoir d'air est peut-être plus importante avec un moteur hydraulique qu'avec un moteur à vapeur, car celui-ci est pourvu d'un régulateur automatique.

L'ancienne machine de Marly présentait aussi de grandes irrégularités ; de Prony disait à ce sujet :

« Lorsqu'on examine la machine en action, l'inégalité de sa marche est la première chose qui frappe les yeux : les roues à aubes sont, dans une partie de leur révolution, presque immobiles : c'est le moment de la production de l'effet utile ; elles acquièrent ensuite une grande vitesse, parce que l'effort devient petit ou nul. »

Dans la nouvelle machine de Marly, l'arbre de chaque roue hydraulique porte une manivelle de chaque côté ; les deux manivelles, calées à 90°, font marcher chacune deux pompes à piston plongeur accouplées. Ce calage à 90° est, comme nous l'avons vu, très favorable à la régulation ; cependant on relève encore sur chaque tour de roue quatre retards alternant avec quatre accélérations.

Indication du calcul d'une pompe ou d'un système de pompes. Prix de revient de la machinerie, comparaison avec la dépense de la conduite de refoulement. — Le point de départ du calcul est la connaissance du volume d'eau Q à élever par seconde et de la hauteur totale d'élévation H , aspiration et refoulement compris ; ces deux éléments sont les données mêmes de la question : le débit s'exprime en litres, et la hauteur en mètres.

Le produit QH est le travail utile à produire, en kilogrammètres à la seconde, et ce produit divisé par 75 est le travail en chevaux-vapeur.

Il faut déterminer ensuite le diamètre de la conduite de refoulement ; souvent elle a plusieurs kilomètres de longueur et entre pour une grosse part dans la dépense première. Il y a donc avantage, à ce point de vue, à lui donner un diamètre aussi petit que possible ; mais la réduction du diamètre, à débit égal, entraîne une augmentation rapide de la perte de charge et de la hauteur *virtuelle* d'élévation : par hauteur virtuelle il faut entendre la hauteur réelle augmentée de celle qui correspond aux pertes de charge.

Si on place un manomètre près de la pompe au bas de la conduite de refoulement, manomètre gradué en hauteurs d'eau, ce manomètre indique, pendant la marche, la hauteur virtuelle et non la hauteur réelle. La hauteur virtuelle s'appelle donc aussi hauteur *manométrique*.

Quand on diminue le diamètre de la conduite, on augmente donc la hauteur virtuelle d'élévation et, par conséquent, la puissance de la machine et le travail qu'elle a à fournir ; il faut une machine plus coûteuse d'acquisition et plus coûteuse d'exploitation. Ainsi on économise sur la canalisation, mais on dépense davantage sur les machines.

Il y a donc une combinaison plus avantageuse que toute autre qu'il faut rechercher.

On peut établir une formule à cet effet.

La perte de charge totale K sur une conduite de longueur l de rayon r , ayant un débit Q, est :

$$K = \frac{b_1 Q^2 l}{\pi^2 r^5},$$

et, d'après Darcy, le coefficient b_1 varie avec le rayon suivant la formule suivante, applicable à des tuyaux depuis longtemps en service :

$$b_1 = 0,001\ 014 + \frac{0,000\ 013}{r} = \alpha + \frac{\beta}{r}.$$

Le travail T en chevaux-vapeur, à fournir par la machine, est donc :

$$T = \frac{Q(H + K)}{75} = \frac{Q}{75} \left[H + \frac{Q^2 l}{\pi^2} \left(\frac{\alpha}{r^5} + \frac{\beta}{r^6} \right) \right].$$

Si P est le prix du cheval-vapeur mesuré en eau montée, P.T sera le prix total de la machinerie ; pour obtenir P, il faudra ajouter au prix d'acquisition le capital résultant de la capitalisation des frais d'exploitation et d'entretien : charbon, huile, etc.

D'autre part, nous savons que le prix p d'un mètre de conduite est à peu près proportionnel au rayon ; on peut aujourd'hui admettre pour le prix d'un mètre courant de conduite mis en place la formule

$$140.r,$$

qui est même trop forte pour de gros diamètres.

La dépense d'installation de la conduite sera donc :

$$140.r.l,$$

et la dépense totale du système s'écrira :

$$140.r.l + \frac{PQ}{75} \left[H + \frac{Q^2 l}{\pi^2} \left(\frac{\alpha}{r^3} + \frac{\beta}{r^6} \right) \right].$$

Voilà l'expression qu'il faut rendre minima. A cet effet, annulons sa dérivée par rapport à r , nous avons l'équation :

$$140.l - \frac{PQ^3 l}{75\pi^2} \left(\frac{3\alpha}{r^6} + \frac{6\beta}{r^7} \right) = 0$$

ou :

$$\frac{140.75.\pi^2}{PQ^3} . r^7 - 3\alpha.r - 6\beta = 0$$

Cette équation finale ne renferme pas la longueur l , ce qui montre que la solution est indépendante de la longueur des conduites. Elle est du septième degré en r , et il faudra la résoudre par tâtonnements successifs ou par la méthode graphique.

Il était bon de l'établir, mais dans la pratique on ne s'en sert guère. Le diamètre de la conduite à employer est pour ainsi dire fixé par la vitesse moyenne que l'eau n'y doit pas dépasser; cette vitesse est bien rarement supérieure à 1 mètre : on peut partir de cette limite, déterminer le diamètre correspondant, puis chercher ce que donnent quelques diamètres inférieurs ou supérieurs; les tables indiquent immédiatement les pertes de charge, on calcule la puissance en chevaux-vapeur exigée pour chaque combinaison, et la comparaison des résultats indique la solution.

Comme prix du cheval-vapeur, on peut admettre 4 000 francs d'acquisition; avec 3 600 heures de travail par an et une consommation de 1^{kg},2 de charbon à l'heure, il consomme 4 320 kilogrammes de charbon à 0^{fr},30, soit 130 francs de charbon; à quoi s'ajoutent 20 à 30 francs d'entretien, 40 à 50 francs d'amortissement, soit une dépense annuelle de 200 francs représentant un capital de 4 000 francs. La valeur de P peut donc être approximativement fixée à 5 000 francs.

Ayant déterminé le rayon de la conduite, on cherche la perte de charge correspondante et les tables rendent ce calcul bien facile. Il ne faut pas oublier qu'à la perte de charge due au frottement dans les tuyaux s'ajoutent les pertes de charge élémentaires dues à la

destruction de la vitesse de l'eau aspirée, à la contraction des courants liquides au passage des soupapes d'aspiration et de refoulement, enfin à la vitesse même avec laquelle l'eau s'écoule dans le réservoir. Ces pertes élémentaires sont relativement peu de chose, puisque la destruction d'une vitesse de 1 mètre représente seulement une charge égale à $\frac{1}{2g}$, c'est-à-dire à environ 0^m,05. Cependant il est bon de ne pas les oublier, ne serait-ce que pour chercher à les réduire au strict minimum.

Aperçu du calcul des éléments de la pompe. — Connaissant le débit à fournir par la pompe en une seconde, on se donne la vitesse moyenne du piston eu égard au système de pompe adopté, en se tenant dans les limites que nous avons précédemment calculées. Du débit et de la vitesse moyenne on déduit la section du piston ; il s'agit de la section nette, déduction faite de celle des tiges.

Le rapport de la course au diamètre est pratiquement fixé suivant le système de pompe ; dans le système ordinaire, la course est souvent le double du diamètre. Connaissant la vitesse moyenne et la course, on calcule le nombre de coups de piston et, par conséquent, le nombre de tours à demander à l'arbre moteur dans une minute.

La partie la plus importante d'une pompe, ce sont les clapets ; leur section est d'ordinaire au moins égale à la moitié de celle du piston. La vitesse maxima que l'eau peut y prendre est donc le double de la vitesse maxima du piston, vitesse maxima que nous avons déterminée ; la levée h de la soupape de diamètre d au-dessus de son siège doit être telle que la surface πdh soit la moitié de la surface du piston ; encore faut-il, pour tenir compte de la contraction de la veine liquide, affecter la surface d'écoulement de la soupape du coefficient 0,62.

Mais nous n'avons pas à insister sur ces détails de construction qui sortiraient du cadre de notre ouvrage.

En matière de machines, il faut avoir soin de spécifier nettement le travail mécanique qu'elles ont à fournir. Lorsqu'il s'agit de machines élévatoires, il n'y a qu'une base certaine : *le travail mesuré en eau montée*, c'est le seul à introduire dans les devis et dans les marchés.

Mais la puissance nominale du moteur est souvent bien supérieure ; ainsi une machine à vapeur, qui donne un travail T sur les pistons, n'en transmet que la fraction m à son arbre de couche ; celui-ci actionne les pompes, mais une partie du travail se perd par la transformation, et le rendement des pompes n'est que m' , de sorte que le travail utile de l'ensemble est seulement $mm'T$.

Organes des pompes. — 1° Pistons et soupapes. — Les pistons et les soupapes sont les deux organes essentiels des pompes, ceux de qui dépend le bon rendement des machines en volume et en travail.

Pistons. — Le piston parfait serait celui qui assurerait une étanchéité parfaite, empêcherait toute transmission de liquide d'une de ses faces sur l'autre et qui cependant glisserait sans frottement dans son enveloppe. Les deux conditions à obtenir offrent donc quelque incompatibilité ; cependant on a réalisé de grands progrès.

A l'origine on se contentait de faire les pistons avec des cylindres en bois bien réguliers, glissant à frottement doux à l'intérieur du corps de pompe, mais le bois s'use vite et une communication s'établit entre le dessus et le dessous du piston, si bien que la plupart des vieilles pompes en bois se désamorcent en quelques instants. On en vint donc à garnir le pourtour du piston avec des étoupes graissées, formant une surface légèrement malléable et compressible, donnant une obturation satisfaisante.

Maintenant, dans les pompes ordinaires, le piston est un cylindre de bois maintenu entre deux disques de fer, de plus grand diamètre que lui, mais ne touchant pas cependant la paroi cylindrique du corps de pompe ; l'anneau resté libre entre les disques est rempli avec de l'étope graissée que l'on enroule peu à peu de manière à former un bourrelet saillant ; on fait entrer le piston à force dans le corps de pompe, le bourrelet se comprime et donne une fermeture hermétique, tout en glissant assez facilement, car le frottement est facilité par les matières grasses, et la malléabilité de l'étope lui permet d'épouser les petites irrégularités du corps de pompe.

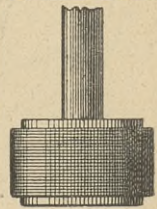


Fig. 164.

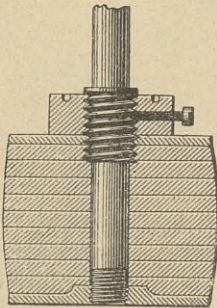


Fig. 165.

Un piston plus perfectionné est formé de disques de cuir bien graissés (*fig. 165*), fortement comprimés au moyen d'un serrage à vis entre deux disques de fer ; la surface se bombe légèrement, et le contact s'établit non par le métal, mais par le cuir ; à la longue, il se manifeste un certain jeu et on est forcé d'agir

sur les vis pour un nouveau serrage.

Ces pistons conviennent surtout aux pompes à simple effet ; lorsqu'ils restent quelques jours sans fonctionner, ils se dessèchent,

perdent leur adhérence, et il faut un certain temps pour leur rendre leur efficacité.

Les pistons à bords flexibles en cuir embouti ou en caoutchouc ont pour type primitif le piston de la pompe Letestu, destiné aux épui- sements des eaux troubles. C'est un cône vertical dont la pointe est en bas et dont le diamètre est à peu près celui du corps de pompe. Dans le cône en cuivre percé de trous nombreux s'applique un autre cône en cuir qui déborde le premier et ne lui est fixé que par la

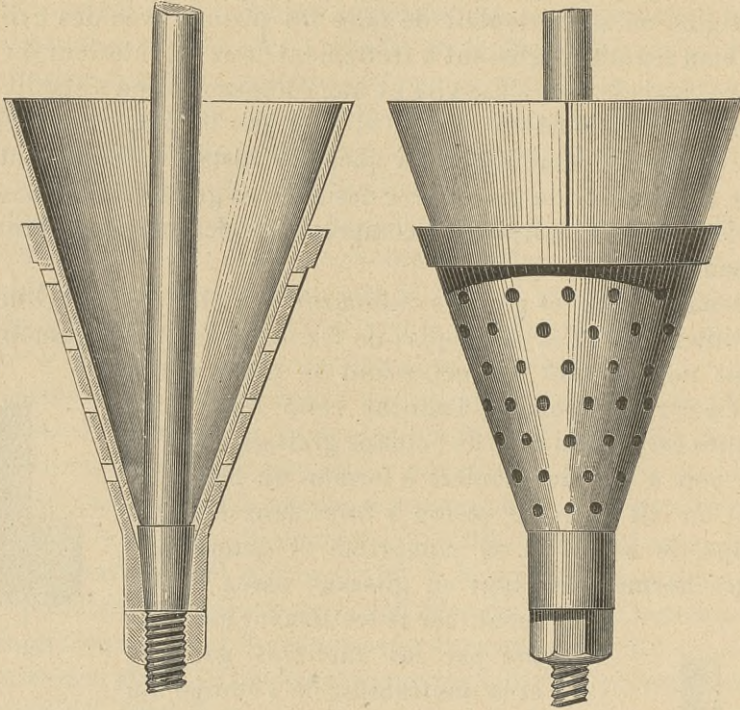


Fig. 166.

pointe. Quand le piston monte, le cuir s'applique sur les parois du corps de pompe, et l'eau est soulevée; quand il descend, il flotte en quelque sorte dans le liquide. On comprend que cet appareil est fait pour des eaux chargées de vase ou de gravier. Au cuir on a substitué le caoutchouc, plus flexible et plus hermétique; puis, on a aplati le cône et on est arrivé à le remplacer par un disque de cuivre percé de trous et recouvert d'une rondelle en caoutchouc; l'eau qui passe dans les orifices ne prend plus une vitesse oblique.

Dans les pompes à grande pression on a obtenu de bons résultats avec le piston Giffard; le cuir embouti est logé dans une rainure circulaire du piston, mais il communique par des conduits inclinés avec

l'eau comprimée, la pression a pour effet d'appliquer le cuir sur le cylindre. Si, au lieu d'un cuir, on a un anneau de caoutchouc, l'effet produit est le même; dans les appareils à double effet, le piston

est muni de deux garnitures annulaires.

Grâce à la perfection atteinte dans l'alésage, on a pu recourir à des pistons métalliques, dont la figure 167 représente un type. Sur la carcasse évidée A est montée, par vis à tête fraisée, la double couronne B. Le vide annulaire est rempli par deux assises d'anneaux ou de secteurs en

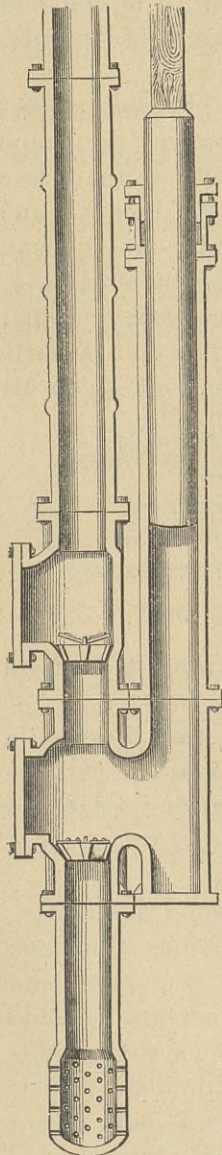


Fig. 168.

fer forgé ou en acier, dont les joints se découpent; l'anneau extérieur *m* frotte dans le cylindre, et son diamètre est plus grand que celui des couronnes. L'étanchéité est assurée grâce à des ressorts *rr* qui repoussent toujours les anneaux vers la périphérie et qu'on peut régler avec les vis *v*. On opère le réglage de temps en temps, lorsque l'usure se produit et qu'on entend des claquements à l'intérieur du cylindre. Il est clair qu'il faut éviter un serrage exagéré.

L'assemblage des tiges et des pistons doit être d'une solidité à toute épreuve car la rupture des tiges entraîne d'ordinaire de graves accidents.

Pistons plongeurs. — Les pistons plongeurs ont pris naissance dans les grandes pompes foulantes des mines. Il faut qu'ils soient parfaitement

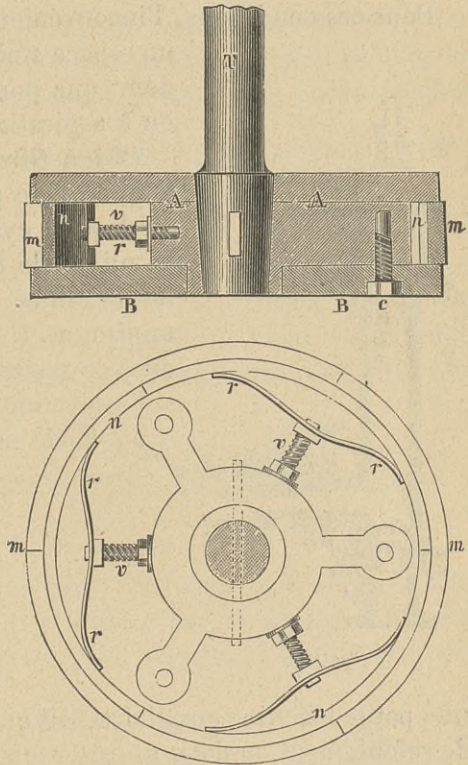


Fig. 167.

guidés dans leurs stuffing-box et bien alésés ; mais il est inutile qu'ils soient en contact avec l'intérieur du cylindre, et l'alésage de celui-ci n'est pas nécessaire.

Dans ces conditions, l'inconvénient du piston plongeur est de laisser un espace nuisible considérable ; il ne convient donc que pour des pompes purement foulantes ou à aspiration réduite.

Piston Girard. — Le piston plongeur perfectionné est le piston Girard ; le corps de pompe n'est plus cylindrique, sa cavité a une forme en olive ; le piston plein qui s'y meut a une forme effilée qui réduit les contre-pressions au minimum. Il est clair que l'espace nuisible *a*, dans ce système, a une valeur très grande et que, si l'aspiration est considérable, on doit recourir à un mode spécial d'amorçage, soit qu'on ait

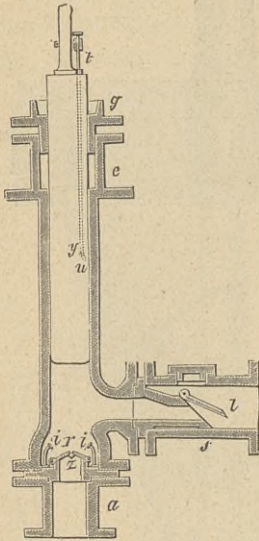


Fig. 169.

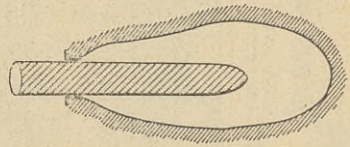


Fig. 170.

une petite machine auxiliaire, soit qu'on prenne de l'eau sur la conduite de refoulement ou dans un réservoir spécial.

Naturellement le piston plongeur est à *simple effet*, mais il est facile de lui faire produire le *double effet* en le faisant travailler par une extrémité dans un corps de pompe et par l'autre extrémité dans un autre corps ; il y a constamment aspiration par un bout et refoulement par l'autre.

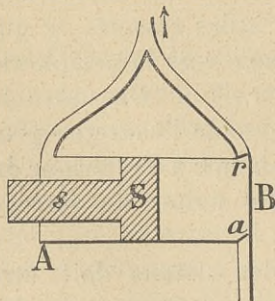


Fig. 171.

Piston différentiel. — Le piston différentiel est surtout appliqué aux moteurs alimentés par des accumulateurs ; on le trouve dans quelques pompes pour refoulements à grande hauteur, notamment dans le système Tannett. — Le piston est formé de deux parties cylindriques *S* et *s* ; la section de la première qui fonctionne comme piston plein est double de la section de la seconde. La chambre de droite *B* communique par la soupape *a* avec l'aspiration et par la soupape *r* avec le refoulement ; la chambre de gauche *A* communique librement avec le refoulement.

l'aspiration et par la soupape *r* avec le refoulement ; la chambre de gauche *A* communique librement avec le refoulement.

Quand le piston marche vers la gauche, l'eau est aspirée dans la chambre B, et celle qui se trouve dans la chambre A est refoulée; quand il marche vers la droite, il refoule l'eau de la chambre B, mais il y a une moitié de cette eau qui vient remplir la chambre A. Ainsi le volume refoulé ne dépend que du plus petit diamètre du piston, et ce volume est constant, ainsi que l'effort correspondant. L'aspiration ne se produit que pendant la marche de droite à gauche et le volume aspiré suffit à deux cylindrées de refoulement. Au lieu du rapport $\frac{1}{2}$ on peut adopter un rapport beaucoup plus petit.

2° Soupapes et clapets. — La plus ancienne soupape est le clapet, petite porte à charnière un peu plus grande que l'orifice qu'elle est chargée de recouvrir et contre les bords duquel elle vient s'appliquer.

Souvent la face supérieure du clapet est recouverte d'un cuir plus



Fig. 172.

grand qu'elle, destiné à s'appliquer sur les joints et à empêcher les filtrations. Le cuir est maintenant remplacé par le caoutchouc, aussi résistant et plus flexible. L'ouverture du clapet est limitée par une butée.

La *soupape conique* (fig. 173), guidée et munie d'un ressort, exige une levée assez forte pour un grand débit; elle étrangle la veine et entraîne des pertes de charge.

On lui a préféré souvent la *soupape à boulet* que nous trouverons dans la pompe castraise; c'est un boulet creux en métal, et mieux en caoutchouc, qui retombe sur un siège circulaire.

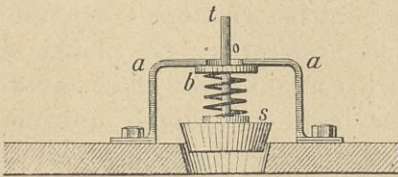


Fig. 173.

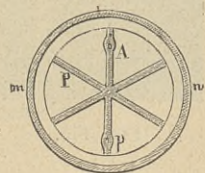
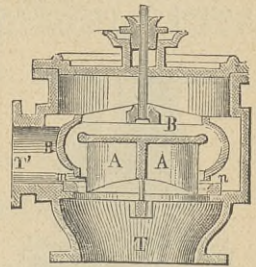


Fig. 174.

La vraie soupape des grandes pompes est la soupape à double siège qui donne un grand débouché pour un faible déplacement. Elle se com-

pose d'une partie fixe A, placée dans l'axe du tuyau T, formée de six plans verticaux p réunis en haut par un disque circulaire; cette partie fixe est entourée par une cloche renversée B, guidée par une tige; dès qu'elle se soulève, elle livre passage à l'eau tant par le vide annulaire mm de sa base que par les orifices de sa face supérieure. La tige-guide, après avoir traversé son presse-étoupes, est généralement surmontée d'un ressort réglable qui ramène la soupape sur son siège dès que l'écoulement de l'eau s'arrête; il importe, en effet, que le renversement des courants se produise dans les soupapes au même instant que dans le cylindre.

Le mouvement de la tige et du ressort reste apparent à l'extérieur et décèle toutes les irrégularités qui peuvent se produire dans le fonctionnement de la soupape; celle-ci est, du reste, logée dans une boîte ou chapelle spéciale, dont le couvercle peut être rapidement enlevé, ce qui facilite les visites et réparations. Un corps solide vient-il à s'arrêter dans la soupape et à en modifier le jeu, on l'enlève rapidement.

Ces grandes soupapes à un seul siège ont parfois l'inconvénient d'un poids trop lourd; on peut alors les remplacer par une série de clapets en caoutchouc correspondant à un certain nombre de petits orifices percés dans la même plaque: ce système a l'avantage de ne pas compromettre le fonctionnement de la machine si l'un des clapets élémentaires se déränge. Nous trouverons plus loin divers appareils de ce genre.

En résumé, les grands constructeurs ont recours à des systèmes de soupapes perfectionnés qui ouvrent et ferment instantanément de larges orifices et qui réduisent ainsi les pertes de charge au minimum.

Quand une soupape fonctionne mal, l'oreille s'en aperçoit à cause des chocs et des claquements que perçoit aussi la main posée sur la chapelle.

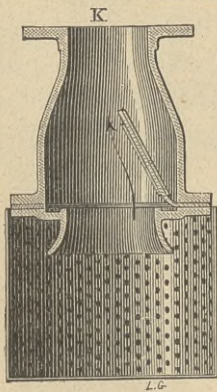


Fig. 175.

3° Des crépines et clapets de pied. —

Lorsque la machine elle-même peut s'amorcer sans peine, on peut laisser libre l'extrémité inférieure du tuyau d'aspiration; elle plonge dans la source ou dans le courant, mais on a soin de l'envelopper d'une cage métallique qui empêche l'arrivée des corps solides; si le fond est sableux et mobile, on peut même faire déboucher le tuyau au milieu d'une cuve.

L'absence de crépine et de clapet de pied est avantageuse pour le rendement dynamique; toutefois le clapet de pied est nécessaire lorsque

l'on doit procéder à un amorçage spécial avant de mettre la pompe en mouvement et, généralement, on l'accompagne d'une crépine (*fig. 175*). Il ne faut pas craindre de donner aux crépines de grandes dimensions car, si l'eau devait traverser les trous avec une grande vitesse, il en résulterait une perte de charge notable.

Nous avons déjà signalé l'importance qu'il y avait à empêcher toutes les entrées d'air, si funestes à la bonne marche des pompes, surtout quand les cantonnements de cet air sont possibles et que le courant liquide ne peut l'entraîner avec lui.

B. — POMPES ROTATIVES

Le principe des pompes rotatives est le même que celui des pompes à mouvement alternatif, si ce n'est que le mouvement des éléments, qui jouent le rôle de piston, est circulaire continu ; par le jeu de ces éléments une cavité s'agrandit et produit une aspiration, une autre diminue et produit un refoulement.

Nous nous contenterons de citer les pompes dites semi-rotatives dont voici le schéma : le corps de pompe a la section d'un secteur circulaire ABC, logé dans une boîte à deux compartiments dont l'un correspond avec l'aspiration et l'autre avec le refoulement : chaque face AB, AC du corps de pompe porte deux clapets communiquant l'un avec la boîte d'aspiration, l'autre avec la boîte de refoulement ; le piston AB est un volet rectangulaire, monté sur l'axe A et tournant sur cet axe,

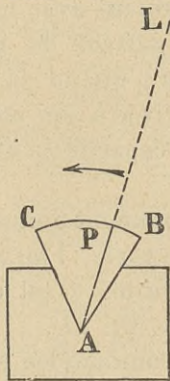


Fig. 176.

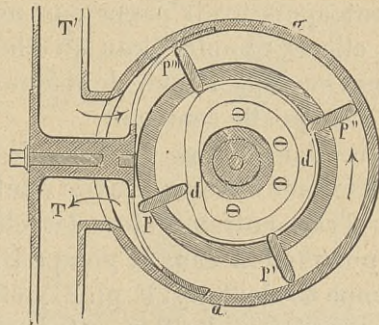


Fig. 177.

qui reçoit son mouvement oscillatoire du levier L ; quand il marche de droite à gauche, comme la flèche l'indique, il y a aspiration sur AB et refoulement sur AC, et inversement.

La maison Japy a construit sur ce principe une pompe portative ingénieusement disposée.

La première pompe rotative connue est *celle de Dietz*, qui ne met-tait en jeu aucun principe nouveau : un cylindre *aa* communique d'un côté avec le tuyau d'aspiration, de l'autre avec le tuyau de refoulement. Dans l'axe de ce cylindre est un arbre tournant qui entraîne avec lui un autre cylindre traversé à frottement doux par les palettes *p, p', p''*, normales à sa surface. Sur les fonds du cylindre fixe *a* est fixé un excentrique *dd* intérieur au cylindre mobile et une lame métallique extérieure à ce cylindre. Les palettes *p* sont actionnées par l'excentrique de façon à toucher toujours soit le cylindre *a*, soit la lame métallique ; le liquide recueilli et emprisonné d'un côté entre deux palettes consécutives est donc refoulé de l'autre.

Quelque ingénieux qu'il fût, cet appareil ne pouvait évidemment donner de bons résultats pratiques.

Il en est de même des systèmes similaires, Ramelli et autres, dont la simplicité apparente est plus que compensée par un mauvais rendement dynamique. Il est même étrange au premier abord que le système rotatif n'ait pas mieux réussi dans la pratique, alors qu'en théorie il est bien supérieur au système alternatif, puisqu'il supprime les transmissions, les renversements de courants, et certaines pertes de charge ; mais il y a des frottements considérables à vaincre, car il faut que les pièces mobiles s'appuient sur les pièces fixes, afin d'empêcher les pertes d'eau.

Les pompes rotatives à deux axes ont donné de meilleurs résultats ; en principe, elles se composent de deux disques échancrés qui tournent sur deux axes parallèles, les saillies de l'un forment avec les échancrures de l'autre des capacités variables qui partent de zéro et y reviennent après avoir passé par un maximum ; quand la capacité grandit, elle se remplit d'eau qu'elle aspire ; arrivée à son maximum, elle se met en rapport avec le refoulement, et la capacité en diminuant chasse l'eau qu'elle contenait.

Il y a un danger à ce système, c'est qu'à un moment donné l'eau se trouve enfermée dans une cavité dont le volume varie : l'incompressibilité de l'eau entraîne alors des chocs et des fuites. C'est ce qui se produit notamment dans la pompe Evrard (*fig. 4*, pl. 27).

La pompe Greindl (*fig. 5*, pl. 27), étudiée et recommandée en France par M. l'ingénieur Poillon, ne s'est point propagée, quoiqu'elle ait donné des résultats satisfaisants lors des essais qui en ont été faits au port de Brest.

Comme les pompes centrifuges, ces appareils paraissent mieux convenir aux épuisements qu'aux élévations d'eau à grande hauteur.

Au réservoir de Ménilmontant la ville de Paris a eu, pendant quelques années, une pompe rotative Greindl de 20 chevaux de puissance, actionnée à l'aide de bielles et manivelles par un moteur compound composé de deux couples de cylindres horizontaux; les deux cylindres à simple effet de chaque couple étaient montés en tandem.

La consommation de la machine atteignit le chiffre considérable de 14 kilogrammes par cheval-heure, et il fallut l'abandonner.

Bien qu'en principe la pompe rotative dût fournir un refoulement uniforme et continu, et que par conséquent un réservoir d'air fût inutile, des chocs importants se produisaient dans la pompe et l'adjonction d'un réservoir d'air devint nécessaire.

C. — POMPES CENTRIFUGES

Il n'y a pas grand'chose à dire sur les pompes centrifuges dans un *Traité des Distributions d'eau*, car ces appareils, excellents pour les épuisements à cause de la simplicité de leur installation, ne conviennent pas pour élever l'eau à une hauteur notable et le rendement des meilleurs reste toujours inférieur à celui des bonnes pompes à piston alternatif.

La pompe centrifuge diffère de la pompe rotative en ce sens que les cavités où l'eau s'emprisonne ne sont pas étanches; les frottements ne sont pas à redouter de ce fait. La force vive qui se transforme en travail élévatoire est produite par la force centrifuge imprimée au liquide; la force centrifuge ne peut devenir importante qu'avec une grande vitesse de rotation. Si la vitesse reste faible ou modérée, le débit est nul; il n'est pas toujours facile de trouver immédiatement une locomobile disposée pour imprimer à l'arbre d'une pompe rotative une vitesse suffisante.

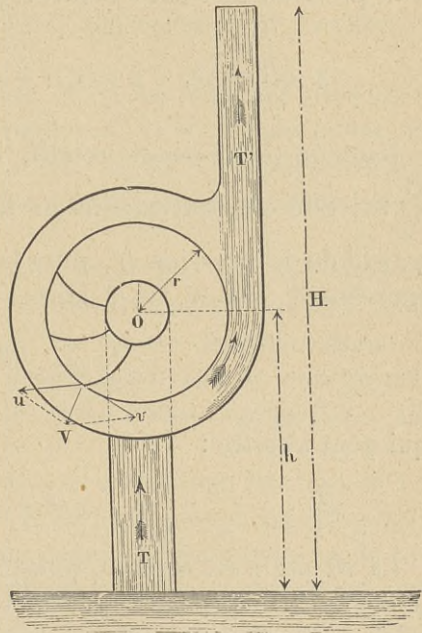


Fig. 178.

Nous nous contenterons de rappeler sommairement le principe théorique de la pompe centrifuge : une roue à aubes courbes tourne

à grande vitesse sur son arbre; à la partie centrale O de cette roue arrive le tuyau d'aspiration T, l'eau aspirée par la roue qui fonctionne à l'origine comme ventilateur s'engage entre les aubes et y prend une vitesse de rotation croissante; quand elle s'échappe de la couronne elle a une vitesse relative u suivant la tangente du dernier élément de l'aube et une vitesse de rotation v tangente à la couronne, de sorte que sa vitesse absolue V résulte de la composition de ces deux vitesses. La force vive de la masse qui s'échappe produit l'élévation continue de l'eau dans le tuyau T'.

Dans un calcul approximatif on peut négliger la dimension de la pompe dont le rayon r est très faible par rapport aux hauteurs h et H d'aspiration et de refoulement. — On néglige aussi la vitesse de l'eau dans les tuyaux T et T', car ces tuyaux sont à grand diamètre et les vitesses y sont faibles par rapport à celles qui se produisent au passage de la roue.

Nous admettons donc que l'eau, arrivant sans vitesse au centre de la roue, en sort avec la vitesse V .

En appelant P la pression atmosphérique, δ le poids du mètre cube d'eau (1 000 kilogrammes), Q le débit de la pompe en litres à la seconde, p la pression de l'eau à l'entrée, p' sa pression à la sortie, on a :

$$p = P - \delta h, \quad p' = P + \delta (H - h), \quad \text{d'où :} \quad \frac{p' - p}{\delta} = H.$$

Dans le mouvement relatif, la demi-variation de force vive est $\frac{Q}{2g} u^2$; elle est équivalente au travail de la pression p , moins le travail de la pression p' , plus la demi-force vive de la vitesse d'entraînement v ou ωr . On a ainsi l'équation :

$$\frac{Q}{2g} u^2 = \frac{Qp}{\delta} + \frac{Qp'}{\delta} + \frac{Q}{2g} v^2,$$

qui peut s'écrire :

$$(1) \quad u^2 = -2gH + v^2.$$

La vitesse v est connue, puisqu'on connaît la vitesse angulaire ω et le rayon r ; l'équation (1) permet de calculer u . En appelant l la largeur de la roue, γ l'angle du dernier élément de l'aube avec la circonférence, le débit à la seconde (en négligeant l'épaisseur des aubes) sera :

$$(2) \quad Q = 2\pi r.l.u. \sin \gamma$$

La vitesse absolue V de l'eau à la sortie résulte de l'équation :

$$(3) \quad V^2 = u^2 + v^2 - 2u.v. \cos \gamma = -2gH + 2v^2 - 2v \cos \gamma \sqrt{-2gH + v^2}$$

Cette vitesse V est absorbée par les remous et les chocs; pour un travail utile QH , il faut donc produire un travail moteur au moins égal à :

$$QH + Q \frac{V^2}{2g},$$

et le rendement de l'appareil est au plus égal à :

$$\frac{1}{1 + \frac{V^2}{2gH}}$$

Le maximum de ce rendement correspond au minimum de V qu'on peut calculer en différentiant l'équation (3); ce maximum est :

$$\frac{1}{1 + \sin^2 \gamma};$$

on trouve la valeur correspondante de v et, par conséquent, la vitesse ω à réaliser pour l'obtenir.

Le maximum change du reste avec H . Il est d'autant plus élevé, que γ est plus petit; mais, si γ devient nul, il en est de même du débit. Suivant que la valeur de γ est 15° ou 30° , le rendement peut atteindre 0,79 ou 0,50. Les constructeurs se rapprochent généralement de 30° .

Ce qu'il faut retenir de cette théorie, c'est que le rendement de l'appareil est toujours assez faible. Il serait bon d'avoir des aubes directrices fixes du côté de l'entrée. La vitesse de progression du liquide entre les aubes va croissant; aussi est-il bon de réduire progressivement la section comprise entre deux aubes consécutives, afin d'obtenir un débit constant.

Les modèles de pompes centrifuges sont nombreux. Les figures 179 à 181 représentent la pompe Dumont: le corps de pompe est une grande lentille creuse en fonte formée de deux coquilles boulonnées m ; la turbine mobile R est montée sur l'arbre Q qui reçoit son mouvement de la poulie G actionnée par la courroie d'un moteur. La turbine comprend six aubes courbes à largeur décroissante comprises entre deux joues latérales; trois de ces aubes sont prolongées jusqu'au moyeu de l'arbre moteur.

L'eau aspirée par le tuyau C se répartit entre deux conduits d abou-

tissant à l'anneau central de la turbine, elle chemine entre les aubes et gagne le tuyau D. Les conduits *a* communiquant avec le corps de pompe entretiennent un courant d'eau dans les espaces annulaires *h*, et ce courant suffit à empêcher l'échauffement exagéré des tourillons.

Un écueil sérieux dans le fonctionnement des premières pompes

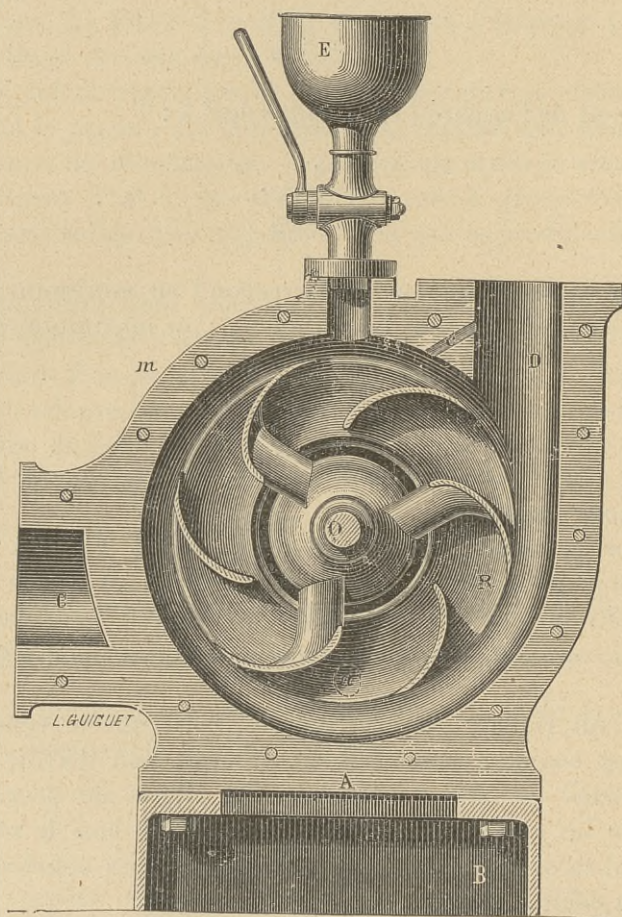


Fig. 179.

centrifuges était l'introduction de l'air soit par les presse-étoupes de l'axe, soit par les joints de l'enveloppe, soit par le tuyau d'aspiration. Cet air, s'accumulant au centre de l'appareil, y acquiert une tension capable de faire équilibre à la pression atmosphérique, et la pompe cesse de fonctionner.

Pour remédier à ce danger, on a ménagé dans la pompe Dumont en avant du presse-étoupes un joint hydraulique annulaire que plu-

sieurs petits trous *b* mettent en communication avec la chambre *h*, afin qu'il soit toujours rempli d'eau.

Si néanmoins il arrive que des bulles d'air se dégagent au sommet du corps de pompe, le conduit *c* leur livre passage.

Pour mettre la pompe en marche il faut l'amorcer: on se sert pour cela de l'entonnoir *E* muni d'un robinet, ou d'un éjecteur spécial, comme nous le verrons plus loin.

L'arbre moteur doit être absolument à l'abri de toute oscillation, de tout déplacement; dès qu'il prend du jeu, les rentrées d'air se produisent, et le fonctionnement devient défectueux; aussi convient-il

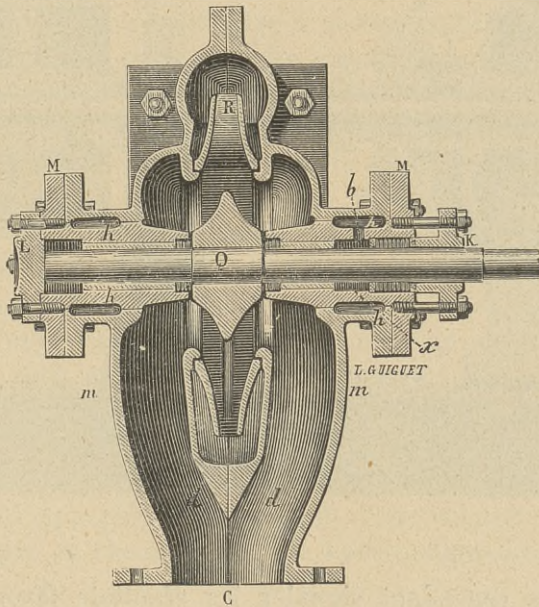


Fig. 180.

d'apporter les plus grands soins au montage, à la confection et au graissage des joints et des coussinets.

Depuis la première pompe centrifuge construite par Appold vers 1850, il en a été construit de nombreux modèles, dont quelques-uns fort bien étudiés. *M. Decœur* notamment s'est proposé d'utiliser pour le travail utile la force vive due à la vitesse absolue de l'eau qui s'échappe de la turbine; au lieu de laisser cette force vive se perdre en remous et en chocs sur les parois fixes, il a dirigé le courant de sortie de manière à lui faire perdre sa force vive dans le sens de l'écoulement. Le lecteur pourra consulter, dans les *Annales des Ponts*

et *Chaussées*, le mémoire de cet ingénieur publié en 1877, la notice de M. Durand-Claye en 1873 et le mémoire de M. Farcot en 1888.

Mais, nous le répétons, la pompe centrifuge n'a pas été jusqu'à ce jour un appareil pour distributions d'eau permanentes, car son rendement est relativement médiocre, surtout quand la hauteur d'élévation est notable.

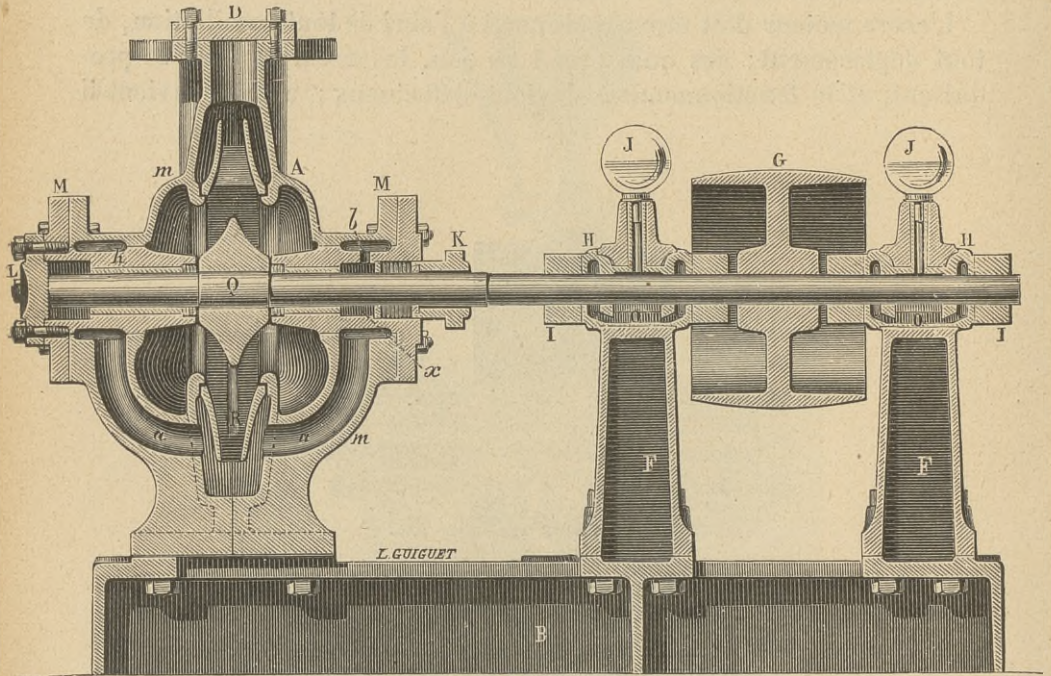


Fig. 181.

Nous devons cependant signaler les résultats favorables obtenus par les pompes conjuguées montées sur le même arbre et se transmettant l'eau successivement. M. Schabaver a cherché à obtenir dans sa turbine le rendement qu'ont fourni les appareils conjugués ; on consultera avec avantage sur la pompe centrifuge de son invention la notice publiée par M. Gérard Lavergne dans *le Génie civil* de 1894.

D. — APPAREILS DIVERS, MOTEURS RENVERSÉS, NORIAS

Nous rangeons sous ce titre une série d'appareils qui n'ont plus, en général, qu'un intérêt historique et qu'il nous suffira de rappeler, car on ne les rencontrera pour ainsi dire jamais, même dans une distribution d'eau rudimentaire.

L'*écoppe hollandaise* est une auge oscillante manœuvrée par un balancier à tiraudes. Il faut en rapprocher le *seau à bascule*, le *picotat* des Indes.

La *roue hollandaise* est une roue de côté renversée qui relève l'eau du bief d'amont dans le bief d'aval.

La *roue à seaux* comporte une série de rayons armés chacun d'un seau à son extrémité. Le rendement est nécessairement médiocre à cause des pertes d'eau, et l'élévation est faible. Ces appareils peuvent rendre quelques services pour les irrigations.

Il en est de même du *tympan à tubes*, du *tympan à cloisons* et même de la *vis d'Archimède*.

Les *chapelets* et surtout les *norias* sont certainement meilleurs. Ces derniers appareils ont reçu de grands perfectionnements et peuvent parfois remplacer les pompes dans les exploitations agricoles et horticoles, car, s'ils sont bien construits et bien entretenus, leur rendement peut atteindre 50 0/0. M. Ringelmann a constaté un rendement de 46 0/0 dans un de ces appareils dont la poulie de commande faisait 40 tours à la minute.

La *chaîne pompe* est une chaîne solide qui porte une série de disques ou de bouchons en cuir, et plutôt en caoutchouc, qui s'engagent, en remontant, dans un tube en fonte ou en fer. La chaîne sans fin repose sur une poulie supérieure qu'actionne une manivelle, un manège ou un petit moteur. Grâce à une construction et à un ajustage soignés, grâce surtout à l'emploi du caoutchouc, les disques sont arrivés à donner une fermeture presque hermétique sans frottement sérieux, et l'on a pu atteindre des rendements assez élevés. Il importe que ces appareils fonctionnent d'une manière régulière et ne demeurent pas en chômage, car les pertes augmentent avec rapidité.

E. — APPAREILS UTILISANT LA FORCE VIVE DE L'EAU : BÉLIERS HYDRAULIQUES

Un poids P d'eau qui tombe d'une hauteur h et qui peut prendre une vitesse égale à $\sqrt{2gh}$ possède une demi-force vive égale à $\frac{Pv^2}{2g}$; cette force vive est un travail accumulé qui peut engendrer un autre travail et élever un poids p d'eau à une hauteur telle que :

$$\frac{Pv^2}{2g} = pH.$$

L'appareil le plus ingénieux, considéré à sa naissance comme un paradoxe, est le béliet hydraulique, inventé par Montgolfier.

Premier appareil de Montgolfier. — La figure 182 représente le béliet de Montgolfier dans sa forme primitive.

L'eau d'une source arrive par le tuyau T, terminé par un orifice A que peut fermer une soupape à boulet S.

Sur le tuyau T s'élève un conduit cylindrique au milieu duquel débouche un tuyau plus petit fermé par une soupape à boulet S' qui s'ouvre de bas en haut à l'inverse de S. Au-dessus de la soupape S

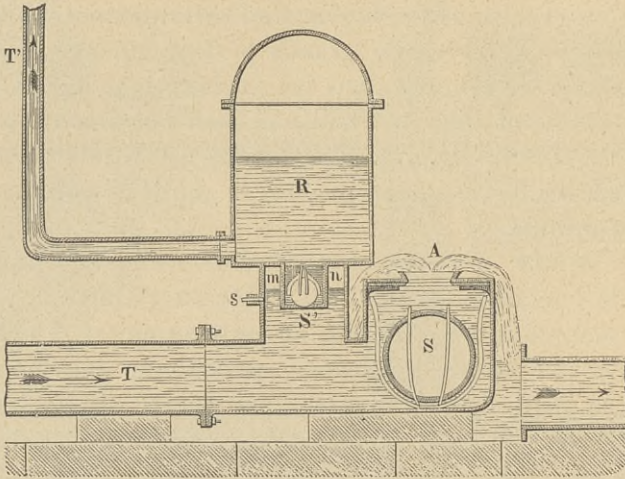


Fig. 182.

est un réservoir R à eau et à air, à la base duquel prend naissance le tuyau T' de refoulement. Les deux soupapes S et S' sont en métal creux, et leur poids, déterminé par l'expérience pour un bon fonctionnement, est à peu près le double de celui de l'eau qu'elles déplacent. Elles tendent donc à retomber sur leur siège à moins qu'une poussée ne les déplace.

Le fonctionnement de l'appareil comprend trois phases distinctes dont il est possible de reconnaître expérimentalement les durées respectives.

Première phase. — L'écoulement de l'eau qui descend par le tube T commence, il se fait par l'orifice A au-dessus du boulet S ; la vitesse d'abord nulle s'accélère, atteint son maximum, et il en résulte sur le boulet S une pression croissante qui le soulève, l'applique sur son siège et ferme l'écoulement.

Deuxième phase. — La force vive de la colonne d'eau brusquement

arrêtée se transforme en travail ; cette masse d'eau se comprime et exerce sur les parois qui la contiennent des déformations et des chocs connus sous le nom de *coup de bélier* ; cet effet est très sensible à l'oreille et au toucher. Montgolfier a voulu utiliser cet effet désastreux ; la force vive comprime l'air en mn , la soupape S' est soulevée, et de l'eau pénètre dans le réservoir R où sa force vive sert à comprimer l'air confiné.

Troisième phase. — L'air comprimé en mn se détend, exerce sur la masse liquide du conduit T un mouvement de décompression et de recul ; le boulet S cesse d'être maintenu par la pression, il retombe sur son siège, et l'écoulement recommence par l'orifice A . Nous revenons au point de départ. Dans cette même phase l'air comprimé en R se détend, appuie S' sur son siège et refoule dans le tuyau T' l'eau qu'il a reçue.

L'air de l'espace mn et de R se trouve dissous et surtout entraîné par l'eau ; il faut le renouveler : à cet effet, on a ménagé un tuyau avec soupape à air s s'ouvrant du dehors en dedans ; cela constitue le *reniflard*. Quand l'air confiné en mn se détend, sa pression tombe au-dessous de la pression atmosphérique, une aspiration se produit, de l'air entre en mn et de là passe partiellement en R lorsque la soupape S' se lève.

On a même imaginé d'employer la détente de l'air en mn à faire un bélier *aspirateur* : on fait déboucher dans l'espace mn un tube qui se rend dans un réservoir inférieur et, lors de la détente, l'eau s'élève dans ce tube.

Le grand avantage du bélier est son fonctionnement automatique, qui persiste indéfiniment sans frais et sans surveillance. Malheureusement, les pièces qui le composent sont, par son principe même, soumises à des chocs et à des vibrations perpétuelles, qui arrivent à le détériorer, surtout lorsqu'il prend de grandes dimensions.

Il exige, cela va sans dire, des eaux absolument propres, sans quoi le jeu des soupapes serait vite compromis.

Il y a des pertes de charge dans cet appareil : les frottements et le passage aux soupapes absorbent une certaine charge que les constructeurs sont arrivés à atténuer.

Le rendement mécanique de l'appareil est cependant bien meilleur qu'on ne le croirait au premier abord, et il peut arriver à 75 0/0 lorsque tous les organes sont bien combinés et l'appareil bien réglé. —

Voici un aperçu de la théorie mathématique du bélier : soit M la masse d'eau qui compose la colonne émanant de la source ; à la fin de la première phase elle a pris une vitesse V et une demi-force vive $\frac{MV^2}{2}$.

Celle-ci a disparu à la fin de la seconde phase et on en trouve l'équivalent dans plusieurs travaux produits :

1° L'air du réservoir B a passé de la pression p à la pression p' et du volume a au volume a' , emmagasinant un travail égal à :

$$p.a \log \text{hyp. } \frac{a}{a'} ;$$

2° Le volume d'eau $(a - a')$ a donc pénétré dans le réservoir R et a donné lieu à un travail de la pesanteur représenté par la chute H de ce volume depuis la source jusqu'au réservoir, ce qui donne pour la valeur de ce travail $(a - a'). H$;

3° La pression atmosphérique qui s'exerce à la surface du réservoir de la source a produit un travail égal au produit de cette pression P par la surface du réservoir et par la quantité dont cette surface s'est abaissée pour donner le volume $a - a'$, le travail de la pression atmosphérique est donc P $(a - a')$;

4° Les frottements du liquide sur lui-même, sur les parois qu'il touche, sur les soupapes qu'il traverse, absorbent un travail que nous pouvons évaluer approximativement et que nous désignerons en bloc par la lettre X ;

5° Enfin, les déformations et trépidations absorbent un travail Y.

En résumé, nous avons l'équation :

$$(1) \quad \frac{MV^2}{2} = p.a \log \text{hyp. } \frac{a}{a'} + (H + P) (a - a') + Y + Z,$$

et la loi de Mariotte nous donne en outre :

$$(2) \quad pa = p'a'.$$

On connaît la pression p , elle dépend de la hauteur de la colonne d'eau qui vient de la source, on se donne a , et les deux équations précédentes permettent de déterminer p' et a' ; on connaîtra ainsi $a - a'$, volume élevé à chaque coup de bélier. Quant au volume moteur il est égal au précédent plus le volume qui est nécessaire pour donner un travail tel qu'il imprime une vitesse V à la masse d'eau contenue dans le corps du bélier.

Observations sur le calcul théorique du bélier. — Le calcul qui précède n'a, du reste, aucun intérêt pratique, car il repose sur des bases absolument incertaines et, toutes les fois qu'on entreprend une théorie mathématique du bélier, on s'aperçoit qu'on se heurte à

de nombreuses hypothèses. C'est l'expérience qui peut seule servir de guide, et les constructeurs ont le tort, dans l'intérêt même du développement de leur industrie, de faire mystère des règles pratiques qu'ils suivent :

M. Vigrèux, dans son *Traité d'hydraulique appliquée*, a donné une théorie du bélier Montgolfier, basée sur la valeur de la pression exercée par un courant de vitesse v sur une soupape, ou disque, circulaire placée perpendiculairement à l'axe du tuyau que parcourt le courant. Nous ne reproduirons pas ses calculs et nous présenterons seulement quelques observations générales.

Quand on a à construire un bélier, on ne peut agir sur le débit, ni sur la chute, mais on peut agir sur la longueur du tuyau qui actionne le bélier ; l'eau est généralement amenée par un aqueduc dans un réservoir voisin du bélier, et c'est de ce réservoir que part le tuyau de tête. Quelle longueur faut-il lui donner, et quel diamètre ?

Ces deux éléments sont connexes : si l'on a un tuyau de longueur l et de diamètre d , il contient une masse d'eau $\left(1000 \frac{\pi d^2 l}{4 g}\right)$, et cette masse m doit prendre la vitesse maxima v que peut lui imposer la chute h ; cette vitesse, à cause des frottements, est toujours moindre que $\sqrt{2gh}$, et on peut la calculer par nos tables relatives à l'écoulement dans les tuyaux ; dans la pratique elle ne dépasse guère 0^m,50.

Le travail nécessaire pour donner à l'eau la vitesse v ou la force vive $\left(\frac{mv^2}{2}\right)$ est celui que la chute doit fournir à chaque pulsation. — Or, le travail de la chute à la seconde est constant. Donc le nombre des pulsations à la seconde est en raison inverse de la section du tuyau d'aménée et de sa longueur. Avec un petit tuyau on a des pulsations rapides, avec un long tuyau des pulsations lentes. Comme nous le verrons plus loin, M. Decœur, en appelant u la vitesse moyenne d'écoulement, donne pour le nombre des pulsations la fraction $\left(\frac{gh}{4.lu}\right)$.

Il semble que les pulsations rapides soient plus avantageuses que les autres, et elles ont l'avantage d'atténuer les pertes de charge dans le tuyau de tête du bélier.

A chaque pulsation, l'eau qui s'écoule doit être limitée au volume nécessaire pour imprimer à la masse la vitesse v ; il faut donc que la levée de la soupape soit exactement calculée à cet effet ; si l'orifice d'écoulement est trop faible, la masse n'atteint pas la vitesse maxima v compatible avec la chute ; si elle est trop grande, il y a de l'eau qui s'écoule sans travail utile.

Le bélier exige par conséquent un réglage attentif, et il est bon de le

faire fonctionner sous un débit constant, quand c'est possible, en fixant par un déversoir le niveau du bassin alimentant la tête. Si le débit doit varier, il convient de ménager dans l'appareil les moyens de régler la course des soupapes. C'est ce qu'on a soin de faire dans les appareils perfectionnés.

Il y a dans tous les béliers un mouvement de recul plus ou moins accentué, et ce recul est utile, dans une certaine mesure, pour décoller les soupapes ; néanmoins, des ressorts peuvent le suppléer, et l'idéal serait d'arriver à absorber toute la force vive par la compression de l'air, les soupapes ne se fermant que lorsque la colonne motrice est arrivée au repos. La substitution des petits clapets multiples avec ressorts à une soupape unique est excellente à ce point de vue.

Nous reviendrons plus loin sur ces considérations en étudiant le bélier Decœur.

Bélier Montgolfier. — La figure 183 représente l'ancienne disposition ordinairement adoptée pour le bélier hydraulique : l'eau arrive par le tuyau T ; la soupape *s* n'est plus une sphère, mais une calotte aplatie, guidée à frottement doux par une tige et un manchon vertical : on en règle l'amplitude de course par un écrou à ailettes. L'espace *mn* est remplacé par un petit réservoir A, intérieur au grand réservoir R en communication avec le refoulement T'. On voit en S' les clapets qui livrent passage à l'eau et à l'air dans la seconde phase de la pulsation et, sous le clapet de droite est le petit tuyau du reniflard.

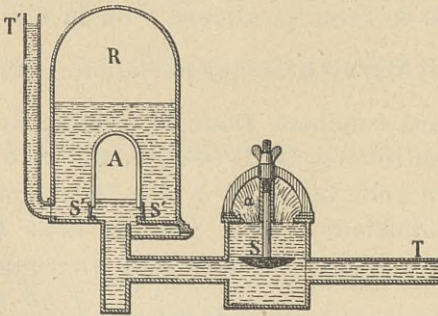


Fig. 183.

Il importe que ce reniflard ne soit jamais exposé à être noyé. Montgolfier et son fils ont établi de nombreux béliers. Nous citerons celui qu'ils avaient installé à Mello (Oise) ; le corps du bélier était un tuyau en fonte de 0^m,014 d'épaisseur, 0^m,11 de diamètre, 33 mètres de long, avec une chute de 11^m,37 et un débit de 140 litres à la minute. Il frappait 60 coups à la minute et élevait 17^m,5 d'eau à 59^m,44. Le volume du réservoir était d'environ 20 fois le volume de l'eau élevée à chaque coup. Rendement : 0,65. Cet appareil a fonctionné pendant de longues années ; il doit être au Conservatoire des Arts et Métiers.

On cite d'ordinaire, comme bélier de grandes dimensions, celui de la blanchisserie Turquet près Senlis ; le corps a 8 mètres de long et 0^m,203

de diamètre, débite 1 987 litres à la seconde avec une chute de 0^m,976 ; travail moteur, 32^{kg},3 ; l'appareil élève à 4^m,55 un volume de 4^{lit},45 à la seconde, ce qui donne un travail de 20^{kg},75 ; rendement, 0,64.

Pour que la force vive de la masse liquide en mouvement donne son maximum de rendement, il faut que la soupape d'écoulement S soit aussi rapprochée que possible du réservoir R, afin de réduire au minimum la masse immobile dont on doit vaincre l'inertie.

Le passage ouvert à l'écoulement par la soupape S doit être au moins égal à la section du tube adducteur, et c'est avec la soupape aplatie que l'on obtient le passage maximum pour un moindre déplacement.

La soupape S consomme d'autant plus de travail qu'elle est plus lourde ; il faut donc chercher à la rendre la plus légère possible, condition contradictoire avec la nécessité de la faire assez résistante pour résister aux chocs.

Eytelwein a tiré de ses expériences quelques règles pratiques : Q étant le volume d'eau tombant de H et sortant par la soupape S, Q' étant le volume refoulé à la hauteur H', le rendement R de l'appareil serait donné par la formule :

$$0,238 \sqrt{12,80 - \frac{H'}{H}},$$

et ce rendement diminuerait rapidement avec la hauteur d'élévation, ce qui ne paraît pas exact pour tous les appareils modernes.

En considérant le débit total (Q + Q') emprunté à la source, le débit Q' est la fraction $\frac{RH}{H' + RH}$ de ce total, et le débit Q est la fraction complémentaire $\frac{H'}{H' + RH}$.

Quant aux diamètres des tuyaux d'adduction et d'ascension, le premier se détermine par la formule $2,1\sqrt{Q}$, et le second par la formule $3,3\sqrt{Q'}$; les longueurs respectives L et L' de ces deux tuyaux doivent être liées par la relation

$$L = L' \left(1 + \frac{0,628}{H} \right).$$

Il convient de prendre pour volume normal de l'air du réservoir R le débit élevé à la minute.

En somme, un bélier hydraulique peut battre 50 000 coups par jour ; on comprend que les soupapes demandent une construction robuste, un bon réglage et un entretien soigné pour résister à cette cause de dislocation et d'usure.

Cet appareil, après une certaine période d'engouement, avait été un

peu délaissé ; on l'a perfectionné et il rend de grands services pour l'alimentation des villages et des exploitations agricoles ou industrielles. Nous en signalerons plus tard quelques exemples.

Bélier Bollée. — Les béliers de M. Bollée, constructeur au Mans, sont répandus. Ils ont paru à l'exposition de 1867 et comportent les perfectionnements suivants :

1° Dans l'ancien bélier le fonctionnement du reniflard laisse souvent à désirer ; pour le remplacer, M. Bollée place sur le corps du bélier, un peu à l'amont de la soupape d'écoulement S, un tube vertical fermé où l'eau s'élève à une certaine hauteur et qui porte d'un côté une soupape d'aspiration vers l'air libre et de l'autre une soupape de refoulement débouchant dans un tuyau qui lui-même va déboucher dans le réservoir d'air. La colonne d'eau de ce tube vertical reproduit les pulsations du bélier ; l'air qui la surmonte se dilate et se comprime alternativement : il y a donc aspiration, puis refoulement, et l'expérience indique les dimensions à donner aux soupapes ;

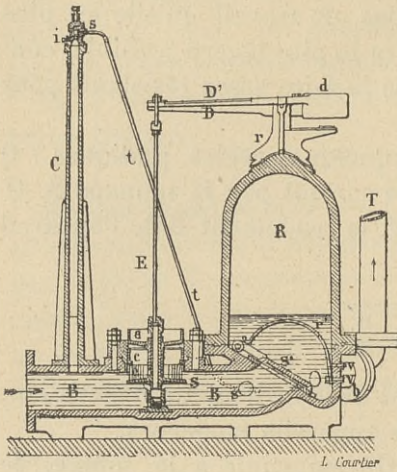


Fig. 184.

2° A chaque pulsation la soupape S frappe avec force contre son siège ; à la soupape plane M. Bollée substitue un cylindre ou piston plongeur, fermé par le bas et percé sur son pourtour de fenêtres rectangulaires ; à la partie supérieure ce cylindre ouvert s'engage dans une rainure remplie d'eau, de sorte qu'il y a compression progressive, l'eau s'en va peu à peu et le choc est en partie évité. L'écoulement de l'eau par les fenêtres du pourtour ne s'arrête que lorsque le cylindre est entré jusqu'au fond de la rainure. Le bruit de ce clapet est bien moins fort que celui de l'ancien, ce qui est un signe de sa supériorité ; mais, en ralentissant l'écoulement, il va cependant contre le principe même du bélier ;

3° La soupape S doit être très résistante, mais alors elle devient très lourde, difficile à mouvoir et produisant des chocs considérables. M. Bollée l'équilibre en partie en fixant la tige à un balancier à contrepoids ; en se fermant, la soupape agit sur un ressort qu'elle comprime et qui ensuite réagit sur elle pour la décoller de son siège ; le mouvement de décollement se trouve ainsi bien facilité.

Quant à la soupape de refoulement du bélier Bollée, c'est un bon clapet articulé à charnière, incliné à 45° sur le tuyau d'adduction et placé immédiatement à la suite de la soupape S d'écoulement.

Cet appareil donne dans certains cas un rendement de 75 0/0 : le meilleur rendement a été obtenu dans une élévation de 5 litres par seconde à $5^m,60$ avec une chute de $1^m,50$.

Béliers divers. — Il existe bien des modèles de béliers, nous n'avons pas l'intention de les décrire ; il n'est pas possible de donner un aperçu des prix, car la dépense d'acquisition de l'appareil est relativement faible d'ordinaire par rapport aux dépenses accessoires qu'entraînent la canalisation, la chambre du bélier, le réservoir, etc.

Béliers Durozoi. — Le bélier simple de M. Durozoi est représenté par la figure 185. Il est d'un bon rendement parce que les deux soupapes sont aussi rapprochées que possible : elles se trouvent sur la

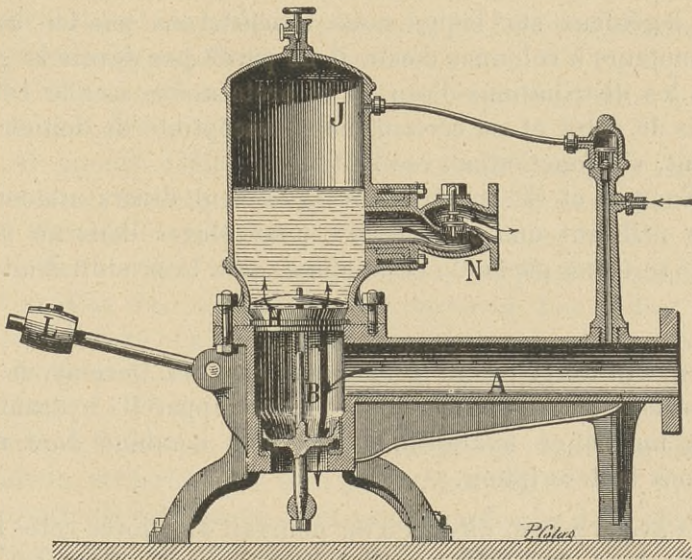


Fig. 185.

même verticale et se guident réciproquement ; l'eau arrivant par le corps A s'échappe par la soupape inférieure, puis la force vive soulève la soupape supérieure et l'eau pénètre dans le réservoir J ; dans la troisième phase de la pulsation, elle est expulsée par N. L'alimentation d'air se fait, comme dans l'appareil Bollée, par le tube vertical à reniflard que l'on voit sur la droite de la figure.

M. Durozoi a même fait de son appareil ce qu'il appelle un *bélier-*

pompe (fig. 7, pl. 12) : la soupape B est à la base d'un piston différentiel, dont l'autre tête se meut dans un corps de pompe F ; l'aspiration s'y fait par la soupape de gauche, et le refoulement par celle de droite. De la sorte on peut élever une autre eau que celle qui donne le mouvement.

M. Durozoi divise ses béliers simples en 13 numéros suivant le débit de la chute à la minute ; le plus petit modèle pour débit de moins de 9 litres coûte 120 francs ; pour un débit de 25 à 100 litres, 350 francs ; pour un débit de 500 litres, 900 francs ; et pour un débit de 3 à 6 mètres cubes, 6 000 francs.

M. Durozoi a proposé de substituer au bélier un appareil qu'il appelle *hydro-élévateur* automatique ; c'est un moteur à colonne d'eau à deux cylindres actionnant une pompe foulante à double effet ; les trois pistons des trois cylindres sont montés sur le même arbre horizontal et le petit cylindre de la pompe est logé entre les deux grands cylindres moteurs. Un système de deux tringles renverse les effets quand les pistons moteurs sont arrivés à fond de course. C'est un système ingénieux sur lequel nous n'insisterons pas ici, car, ainsi que les moteurs à colonnes d'eau, il ne paraît pas devoir se généraliser dans les distributions d'eau. Il se prête mieux que le bélier aux variations de débit et est certainement susceptible de donner un bon rendement, s'il fonctionne avec lenteur.

MM. Samain et C^o construisent également divers moteurs automatiques utilisant une chute d'eau pour élever dans un réservoir supérieur soit une partie de cette chute, soit le produit d'une source voisine.

Bélier Decœur. — M. l'ingénieur en chef Decœur, à qui l'on doit de sérieux perfectionnements de divers appareils hydrauliques, a construit un bélier hydraulique très bien combiné dont nous lui empruntons la description.

« Nous avons pensé, dit-il, qu'on pourrait améliorer cette machine en rapprochant les orifices pour l'écoulement alternatif dans le bassin de chute et dans le tuyau de refoulement, et en activant avec des ressorts le mouvement oscillatoire des soupapes.

Nouveaux types. — Ce perfectionnement a été réalisé très facilement dans le petit appareil dont nous donnons le dessin (fig. 2, pl. 28).

Pour supprimer les espaces nuisibles, nous avons placé la soupape d'échappement immédiatement au-dessous du clapet de refoulement.

La soupape est à tige inférieure et à axe vertical. Elle s'introduit par le haut et porte en bas une goupille fendue. On fait varier sa position d'équilibre au moyen de deux ressorts antagonistes appliqués sur la goupille et poussés par deux leviers, maintenus en place par une came à crans et une vis à cliquet.

Le clapet de refoulement est pressé également par un petit ressort à boudin. Sa tige glisse dans une douille portée par un croisillon maintenu par la bride de la cloche à air.

Ce bélier, d'un poids très réduit, est très commode pour de petits débits, le tuyau d'échappement permettant d'utiliser complètement la chute sans noyer l'appareil.

Un reniflard, constitué par un trou latéral incomplètement fermé par une vis, facilite les rentrées d'air sous la soupape quand le tuyau d'échappement plonge dans l'eau.

Quelques bulles d'air peuvent ainsi remonter dans la boîte à compression et s'introduire, à chaque pulsation, dans la chambre de refoulement. Elles suffisent pour amortir les chocs.

On obtient l'arrêt ou la mise en marche du bélier en abaissant ou en soulevant la soupape à l'aide des leviers.

Ce petit bélier a été construit et mis en expérience dans les ateliers de MM. Rouart frères.

Pour de grands débits, nous avons étudié un type de bélier à échappement extérieur, avec soupape annulaire à double siège. — Le tuyau d'arrivée se termine par un coude portant la boîte à clapets.

L'écoulement a lieu à la circonférence, les filets liquides se divisant autour d'un cône soutenu par des nervures. Les orifices de refoulement sont fermés par une couronne de petits clapets ou simplement par un clapet annulaire, avec croisillon glissant sur un arbre dans l'axe du cône.

La soupape, formée de deux ou trois segments réunis par des oreilles avec boulons, est portée par des tiges extérieures.

Les ressorts de commande étant placés au-dessus de la cloche à air, l'appareil pourra être noyé dans le bassin de chute.

Avantages du système. — En diminuant les espaces morts et l'inertie des soupapes, qui peuvent se détacher de leur siège sans attendre le mouvement de recul habituel de la colonne percutante, nous diminuons beaucoup les pertes de travail à chaque pulsation.

Nous pouvons donc obtenir le même travail utile avec une moindre dépense d'eau dans le tuyau d'arrivée ; et, comme la diminution des frottements diminue la perte de charge dans ce tuyau, nous pouvons réduire de plus en plus le débit à l'échappement, en accélérant le mouvement oscillatoire des soupapes.

La perte de travail due aux frottements est d'ailleurs moindre avec de petites variations de vitesse dans la colonne liquide ; et le travail moteur correspondant à l'accroissement de force vive pendant la durée de l'échappement s'utilise mieux avec de moindres variations de pression dans la cloche à air pendant la période de refoulement.

On peut ainsi donner au bélier son maximum d'utilisation avec le débit minimum de la source, et obtenir encore un bon rendement avec des pulsations prolongées, quand on a l'eau en abondance, mais avec une chute réduite.

Durée des oscillations. — On peut calculer la durée des oscillations par la formule

$$m\Delta V = F\Delta t,$$

qui devient

$$\frac{l}{g}(V - V_0) = ht = h't',$$

en désignant par :

$\frac{l}{g}$, la masse en mouvement dans le tuyau par unité de section ;

$(V - V_0)$, la variation de la vitesse ;

h , la chute motrice diminuée des hauteurs correspondant aux frottements dans le tuyau et à la vitesse perdue à la sortie ;

t , la durée de l'échappement ;

h' , la hauteur de refoulement augmentée des mêmes hauteurs pour les pertes de travail ;

t' , la durée du refoulement.

En ne tenant pas compte de la perte de temps due à la compression et à l'inertie de l'eau à déplacer autour des soupapes, la durée d'une oscillation serait :

$$t + t' \cong \frac{l}{g}(V - V_0)\left(\frac{1}{h} + \frac{1}{h'}\right).$$

En désignant par u la vitesse moyenne de l'écoulement dans le tuyau et en supposant $V_0 = 0$, et $V = 2u$, on aurait pour le nombre des pulsations par seconde dans les cas ordinaires, où h' est plus grand que h , la valeur approchée $\frac{gh}{4lu}$.

Pertes dues à la vitesse d'écoulement. — En supposant qu'il n'y ait pas de recul dans le tuyau, la perte de charge moyenne due aux frottements serait, pour des tuyaux de grand diamètre :

$$\frac{l}{30D} \frac{1}{2} \frac{V^2 + V_0^2}{2g} \leq \frac{l}{30D} \frac{u^2}{g}.$$

Elle croît très vite quand le diamètre décroît, et elle peut être évaluée à $\frac{5l}{3} \frac{u^2}{g}$ pour $D = 0^m,02$.

Pour ce petit diamètre, les frottements dans le tuyau limitent beaucoup les variations de travail, puisque, par $0^m,30$ de longueur, ils donnent une perte égale à la hauteur moyenne due à la vitesse de sortie, en supposant que cette vitesse varie entre 0 et $2u$.

Il est toujours possible de diminuer la vitesse perdue à la sortie, en donnant aux orifices d'écoulement une large ouverture. Mais on ne peut diminuer la longueur du tuyau en même temps que son diamètre sans diminuer beaucoup la puissance du bélier.

On voit donc que les grands appareils doivent donner, s'ils sont bien construits, un bien meilleur rendement que les petits.

Essai du petit appareil. — Notre petit appareil a été installé à $4^m,50$ au-dessous d'un réservoir alimenté par une conduite d'eau s'ouvrant à la commande d'un flotteur.

Le tuyau formant bélier est en plomb, de 4 millimètres d'épaisseur. Il n'a que 2 centimètres de diamètre intérieur et 10 mètres de longueur. Il est courbé et incliné en divers sens, pour la commodité de l'installation.

Malgré sa faible longueur, il donne d'assez grandes pressions au refoulement avec des pulsations rapprochées. Ainsi, avec 240 pulsations par minute, le bélier refoule $0^m,8$ à $22^m,50$ au-dessus de la source, en débitant $4^m,4$ à l'échappement.

Le rendement mécanique est égal à $\frac{0,8 \times 22,50}{4,4 \times 4,50} = 91 \text{ 0/0}$.

Ce résultat est remarquable pour une si petite machine, où les frottements dans le tuyau occasionnent une grande perte de travail.

En appliquant la formule $\frac{l}{15D} \frac{u^2}{gh}$ pour la perte, relativement à la chute h , pendant la durée de l'échappement, on trouve que, pour la vitesse moyenne de $0^m,27$ par seconde, correspondant au débit total de $5^m,2$ par minute dans le tuyau de $0^m,02$ de diamètre, cette perte est égale à $\frac{10}{0,30} \frac{(0,27)^2}{9,81 \times 4,50} = \frac{54}{1.000}$.

Les frottements augmentant comme le carré de la vitesse, on ne peut pas augmenter beaucoup la dépense d'eau sans diminuer le rendement.

L'appareil fonctionne cependant très bien avec des pulsations prolongées et modifiées à volonté au moyen des leviers et ressorts agissant sur la soupape.

Avec 130 pulsations par minute et un débit de $7^m,5$ à l'échappe-

ment, il donne 80 0/0 de rendement en refoulant un demi-litre par minute à 54 mètres au-dessus du réservoir d'alimentation.

Il marche presque sans bruit, l'échappement se faisant à l'air libre.

Il fonctionne encore très bien à chute réduite, avec 2 ou 3 mètres de contre-pression à l'échappement.

Pour de petites élévations d'eau, il donne son maximum d'utilisation avec de petites oscillations dont la durée peut être réduite à 1/7 de seconde.

Quand la hauteur de refoulement ne dépasse pas quatre fois la chute, le rendement peut atteindre 95 0/0, la perte de 5 0/0 ne dépassant guère la fraction de chute correspondant aux frottements dans le tuyau.

Le rendement diminue à mesure que la pression s'élève, quand on ferme le tuyau de refoulement.

La pression atteint alors un maximum pour chaque condition de marche ; et, s'il n'y a pas de contre-pression à l'échappement, une partie de l'air aspiré sous la soupape, par les jets intermittents, s'accumule sous le clapet, en produisant une onde de retour, qui, sans arrêter le bélier, réduit de plus de moitié sa vitesse et son débit.

Réservoir d'air. — Si le réservoir d'air s'épuisait trop vite, le bélier étant noyé, on l'alimenterait au besoin par un reniflard, placé sur une colonne montante recevant les pulsations de l'eau, ou avec un tout petit bélier fonctionnant comme compresseur d'air.

La cloche à air a d'ailleurs moins d'importance avec un appareil à pulsations rapides. Elle pourra être beaucoup réduite quand, pour de grands débits, on emploiera une batterie de béliers refoulant dans un même tuyau horizontal, à matelas d'air supérieur.

Ressorts des soupapes. — Les dispositions de notre dessin, pour le réglage du mouvement des soupapes et la mise en marche, varieront suivant les applications.

Des ressorts à lames, avec leviers à contrepoids, conviendraient sans doute pour de grands appareils. Pour les petits, nous préférons les ressorts à boudin, qui se remplacent à volonté et qu'on fabrique soi-même en enroulant, sur un cône, un fil de laiton ou de maillechort. L'alliage de cuivre et nickel, 1^{er} titre, est aujourd'hui très employé pour ressorts. Il est assez élastique et ne s'altère pas par la rouille.

Applications diverses. — Nos béliers à soupapes légères, battant sur sièges métalliques, sans garniture de caoutchouc, fonctionneront bien à toutes vitesses, avec des liquides chauds ou froids.

Nous avons songé à employer notre petit type avec un condenseur-éjecteur, pour l'utilisation de la vapeur d'échappement des machines.

Il pourra être employé comme machine de compression avec accumulateur et tenir lieu de robinet évitant les chocs dans les conduites.

Nos appareils, avec ou sans tuyau d'échappement, seront très commodes pour répartir entre deux conduites ou réservoirs, à niveaux différents, des eaux arrivant à une pression intermédiaire.

Dans les distributions d'eau avec réservoirs à plusieurs étages ou compartiments, un ou plusieurs béliers, utilisant la chute disponible à l'arrivée, remplaceront avantageusement les machines de relai employées pour l'alimentation des bassins supérieurs.

Nous pensons que notre système, évitant l'action destructive des coups de bélier, permettra l'établissement de très grands appareils pour l'alimentation des canaux de navigation et d'irrigation ou des grands réservoirs des villes.

Employés par groupe en batterie sur une même conduite de refoulement, ces appareils utiliseront parfaitement les chutes variables des cours d'eau, et exigeront moins de frais d'installation et de surveillance que les machines élévatoires composées de pompes et moteurs hydrauliques. »

Observations sur le bélier Decœur. — Les expériences de 1891 ont montré que cet appareil pouvait donner un rendement de 90 0/0, mesuré au manomètre, pour de petites applications. Depuis lors, les diverses applications ont démontré la grande valeur du système, qui se recommande à la fois par une grande économie du poids et par la facilité de son réglage avec les chutes les plus variables.

Description. — La boîte se place sur une conduite de longueur quelconque. L'orifice d'entrée est bien évasé, pour faire arriver l'eau à faible vitesse autour de la soupape fermant l'orifice d'échappement.

Les orifices de refoulement, placés immédiatement au-dessus, sont fermés par des clapets qui se soulèvent sous la pression de l'eau au moment où la soupape, poussée par le courant, vient s'appliquer sur son siège. L'eau contenue dans la conduite se trouve alors à son maximum de vitesse, et sa force vive, égale au produit de la chute motrice par le poids de l'eau dépensée pendant la levée de la soupape, se transforme en un travail de refoulement équivalent.

Les pertes dues à l'inertie de l'eau sont évitées en partie par l'emploi de petits clapets à faible course. Ces clapets, en nombre variable suivant la grandeur des appareils, sont bien rodés sur leurs sièges. De petits ressorts à boudin précipitent leur descente et évitent les fuites, quand l'eau tend à revenir en arrière, après l'épuisement de la force vive.

L'air contenu dans la cloche a pour effet d'amortir le coup de bélier et d'assurer un écoulement à peu près régulier dans le tuyau de refoulement.

La soupape est commandée par des ressorts réglables en pleine marche et permettant d'augmenter l'amplitude et la durée des oscillations proportionnellement à la quantité d'eau à dépenser.

Ces ressorts, de force variable suivant la chute motrice, permettent de faire marcher le béliér à grand débit, avec des pulsations allongées, ou à faible débit, avec de petites oscillations, qui suppriment presque complètement les chocs et frottements dans le tuyau d'arrivée.

Battant sur siège métallique indéformable, la soupape ne donne lieu à aucune fuite d'eau. On la met en mouvement avec le levier de mise en marche. On l'arrête en appuyant sur la goupille portant le ressort antagoniste qui limite sa course et permet de la tenir fermée quand le tuyau n'est pas plein.

Installation en siphon. — Le petit modèle s'installe comme une borne-fontaine à-repoussoir. On peut supprimer son pied si l'appareil doit être porté par les tuyaux d'arrivée et de refoulement.

Avec un tuyau de sortie plongeant dans l'eau, on évite les éclaboussures et on utilise toujours la chute totale disponible au-dessus de la source. La succion produite dans le siphon détermine l'aspiration de quelques bulles d'air qui, en remontant autour de la tige de la soupape, peuvent arriver dans la chambre de compression, et suffisent pour amortir les chocs et entretenir le matelas élastique dans la cloche. L'excès peut s'échapper par un bouchon à vis placé au-dessus du tuyau de refoulement.

Pour éviter le retour de l'air dans le tuyau de batterie, il faut avoir soin de faire arriver ce tuyau en contre-pente.

On assure ainsi son parfait remplissage et la régularité de la marche, avec ou sans mouvement de recul. Il faut toutefois éviter les courbes à inflexions brusques.

Quand le béliér est exposé à être noyé, on le place dans un regard ou une caisse avec compartiment étanche permettant de visiter les ressorts et mettant l'appareil à l'abri de la gelée.

Nombre de pulsations. — Quand le béliér n'aspire pas d'air, le nombre des pulsations est à peu près égal à deux ou trois fois le rapport de la chute à la longueur du tuyau d'arrivée, divisé par la vitesse moyenne d'écoulement dans ce tuyau.

Compression en vase clos. — Quand on refoule en vase clos, la pression s'élève progressivement et atteint une limite d'autant plus élevée que les pulsations sont plus allongées. La présence de l'air au-dessous des clapets, quand ils cessent de se soulever, produit alors une onde de retour qui double la durée des oscillations, et réduit de moitié la dépense d'eau. Le béliér reprend sa vitesse dès qu'une prise d'eau a fait suffisamment baisser la pression dans le réservoir. Si elle baissait brusquement, le béliér s'arrêterait.

Rendement. — Pour refouler beaucoup d'eau à une faible hauteur, il suffit d'un tuyau de peu de longueur ayant un diamètre égal au plus à l'orifice d'entrée du béliér.

On refoule habituellement $\frac{1}{3}$ de l'eau de la source à deux fois et demie la hauteur de la chute, $\frac{1}{6}$ à cinq fois la chute, $\frac{1}{10}$ à huit fois la chute.

Le rendement diminue avec la hauteur.

Pour refouler à de grandes hauteurs, il y a avantage à allonger le tuyau de batterie, en le prenant plus étroit si la chute est grande. On diminue ainsi le nombre des pulsations et l'importance relative des pertes dues aux remous et à l'inertie de l'eau à déplacer pour l'écoulement alternatif dans le bassin inférieur et dans la cloche.

Béliers de relai. — Les béliers de relai permettent d'atteindre de grandes hauteurs avec de faibles chutes.

Avec une chute de 1 mètre par exemple, on peut arriver à 64 mètres, en plaçant, à la suite d'un gros béliér, refoulant $\frac{1}{10}$, de l'eau à 8 mètres au-dessus du bassin

inférieur, un petit bélier refoulant 1/100 à 8 fois 8 mètres ou 64 mètres au-dessus du même bassin.

TARIF

NUMÉROS des béliers	DÉBIT moyen de la source par min.	PRIX du bélier	POIDS appxi- matif	DIAMÈTRES DES ORIFICES			TUYAUX D'ARRIVÉE		TUYAUX DE REFOULEMENT		OBSERVATIONS
				à l'entrée	à la sortie	au refou- lement	Prix du mètre	Nature du tuyau	Prix du mètre	Nature du tuyau	
	litres	fr.	kilog.	m/m	m/m	m/m	fr. c.		fr. c.		
1	4	70	4	20	30	15	1 50	Plomb	» 75		
2	9	100	8.5	30	40	20	2 »	»	1 »		
3	16	150	16	40	50	25	2 75	»	4 25		
4	25	200	27	50	65	30	3 50	»	1 50		
5	40	250	35	60	80	35	4 50	»	2 25		
6	80	350	62	80	100	40	5 »		2 50		
7	150	500	120	110	150	50	7 »		3 »		
8	300	650	225	150	200	70	9 50		4 »		
9	500	900	400	200	250	100	13 25		6 50		
10	800	1100	600	250	300	125	17 50		8 »		
11	1200	1350	900	300	400	150	24 50		9 50		
12	2000	1600	1600	400	500	175	33 »		11 25		
13	3000	1900	2000	500	600	200	45 »		13 25		

Béliers aspirateurs. — En changeant le sens de l'écoulement, on transforme le bélier compresseur en bélier aspirateur.

L'eau motrice arrive alors par le haut et fait battre la soupape à ressort, qu'on place en haut de la boîte. La tige de commande, prolongée en dessus, passe dans un tube surmonté d'une douille à vis.

On règle le débit en faisant varier la course ou la tension des ressorts.

Le nombre des pulsations se calcule comme pour le bélier compresseur. Il varie en raison inverse de la vitesse moyenne d'écoulement dans le tuyau partant de la boîte à clapets et réunissant les deux sources.

La cloche à air, qui régularise l'arrivée de l'eau de la source supérieure, peut être supprimée quand la chute est faible.

Quand le tuyau d'aspiration de la source basse a une grande longueur, on le termine par un clapet de pied, et on ménage en haut une poche à air, qui facilite la levée des petits clapets de retenue substitués à la soupape.

M. Decœur a bien voulu nous adresser les observations suivantes basées sur une longue expérience :

« Le bélier hydraulique est certainement la meilleure machine élévatrice, quand il s'agit d'élever la même eau que celle qui fournit la force motrice.

J'ai obtenu de bons rendements avec des longueurs quelconques de tuyaux et avec des pulsations en nombre très variable.

En employant de petits clapets de refoulement, j'obtiens facilement de grandes pressions avec de petites pulsations, c'est-à-dire avec une faible longueur de tuyau.

Les indications que je donne dans le prospectus précédent sont le résultat d'expériences.

Il serait dangereux de donner une formule limitant la longueur du tuyau de batterie et la vitesse moyenne d'écoulement et, par suite, la durée des pulsations.

Je ne m'impose aucune obligation à cet égard ; et toutes les fois que cela est possible, je fais battre le tuyau d'amenée de la source dans toute sa longueur.

Si j'ai l'eau à discrétion, je cherche le minimum de dépense pour le béliet et ses tuyaux en réduisant leurs diamètres. L'aspiration d'air, qui augmente avec l'amplitude des oscillations évite la violence des chocs avec de grandes vitesses d'écoulement.

Mon béliet a son alimentation d'air assurée gratuitement.

Ses ressorts cylindriques en laiton se conservent bien à l'intérieur et permettent de le régler pour un débit quelconque.

Le levier de mise en marche, que je supprime ordinairement, peut être utilisé comme levier de butée pour assurer le soulèvement de la soupape, même dans le cas où le tuyau de batterie est crevé, ou dans le cas particulier où l'on veut refouler beaucoup d'eau à une faible hauteur au-dessus de la source.

On ne saurait trop recommander un appareil aussi simple. »

Béliet aspirateur ou béliet d'épuisement. — Nous avons traité plus haut, mais d'une manière incidente, la question du béliet d'aspiration ; nous avons montré que, dans la troisième phase du mouvement, l'air comprimé dans l'espace *mn* (fig. 182) se détendait et que, si cet air était mis par un tube en communication avec un réservoir inférieur, l'eau s'élèverait dans le tube à une hauteur qui dépend de la section du tube et de la force vive produite par la détente de l'air.

M. Ch. Leblanc a construit sur ce principe un béliet d'épuisement dont il s'est servi pour des fondations d'écluses (*Annales des Ponts et Chaussées* de 1858).

Machine élévatoire de M. de Caligny. — M. de Caligny a su, dans plusieurs appareils, tirer un excellent parti de la force vive emmagasinée par un liquide en mouvement. A ce point de vue, sa machine élévatoire, représentée par la figure 186, prend place à côté du béliet hydraulique.

L'eau d'une source supérieure N s'écoule par le tuyau ABCD dans le bief inférieur N' ; le tuyau se termine par un entonnoir fixe ECDF. Le tuyau IKCD est mobile verticalement à travers le fond d'une auge supérieure ; son diamètre est supérieur à celui du premier, mais il se termine par une surface annulaire RS, de même diamètre que ABCD et porte à sa base un flotteur HG. Lorsque l'eau est à un niveau suf-

fisant dans le tube vertical, elle presse sur l'anneau RS de sa base et le maintient au fond de l'entonnoir; lorsque, au contraire, l'eau y est à une faible hauteur, le flotteur est assez puissant pour soulever le tube. Supposons-le soulevé, l'eau de N s'échappe entre l'entonnoir fixe et le flotteur avec une vitesse croissante; il se produit un remous autour du flotteur, une succion qui fait retomber le tube vertical sur l'orifice CD. En vertu de sa force vive, l'eau s'élève dans le tube vertical, passe entre les parois de ce tube et le cylindre fixe T pour se déverser en IK. Quand la force vive a disparu, l'eau baisse de nouveau dans le tube vertical que le flotteur soulève, et une seconde période commence, identique à la première.

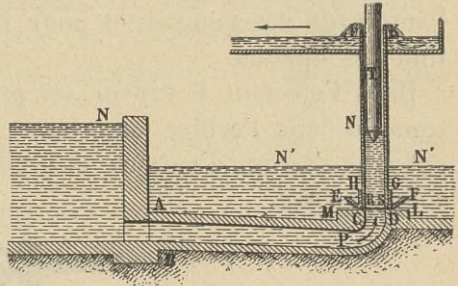


Fig. 186.

F. — APPAREILS UTILISANT LA FORCE VIVE D'UN JET FLUIDE,
INJECTEURS, ÉJECTEURS

L'injecteur, le Giffard, qui est surtout un appareil d'alimentation des machines à vapeur, est basé sur le même principe que la trompe des forges catalanes : tout jet gazeux ou liquide, s'échappant d'une tubulure conique, opère comme une succion du fluide qui l'environne et tend à faire le vide dans la capacité circonvoisine.

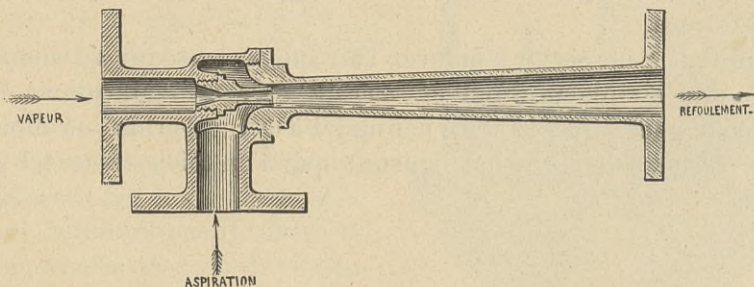


Fig. 187.

Dans l'injecteur Giffard, le jet fluide est un jet de vapeur d'eau qui aspire l'eau d'un réservoir, se mêle avec elle et s'y condense; le jet mixte qui en résulte pénètre dans une tubulure opposée, et de là dans la chaudière en surmontant la pression qu'il rencontre.

Cet appareil n'a pas d'application dans les distributions d'eau, mais le simple *éjecteur à jet d'air comprimé, de vapeur ou d'eau*, est susceptible de rendre de sérieux services en la matière, notamment pour l'amorçage des pompes et pour le maintien du fonctionnement continu des siphons.

Dans l'éjecteur à vapeur, un jet de vapeur est lancé par une buse conique dans l'orifice annulaire d'un tuyau de refoulement ; ce jet entraîne l'air qui l'entoure et produit dans le tuyau vertical un appel d'air ou d'eau.

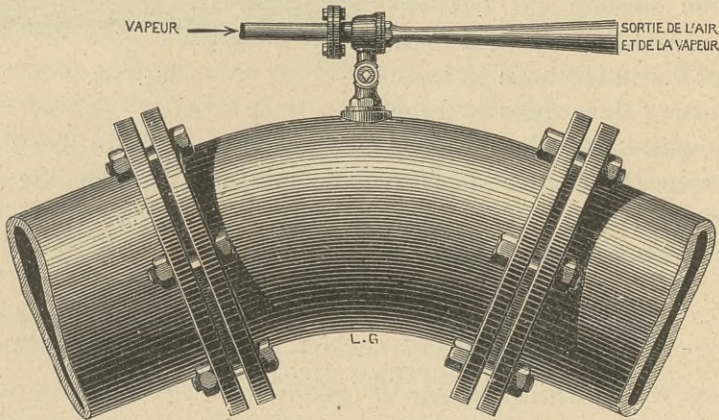


Fig. 188.

Cet appareil simple peut produire dans le tuyau d'aspiration un vide partiel correspondant à une hauteur d'eau d'un peu plus de 8 mètres ; il convient donc parfaitement pour amorcer les pompes centrifuges, d'autant que la vapeur est fournie par la machine motrice par un tuyau flexible en caoutchouc. L'appel doit se produire dans une cavité fermée.

L'éjecteur peut servir à enlever l'air qui se cantonne au sommet des coudes et des siphons. Nous en verrons diverses applications. Le jet de vapeur peut être remplacé par un jet d'air comprimé, ou même par un jet d'eau sous pression, suivant que l'on dispose de tel ou tel fluide.

G. — PULSOMÈTRES ET PULSATEURS

Dans ces appareils la vapeur agit directement par sa pression sur le liquide à élever ; la machinerie et la transmission sont donc réduites à leur plus simple expression.

Les pulsomètres, par leur faible volume, par la facilité de leur installation, rendent de grands services pour l'épuisement dans des fouilles resserrées, dans des puits profonds. On s'en sert sur quelques chemins de fer pour élever l'eau dans les réservoirs des gares ; les locomotives, pendant leur stationnement, fournissent la vapeur nécessaire.

Au point de vue économique c'est une solution médiocre, et la consommation de charbon s'élève parfois à 6 kilogrammes et plus par cheval-heure en eau montée. Ces appareils ne conviennent donc pas aux distributions d'eau permanentes.

DESCRIPTION DE QUELQUES TYPES DE POMPES

Il y a de nombreux types de pompes ; nous en signalerons quelques-uns, parmi les plus répandus.

Pompe à double effet, dite pompe castraise. — Établie à l'origine par M. Delpech, de Castres, cette pompe se compose d'un piston P se mouvant dans un cylindre alésé, ouvert aux deux bouts et fixé par un joint annulaire à un autre cylindre en fonte qui l'entoure. L'ensemble forme le corps de pompe ; la partie inférieure communique par le conduit *h* avec la capacité M, dans laquelle débouchent les tuyaux d'aspiration T et de refoulement T', fermés par des soupapes à boulet A et B s'ouvrant de bas en haut. A côté de la capacité M s'en trouve une semblable M', séparée de la première par une cloison verticale, munie aussi de ses deux soupapes A' et B' et communiquant avec la partie supérieure du corps de pompe par l'ouverture *h'* placée à droite et au-dessus de l'ouverture *h*.

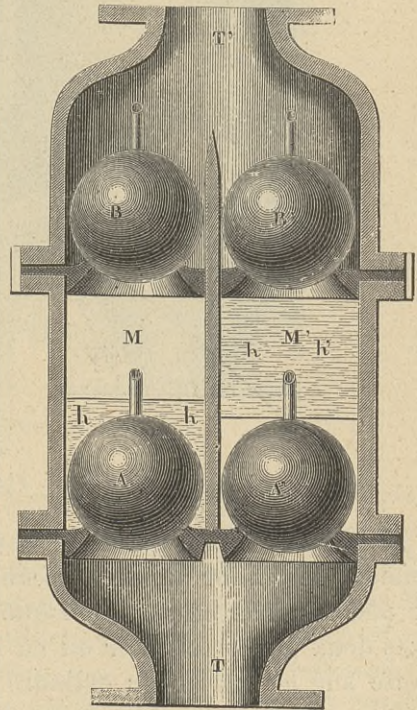


Fig. 189.

Lorsque le piston s'élève, le vide tend à se faire sous lui et par conséquent en M, le boulet A se lève, l'eau est aspirée, tandis que la charge du tuyau d'ascension presse la soupape B sur son siège. Cepen-

Le liquide est comprimé au-dessus du piston et dans la cavité M' ; la pression appliquée A' sur son siège et soulève B' , l'eau pénètre dans le tube d'ascension.

On a pris soin d'imposer à l'eau le moins de détours possibles et de lui présenter de larges passages, évitant les contractions et les pertes de charge ; le mouvement ascensionnel est régulier. Les soupapes sont des boulets en caoutchouc vulcanisé, très légères, mobiles et élastiques ; elles ne s'écartent guère de leur position, car elles sont

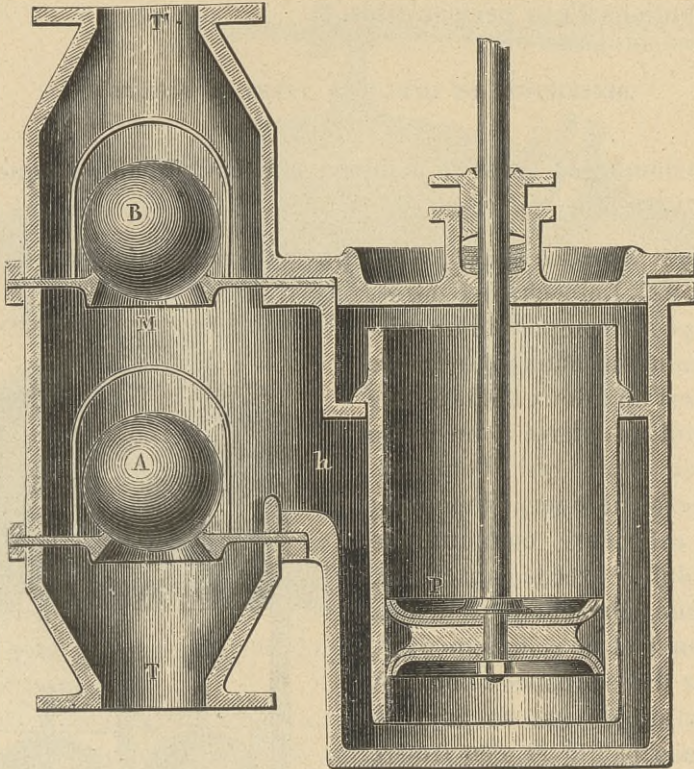


Fig. 190.

à faible distance des parois verticales qui les guident, cependant il est prudent de limiter par des arceaux en fil de cuivre leur déplacement. Le piston est formé par un disque en cuivre sur les bases duquel sont fixés deux godets en cuir ou en caoutchouc ; le bord de ces godets frotte sur les parois du cylindre alésé, la fermeture est hermétique, car il y a toujours un des godets pressé par l'eau comprimée.

Cette pompe a, à peu près, les avantages de la pompe Letestu ; elle fonctionne régulièrement, livre passage aux sables et graviers et présente un bon rendement compris entre 55 et 70 0/0.

Pompe Girard. — La pompe Girard est à piston plongeur; sa caractéristique est : 1° la forme effilée du piston, grâce à laquelle les chocs et pertes de charge sont considérablement atténués; 2° les dispositions adoptées pour les soupapes : celles-ci, combinées de manière à ouvrir à l'eau un large passage pour un faible déplacement et à retomber sur leur siège instantanément à chaque renversement de marche, réalisent sur les anciens systèmes une amélioration considérable.

La maison Farcot a construit un certain nombre de pompes du système Girard, qui donnent d'excellents résultats, notamment à l'usine de Saint-Maur qui envoie pour le service de Paris les eaux de la Marne au réservoir de Ménilmontant avec un refoulement de 9 355 mètres de long.

Le piston du cylindre unique de la machine à vapeur commande

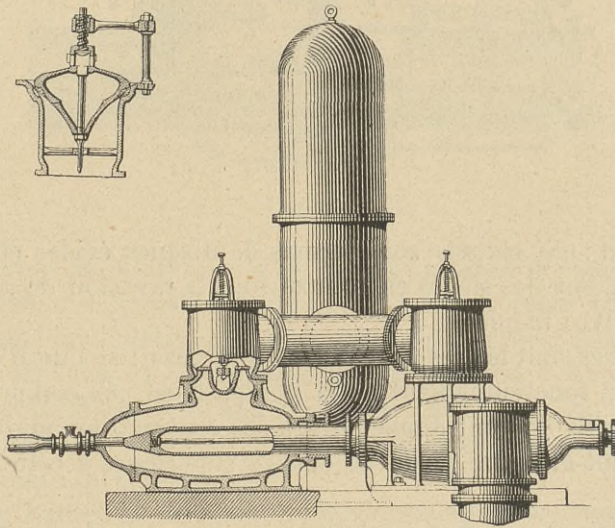


Fig. 191.

directement le piston de la double pompe; ce dernier piston est plein, avec une forme effilée qui diminue considérablement les chocs et les pertes de charge et il se meut librement dans des corps de pompe renflés où ne se produit aucun étranglement des courants; les clapets sont à double couronne munis de garnitures en caoutchouc durci et sont ramenés instantanément sur leur siège, par des ressorts, aussitôt que le mouvement se renverse. L'un des corps de pompe refoule pendant que l'autre aspire.

A l'usine de Javel, qui élève l'eau de Seine pour le service de Paris, le Creusot a établi des pompes du système Girard modifié. C'est tou-

jours un piston plongeur plein, de forme effilée, commun à deux corps de pompe, mais ces corps de pompe, au lieu d'affecter la forme d'une olive horizontale, sont des cylindres verticaux dont la partie supérieure fait office de réservoir d'air ; les clapets ne sont pas logés dans des chapelles spéciales, mais sur deux plaques horizontales, l'une au-dessus et l'autre au-dessous du piston ; ces plaques sont munies d'une quantité plus ou moins grande de petits clapets, quantité en rapport

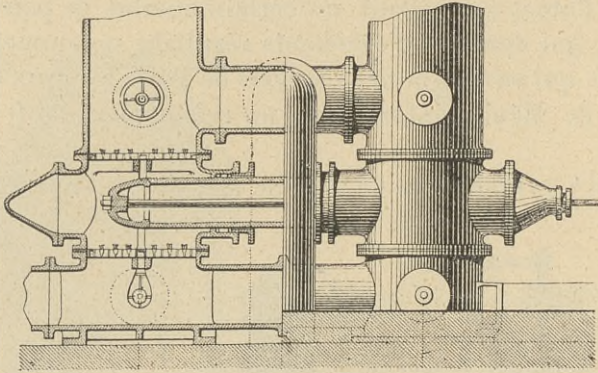


Fig. 192.

avec le débit ; ces clapets sont formés de disques évidés en cuivre qui s'appliquent sur des sièges en bronze sous la pression de ressorts spéciaux en cuivre méplat.

Ces organes sont faciles à visiter et à réparer ; si l'un d'eux vient à manquer, le fonctionnement de la pompe n'est pas compromis ; mais il semble qu'ils doivent donner lieu à des contractions multiples, occasionnant peut-être une perte de charge supérieure à celle des grands clapets.

M. l'ingénieur en chef Bechmann a donné la description de ces appareils de la ville de Paris dans un mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées* de 1891.

Pompes à courant continu. — Plusieurs constructeurs ont cherché à établir des pompes dites à courant continu, aspirant et refoulant continuellement sans changement de direction du liquide.

Nous citerons par exemple la pompe Decoudun (*fig. 193*) : le bouton M d'une manivelle montée sur un arbre moteur imprime un mouvement de va-et-vient à la tige unique des deux pistons qui parcourent deux cylindres horizontaux opposés ; lorsque la tige se meut dans le sens de la flèche 1, le piston AB aspire du côté A et refoule du côté B ;

l'autre piston ne travaille pas et livre seulement passage au liquide refoulé.

Quand le mouvement est inverse, flèche 2, le piston CD travaille à son tour, aspire du côté D et refoule du côté C; il y a donc toujours aspiration et refoulement sans changement de direction du liquide.

Mais il faut remarquer cependant que la vitesse rectiligne des pistons n'en demeure pas moins variable entre zéro et la vitesse tangen-

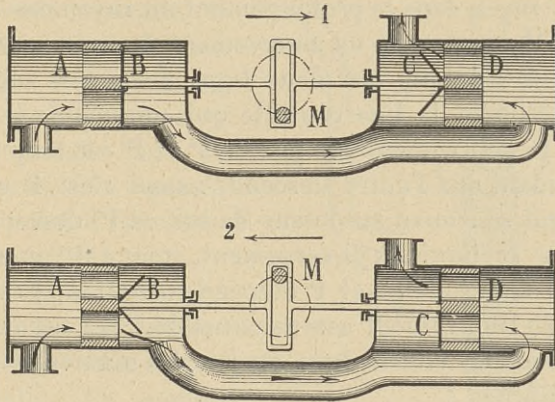


Fig. 193.

tielle du bouton de la manivelle et que la présence du réservoir d'air comprimé est aussi nécessaire que dans les autres appareils.

Le constructeur établit quatre numéros de pompes, ayant des pistons de 60, 85, 115 et 140 millimètres, faisant 50 à 110 tours à la minute, pouvant élever suivant la vitesse 1 à 2,5, 3 à 6, 7 à 12, 12 à 18 mètres cubes à l'heure et coûtant avec poulie motrice 240, 300, 500 et 630 francs, pris à Paris.

La pompe Baillet et Audemar réalise également le type à courant continu. Sous le rapport de la régularisation de la vitesse du courant liquide, ces pompes fonctionnent comme la pompe à double effet.

Pompes Letestu pour aspiration dans des forages. — On est parfois forcé d'aller chercher l'eau à de grandes profondeurs dans le sol; on ne construit pas à cet effet des puits coûteux d'un grand diamètre, on se contente de forages tubés qui ont, par exemple, 30 ou 40 centimètres de diamètre. Loger une pompe dans un tube de ce genre est difficile, puisqu'il faut que le tube reçoive les tiges motrices de la pompe et le tuyau spécial de refoulement.

La pompe doit être nécessairement à simple effet et il convient que le refoulement se produise uniquement à la remonte du piston, afin

que les longues tiges travaillent uniquement à la traction et échappent au flambage ; elles redescendent par leur propre poids sans effort sensible de compression. On évite ainsi les chocs et les ferraillements.

La maison Letestu construit pour cet objet des pompes ingénieuses, robustes et simples, qui donnent un bon service, et qu'on a employées comme pompes nourricières dans plusieurs distributions d'eau.

La figure 6, planche 12, en indique la disposition générale : l'arbre moteur est à trois coudes, et actionne trois manivelles dont celle du milieu N a son rayon dans le prolongement du rayon des deux autres ; les manivelles M impriment un mouvement de va-et-vient à un joug, et celui-ci le communique aux deux tiges du piston supérieur P ; la manivelle N actionne la tige centrale qui commande le piston inférieur P'. Donc le mouvement des pistons P et P' est toujours inverse : l'un monte pendant que l'autre descend ; quand c'est P qui monte, il soulève l'eau qui se trouve au-dessus de lui, et P' descend en flottant librement dans le liquide ; inversement, quand P' monte, il élève l'eau qui est au-dessus de lui et P descend en flottant dans le liquide. La continuité du mouvement ascensionnel de l'eau est donc réalisée, sauf les variations de vitesse dues au jeu des manivelles, et le mécanisme est équilibré.

Le corps de la pompe est d'ordinaire placé au-dessous du niveau auquel l'eau s'élève dans le tube du forage ; elle ne fonctionne donc jamais par aspiration.

On est arrivé par ce procédé à loger dans des forages de petit diamètre des pompes de grand débit. Le piston Letestu étant très robuste, les avaries sont rares ; il est, du reste, facile de le ramener au jour lorsque la chose est nécessaire. Pour parer aux éventualités, il est bon d'avoir deux forages voisins.

Tout le système de la pompe et de son tube enveloppe est indépendant du forage et se trouve suspendu à un système de traverses dans le puits qui amorce le forage ; la profondeur à laquelle il convient de descendre le corps de pompe dépend du débit qu'on demande à la nappe et de l'abaissement que ce débit détermine dans la nappe ; il est, du reste, facile de corriger la profondeur suivant les circonstances.

Pompe Dubuc, à piston différentiel. — Cette pompe, qui a des qualités, a reçu quelques applications, mais ne s'est point propagée, parce qu'elle présentait quelque complication et que le réservoir à air comprimé suffit pour donner la régularité d'écoulement qu'elle se proposait d'obtenir.

Le piston Dubuc P est un piston plein à deux sections différentes ;

la section de la partie supérieure est à peu près la moitié de la section de la partie inférieure. Si le piston descend, il ferme l'aspiration S' , mais soulève la soupape de refoulement S ; le volume de l'eau refoulée ne s'en va pas tout entier par le tube T , il y en a la moitié qui, par le tube U , se rend dans la cavité A entourant la partie supérieure du piston. Quand le piston remonte, il aspire par S' , ne refoule pas par S , mais le volume d'eau emmagasiné tout à l'heure en A se trouve refoulé vers T . Mais il va sans dire que le tuyau T est muni d'un réservoir à air comprimé.

Il y a donc un refoulement continu, sauf toujours les variations de vitesse dues au jeu de la manivelle. La pompe à un seul piston plongeur fonctionne, pour le refoulement, comme une pompe à double effet; il y a là une sérieuse influence régulatrice.

Ce type a été appliqué notamment à Saïgon. Nous le trouverons aussi dans quelques distributions secondaires.

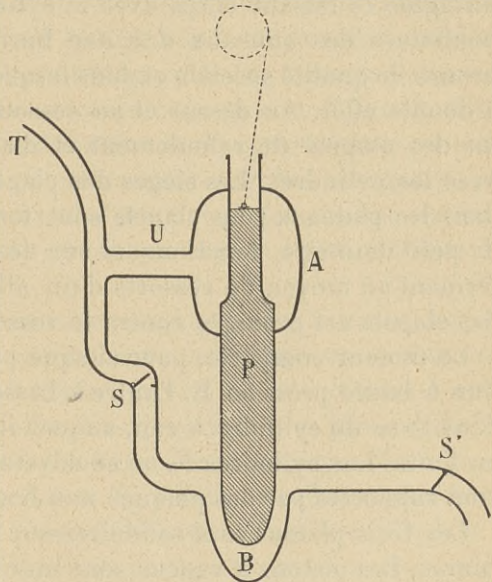


Fig. 194.

Pompe Worthington. — La pompe Worthington est le véritable type à action directe, puisqu'il supprime le volant, conservé dans les pompes Girard; c'est une pompe duplex à cylindres accolés.

Elle a été créée en Amérique, vers 1843, pour assurer l'alimentation des chaudières de steamboats pendant les arrêts; on n'avait pas le Giffard et il fallait alimenter avec une pompe à main lorsque la machine motrice, qui commandait les pompes alimentaires principales, cessait de fonctionner. La pompe Worthington à un seul corps a reçu, depuis 1843, de grands perfectionnements.

Voici la description d'un des types actuels (*fig. 1*, pl. 12, machine à vapeur compound, pompe à compensateurs).

Le corps de pompe comporte deux cylindres horizontaux juxtaposés, solidement boulonnés sur les fondations. Les chambres d'aspiration A sont situées au-dessous des cylindres et font corps avec eux; une culotte les réunit à la conduite unique d'aspiration. Les chambres de

refoulement B sont au-dessus des cylindres et reliées avec la conduite unique de refoulement par un tuyau transversal qui porte le réservoir à air comprimé, alimenté par un petit compresseur indépendant. Les cylindres à eau sont divisés, chacun en son milieu, par un diaphragme *cc* faisant corps avec le cylindre. Sur les diaphragmes sont boulonnés des anneaux *d* à axe horizontal, munis de chemises en bronze de qualité spéciale et dans lesquels fonctionnent les plongeurs P à double effet. Au dessus et au dessous se trouvent les plateaux *mm*, *nn* des clapets de refoulement et d'aspiration, formant aussi corps avec les cylindres. Les sièges des clapets sont en bronze et sont vissés dans les plateaux ; les clapets sont formés de disques en caoutchouc de petit diamètre, fonctionnant sur des guides-butoirs en bronze et se fermant au moyen de ressorts d'un alliage spécial ; la face supérieure des clapets est protégée contre le ressort par une rondelle métallique.

Le moteur comporte, pour chaque pompe, deux cylindres à vapeur, l'un à haute pression E, l'autre à basse pression F, placés en tandem dans l'axe du cylindre à eau, auquel ils sont reliés par des entretoises en fonte. Les cylindres F, où se développent des pressions équilibrées, sont supportés par des plaques non boulonnées sur les fondations.

Les trois pistons sont solidaires sur leur tige unique et ont la même course. Les pistons à vapeur sont munis de segments ajustés au grattoir et détendus par des ressorts en acier. Les tiroirs de distribution sont du type cylindrique demi-rotatif ; ceux d'un groupe sont actionnés par l'intermédiaire d'un levier articulé avec la tige des pistons de l'autre groupe, de sorte que le renversement de marche de l'un des groupes coïncide exactement avec le milieu de la course du groupe jumeau. Les tiroirs de détente sont mus par un bras de levier fixés sur la tige de leur propre groupe, ils sont équilibrés dans une certaine mesure, afin d'en rendre la manœuvre facile.

L'emploi de la vapeur se fait avec toutes les précautions économiques voulues ; elle traverse un séparateur où elle dépose l'eau entraînée, elle passe d'un cylindre à l'autre en traversant des réchauffeurs, les cylindres sont munis d'enveloppes de vapeur dont l'eau de condensation retourne aux générateurs. Un enduit non conducteur recouvre toutes les parties chauffées. On voit sous le cylindre E le condenseur qui surmonte la pompe à air Q, dont le corps est constamment submergé.

La machine est munie du compensateur Worthington ; cet accessoire se compose de deux cylindres R à piston plongeur qui peuvent osciller librement en suivant les mouvements de la tige commune des trois pistons ; cette tige les commande par des boutons sphériques. Chacun de ces cylindres est rempli d'eau et communique avec un tube unique

à deux branches par l'intermédiaire d'un tourillon creux. La figure 3, planche 12, fait comprendre l'action de ces cylindres et de leurs plongeurs ; pendant la première moitié de la course, ils exercent une résistance sur la tige du moteur et la ralentissent ; pendant la seconde moitié, ils ajoutent leur poussée à celle du moteur et accélèrent le mouvement en restituant le travail emmagasiné. La pression dans les cylindres compensateurs est déterminée par celle de l'eau dans la conduite principale et subit les mêmes variations ; un accumulateur différentiel, permettant de réduire le diamètre et d'augmenter en proportion inverse la pression hydraulique exercée sur les plongeurs, est interposé entre ceux-ci et le réservoir d'air. Ces pistons compensateurs servent également d'appareils de sûreté en cas de rupture subite de la conduite de refoulement.

La figure 5 donne les diagrammes relevés sur les cylindres à vapeur de la machine que nous venons de décrire ; la détente est, comme on le voit, considérable ; la figure 2 est le diagramme du cylindre à eau, remarquable par la faible variation des pressions ; les figures 3 et 4 représentent le mouvement des cylindres compensateurs : leur pression horizontale est représentée par la ligne *fhk*, et celle-ci, combinée avec la ligne *abc* qui donne la pression effective dans les cylindres à vapeur, se traduit par la ligne *fbgde*, indiquant la pression transmise effectivement aux pistons plongeurs ; cette ligne est presque identique au diagramme du cylindre à eau.

L'avantage de l'appareil Worthington sur les pompes à volant est de se prêter à de grandes variations de vitesse et, par conséquent, de débit, chose précieuse dans un service lorsqu'on ne dispose que de réservoirs de faible capacité, incapables de faire face à des consommations exceptionnelles commandées, par exemple, par un incendie. Les pompes à volant ne fonctionnent bien qu'à la vitesse normale pour laquelle on les a calculées ; elles conviennent donc pour alimenter des réservoirs et pour y envoyer un débit constant, mais le système Worthington, très répandu en Amérique, se prête beaucoup mieux à l'alimentation directe et nécessairement variable d'un réseau de distribution.

A l'usine de relais de Montmartre, la ville de Paris a installé une pompe qui doit pouvoir fournir à volonté un travail de 36 ou de 72 chevaux ; la pompe Worthington, dit M. Bechmann dans sa notice de 1891, se prêtait seule à ces variations ; quoique conservant toujours une marche douce, elle est exempte de chocs et de points morts ; cette machine est, en revanche, assez compliquée et ne conviendrait peut-être pas en dehors des grandes villes.

On est plus hardi en Amérique qu'en France, on redoute moins les

accidents ou les interruptions du service, on est moins enserré par les règlements.

La Société Worthington construit des machines avec les types les plus variés. Le plus simple comprend seulement des cylindres à vapeur à haute pression, sans condensation ; il convient pour les petites distributions et pour les machines de secours, mais il entraîne nécessairement une plus forte consommation de combustible, inconvénient parfois moindre que celui d'une augmentation du capital de premier établissement. Le second type est compound à deux cylindres ; il se prête à une grande variation de puissance, puisqu'on peut faire agir la vapeur à pleine pression dans les deux cylindres à la fois, avantage qui s'achète encore par une consommation supplémentaire de combustible. Lorsqu'il s'agit d'une pompe destinée à un système de refoulement direct dans les conduites de distribution, il est souvent avantageux de placer dans le conduit de vapeur un régulateur de pression permettant de régler la vitesse de la pompe suivant la consommation d'eau et maintenant une pression constante sur les conduites de distribution. Les types perfectionnés reçoivent des condensateurs et des compensateurs.

On construit encore des machines à *triple expansion* (fig. 8, pl. 12), comprenant trois cylindres à vapeur de diamètre croissant avec détente en cascade ; ces machines ont été installées récemment pour le service des eaux de Roubaix et Tourcoing, elles peuvent fournir chacune 20 000 mètres cubes par vingt-quatre heures. Il a été créé des types dont le débit atteint 100 000 mètres cubes.

La consommation de vapeur s'est élevée à 9^{kg},5 par cheval-heure mesuré en eau montée, et l'on a constaté, sur les machines du système compound des rendements considérables, qui d'après les constructeurs oscilleraient aux environs de 90 0/0.

Comme appareil similaire des pompes Worthington nous citerons la pompe à action directe, dite *la Comète*, construite par MM. Burton.

Le principal avantage de ces appareils est leur prix relativement peu élevé, mais ils ne réalisent pas toujours l'économie de combustible.

Pompe à simple effet à plongeur de la Compagnie du Nord. — Dès que les puits deviennent profonds et qu'il faut loger les pompes au-dessous du sol, il faut recourir à des appareils simples et robustes.

Pour ses alimentations de gares la Compagnie du Nord emploie des pompes à simple effet à piston plongeur, de 0^m,08, 0^m,12 0^m,16 et 0^m,21 de diamètre. On réalise le double effet en faisant commander, par la roue dentée, montée sur l'arbre moteur, deux pignons actionnant

les bielles et manivelles de deux corps de pompe conjugués à mouvement inverse.

Si l'aspiration ne dépasse pas 8 mètres on loge la pompe au sommet du puits ; sinon, on l'installe dans le puits même sur un plancher en charpente à une faible hauteur au-dessus du plan d'eau ; parfois la profondeur du puits atteint 40 mètres. A l'orifice du puits, un bâti en fonte, solidement boulonné sur un massif de maçonnerie, porte la poulie motrice actionnée par la courroie de la machine, les engrenages et les manivelles ; celles-ci impriment un mouvement oscillatoire aux longues tiges des pistons ; tiges en bois de chêne, maintenues tous les 3 mètres par des guides et assemblées par des manchons en fer.

La roue de commande de la bielle porte deux mannetons, de sorte que l'on peut donner au piston une course de 0^m,26 ou de 0^m,35 en conservant le même nombre de tours.

Les clapets en caoutchouc sont compris entre deux plaques de bronze ; des butées latérales limitent leur oscillation et les empêchent de se renverser. L'aspiration se fait par un tube unique à crépine avec culotte aboutissant aux deux pompes ; à la base du refoulement est un cylindre faisant office de réservoir d'air comprimé ; entre ce réservoir et les corps de pompe est un clapet de retenue.

Tout cela est très robuste et se prête facilement aux réparations. Des échelons en fer permettent de descendre sur le plancher des pompes.

La vitesse normale est de 24 tours à la minute, ce qui donne 18 litres de débit à la minute avec la petite course et 24 litres avec la grande course, soit 25 et 34 mètres cubes à l'heure.

L'ensemble du bâti, de la transmission, des pompes et des tuyaux pèse 3 225 kilogrammes et coûte, à raison de 0^r,70 le kilogramme, 2 255 francs (*fig. 1*, pl. 27 ; *fig. 2*, pl. 29).

Pompe à deux pistons dans un seul corps. — La Compagnie P.-L.-M. avait adopté autrefois le type de pompe à deux pistons de marche contraire mobiles dans le même cylindre vertical. Le mouvement est donné par une manivelle volant à un arbre coudé, dont deux coudes sont opposés au troisième : le coude du milieu actionne directement le piston supérieur, les deux autres coudes actionnent des tringles qui encadrent le cylindre et qui actionnent un joug auquel est attelée la tige du piston inférieur.

Les deux pistons ont donc une marche contraire et sont percés de soupapes s'ouvrant de bas en haut ; s'ils se rapprochent, le piston inférieur aspire par sa face inférieure et refoule par sa face supérieure l'eau qui passe par les clapets du piston d'en haut. Si les deux

pistons s'éloignent, c'est celui du haut qui refoule directement et qui aspire à travers le piston du bas. Le mouvement de l'eau se produit toujours dans le même sens sans renversement, et c'est un sérieux avantage.

Cette pompe pèse 386 kilogrammes, dont 57 kilogrammes de fer, 318 de fonte et 11 de bronze. Elle a 0^m,10 de diamètre, 0^m,70 de course, et peut faire 45 tours à la minute.

On lui préfère aujourd'hui les pompes à simple effet, à deux ou trois cylindres conjugués, avec pistons plongeurs, type que nous avons précédemment indiqué.

Observations sur l'installation des machines. — Les installations des machines élévatoires sont destinées à une longue durée ; les interruptions d'un service d'alimentation d'eau entraînent mille inconvénients ; toute gêne, toute fausse manœuvre indéfiniment répétées se traduisent par des dangers, par des dépenses inutiles. L'ampleur, la simplicité, la commodité doivent donc être la règle absolue des installations de ce genre.

Les usines nouvelles sont sous ce rapport infiniment mieux aménagées que les anciennes.

M. Verstraëten, ancien directeur des eaux de Bruxelles, cite un exemple frappant des installations vicieuses.

En 1858, la ville de Bruxelles a construit l'usine élévatoire de Braine-l'Alleud : une cuve maçonnée rectangulaire, de 4^m,5 sur 3^m,6 de côté et de 10 mètres de profondeur, recevait les sources à diverses hauteurs dans quatre auges en fonte fixées en travers de la cuve. Au-dessus de chaque auge était une pompe verticale à double effet, dont la tige s'articulait sur un plateau manivelle : les plateaux étaient reliés par quatre roues dentées dont une commandait les autres et était commandée elle-même par l'arbre d'une machine à vapeur de 20 chevaux, avec pignon et roue dentée intermédiaires calculés de manière à réduire les 60 tours de la machine à 14 tours pour les pompes.

On comprend que la visite de tout l'attirail placé dans la cuve était presque impossible ; les engrenages produisaient un bruit assourdissant, malgré un graissage copieux et incessant. Les pompes solidaires, n'ayant cependant à fournir qu'un travail inégal, donnaient lieu à des aspirations d'air et à des chocs funestes.

Le système consommait 8 kilogrammes de charbon par cheval-heure. Il fut remplacé après vingt ans de service.

Pompe Jardin, à courant continu. — C'est une pompe à deux cylindres et à deux pistons égaux et parallèles conduits par

2 manivelles calées à 120° sur le même arbre; elle comporte deux groupes de trois soupapes indiqués sur la figure 195 et donne les résultats suivants : 1° le débit dans chaque douzième de tour est constant; 2° le coefficient de régularisation de l'écoulement, c'est-à-dire le rapport entre les débits instantanés minimum et maximum, est de 0,866; nous avons calculé plus haut les variations de ce rapport dans les autres pompes, pour lesquelles la variation des débits instantanés s'étend souvent de 0 à 1.

La figure comporte : 1° un schéma de la pompe avec les pistons P_1 et P_2 représentés par un trait vertical et avec les deux groupes de soupapes aux deux extrémités; 2° l'épure circulaire du mouvement des manivelles p_1 et p_2 , calées à 120° et conduisant les pistons, dont la position dans les cylindres est la projection des boutons de manivelles, l'obliquité des bielles étant négligeable; la circonférence est divisée en 12 arcs égaux; 3° l'épure des courses simultanées des deux pistons pendant un tour complet, en prenant comme abscisses les arcs développés et comme ordonnées les projections de ces arcs sur l'axe des cylindres, c'est-à-dire les fractions de courses correspondant aux arcs; la différence de deux ordonnées consécutives représente donc la fraction de course du piston correspondant à l'arc d'abscisse; 4° les diagrammes des débits des deux groupes de soupapes.

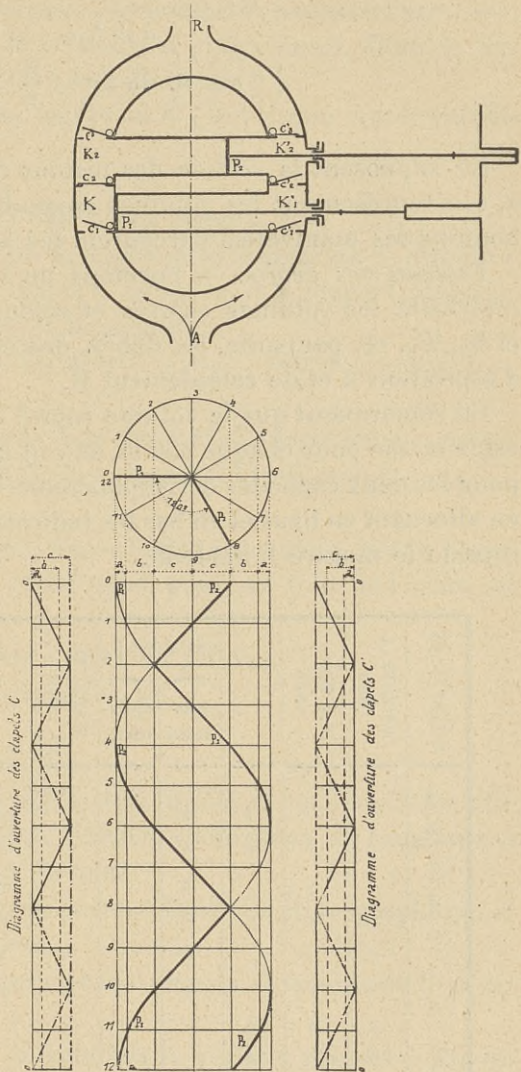


Fig. 195.

Les 12 arcs de 30° forment quatre groupes de 3 arcs égaux, dont nous

appelons a, b, c les projections sur l'axe des cylindres ou sur le diamètre 0—6 :

$$a + b + c \pm R,$$

$$c = R. \sin 30^\circ = \frac{R}{2} = a + b.$$

En supposant la section des pistons égale à l'unité, les projections a, b, c représentent les volumes engendrés par les pistons, lorsque les boutons des manivelles parcourent les arcs correspondants.

Tableau des débits. — Formons un tableau contenant pour chaque intervalle les volumes aspirés et refoulés dans les capacités K_1, K'_1 et K_2, K'_2 , et, par suite, les débits des clapets, et ceux des conduites d'aspiration A et de refoulement R.

En remarquant que le volume aspiré d'un côté et refoulé de l'autre est le même pour chaque piston, on voit qu'on peut inscrire les résultats pour les deux capacités correspondantes dans une seule colonne double en alternant en haut et en bas les indications aspiration et refoulement, comme le montre le tableau.

INTERVALLES	CONDUITE A DÉBIT	CLAPET C ₁ DÉBIT	CAPACITÉ K ₁		CLAPET C ₃ DÉBIT	CAPACITÉ K ₂		CLAPET C ₃ DÉBIT	CONDUITE R DÉBIT
			Aspi- ration	Refou- lement		Aspi- ration	Refou- lement		
0	c	a	b	a		c	c	c	c
1	c	b	a	b		c	c	c	c
2	c	c		c		c	b	b	a
3	c	c		c		c	a	a	b
4	c	c		b	a	b	a		c
5	c	c		a	b	a	b		c
6	c	b	a		r	c			c
7	c	a	b	a	c	c			c
8	c		c	c	c	b		a	b
9	c		c	c	c	a		b	a
10	c		c	b	b	a		c	c
11	c		c	a	a	b		c	c
12									
			Clapet C ₁ Débit	Refou- lement Aspi- ration K ₁ Capacité		Clapet C ₂ Débit	Refou- lement Aspi- ration K ₂ Capacité		Clapet C ₃ Débit

Inscrivons ces résultats en tenant compte de la direction du mouvement des pistons :

1° CAPACITÉS K. — *Premier intervalle* : Le bouton P_1 parcourt l'arc 0 — 1.

Le piston P_1 parcourt dans le cylindre la projection a . Donc le piston P_1 aspire en K_1 le volume a et le refoule en K'_1 .

Le piston P_2 , en même temps, aspire en K'_2 le volume c et le refoule en K_2 .

Inscrivons, et ainsi de suite.

2° CLAPETS. — Déduisons les débits des clapets.

Premier intervalle : La capacité K_1 aspire a , et la capacité K_2 refoule c . Donc le clapet C_2 est fermé, le clapet C_1 débite a , et le clapet C_3 débite c .

De l'autre côté, K'_1 refoule a , et K'_2 aspire c .

Donc le clapet C'_3 est fermé, C'_2 débite c , et C'_1 débite $c - a = b$.

DÉBITS DES CONDUITES A ET R.

Premier intervalle : Conduite A : Les clapets $C_1C'_1$ aspirent $a + b = c$.

— Conduite R : Les clapets $C_3C'_3$ refoulent $c = c$.

Et ainsi de suite.

Le tableau montre que le débit, dans chaque intervalle, tant à l'aspiration qu'au refoulement, est c . Le débit pour un tour de l'arbre est donc $12c$.

Soit S la section commune des 4 faces de piston ;

L , la course commune des pistons, $= 2R$.

Comme $c = \frac{R}{2}$, le débit $Q = 3LS$.

Le tableau montre aussi les débits simultanés et successifs des clapets ; la somme des débits de deux clapets symétriques est constante et égale à c dans chaque douzième de tour.

L'épure des courses simultanées permet la vérification graphique et rapide des résultats qui précèdent.

Ainsi : 1° Le débit de la pompe dans chaque douzième de tour est constant et représenté par c ;

2° Le débit par tour est égal à trois fois le volume engendré par un des pistons.

En ce qui touche le travail des pistons, le tableau et le graphique permettent les constatations suivantes :

1° Lorsque les pistons marchent en sens inverse, celui dont la manivelle est en vitesse maxima et parcourt l'arc 2-4 ou le symétrique 8-10 travaille seul ;

2° Lorsqu'ils marchent dans le même sens, parcourant simultanément les arcs 0-2 et 4-6 ou les symétriques, ils travaillent ensemble ;

3° Chaque piston travaille pendant les trois quarts de sa course ;

pendant l'autre quart, il y a égalité de pression sur ses deux faces et les fuites d'eau par son pourtour sont nulles.

Les diagrammes des débits des soupapes montrent que chaque clapet ou soupape s'ouvre une fois par tour et que sa durée d'ouverture est de $\frac{4}{6}$ de tour, tandis qu'elle n'est que de $\frac{3}{6}$ pour les pompes ordinaires.

Diagramme des débits instantanés. — Le débit instantané est à chaque instant le produit de la section du piston par la somme des vitesses instantanées des pistons en travail. On voit facilement sur la figure 196 que :

1° Lorsqu'un seul piston travaille, sa manivelle parcourant l'arc 2-4 ou l'arc symétrique, sa vitesse instantanée varie de $\cos 30^\circ$ à $\cos 0^\circ$ dans le parcours de l'arc 2-3 par sa manivelle, et de $\cos 0^\circ$ à $\cos 30^\circ$ dans l'arc 3-4 ; de même dans les arcs symétriques ;

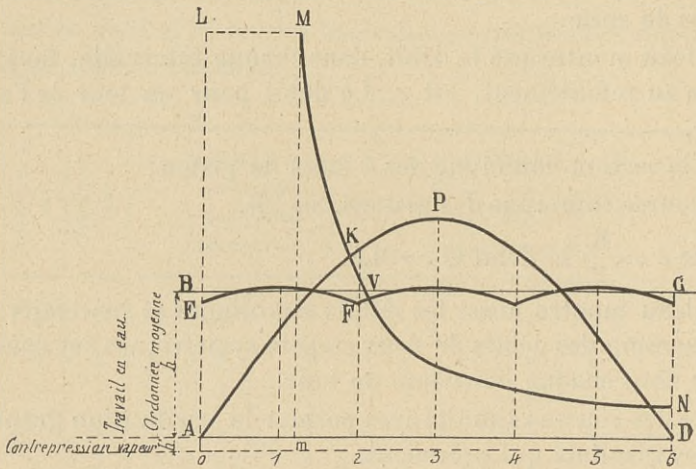


Fig. 196.

2° Lorsque les deux pistons travaillent ensemble, leurs manivelles parcourant simultanément les arcs (0-2) et (4-6) ou les symétriques, la somme de leurs vitesses instantanées varie de $\cos 30^\circ$ à $\cos 0^\circ$ dans le parcours simultané des arcs 0-1 et 4-5, et ensuite de $\cos 0^\circ$ à $\cos 30^\circ$, dans le parcours simultané des arcs 1-2 et 5-6 ; de même dans les arcs symétriques.

Le diagramme des débits instantanés est donc représenté, dans la figure 196, pour un demi-tour, par la courbe BC dont les ordonnées, correspondant aux arcs de 30° , sont alternativement $\cos 30^\circ = 0,866$ et $\cos 0^\circ = 1$.

Le coefficient de régularisation propre de la pompe Jandin est donc 0,866.

La même figure donne la courbe APD du débit instantané de la pompe à un piston dont le coefficient de régularisation est $\frac{\cos 90^\circ}{\cos 0^\circ} = 0$.

La courbe APD est tracée pour un débit égal au débit moyen dont l'ordonnée est h .

Comme vérification de cette courbe, l'ordonnée maxima 3-P est à l'ordonnée moyenne h dans le rapport de la vitesse tangentielle de la manivelle à la vitesse moyenne des pistons, rapport égal à

$$\frac{\pi d}{2d} = \frac{\pi}{2} = 1,57.$$

Le diagramme ALMN représente le travail de la vapeur sur le piston moteur avec détente au $\frac{1}{5}$. On voit que l'écart entre le travail moteur et le travail résistant instantanés, écart à emmagasiner par le volant est moindre avec la nouvelle pompe qu'avec la pompe ordinaire.

Effets produits sur le réservoir d'air comprimé. — Comme nous le savons, le réservoir d'air doit, entre deux débits instantanés minimums, emmagasiner, puis restituer l'excès des débits élémentaires sur le débit moyen.

Le coefficient de régularisation est la fraction $\frac{1}{n}$, qui exprime la variation de pression dans le réservoir en fonction de la pression moyenne.

La figure 196 montre immédiatement que l'excès des débits élémentaires sur le débit moyen est beaucoup moindre pour la pompe Jandin que pour la pompe ordinaire à un piston. Si l'on calcule cet excès E sur les courbes à grande échelle des débits instantanés, en désignant par S la section du piston, et par C sa course, on trouve :

$$E = 0,014SC \text{ pour la pompe nouvelle;}$$

$$E = 0,213SC \text{ pour la pompe ordinaire à un piston.}$$

A égalité de volume engendré par le piston et à égalité de régulation le volume d'air, à égalité de débit, peut donc être 15,4 fois plus petit avec la pompe Jandin qu'avec la pompe ordinaire : comme le débit total de la pompe nouvelle est égal pour un tour à 1 fois et demie celui de la pompe ordinaire, celle-ci exigerait donc finalement un volume d'air 23 fois plus grand.

En pratique, pour éviter les grands réservoirs d'air, on s'arrête sou-

vent pour les pompes ordinaires à un degré de régularisation égal à $\frac{1}{20}$ ou $\frac{1}{30}$. Il est facile avec la pompe Jandin de réduire, avec de petits réservoirs d'air, le coefficient de régularisation à $\frac{1}{300}$, même pour des débits de 200 litres par seconde.

Vitesse des pistons. — A cause de sa régularisation plus parfaite, la force vive de la masse liquide emmagasinée dans le réservoir et expulsée à chaque tour de l'arbre moteur, force vive dont l'annulation entraîne toujours des chocs et des effets destructeurs, est beaucoup moindre dans la nouvelle pompe. Aussi la vitesse du piston peut-elle y être beaucoup plus considérable avec une marche néanmoins plus douce, et il en est de même de la vitesse de rotation de l'arbre moteur. L'augmentation de cette vitesse permet une augmentation de la détente, une diminution du volant, et, par suite, une certaine économie dans la dépense d'installation et dans la consommation de vapeur.

Vitesses et pertes de charge au passage des clapets. — Les diagrammes (*fig.* 195), montrent que chaque clapet s'ouvre progressivement pendant $\frac{2}{12}$ de tour, reste ouvert pendant $\frac{4}{12}$ avec débit égal à c et se ferme progressivement pendant $\frac{2}{12}$.

Si l'on considère les diagrammes des débits instantanés (*fig.* 197), on voit qu'à égalité de débit et à égalité de section des soupapes les vitesses de passage varient dans le rapport des ordonnées maxima des courbes ABC et APD, rapport égal à $\frac{2}{3}$, et l'inclinaison respective des courbes indique, en outre, que les mouvements de levée et de fermeture des soupapes sont moins rapides avec la pompe nouvelle qu'avec l'ancienne. A ces avantages se joint cet autre que l'eau traverse l'appareil sans changement de direction.

Les pertes de charge au passage des soupapes sont aussi beaucoup moindres.

Comparaison avec les pompes à piston conjuguées. — La comparaison n'a porté jusqu'à présent que sur la pompe ordinaire à un seul piston; mais nous avons vu qu'une certaine régularisation du mouvement s'obtenait aussi avec l'usage de pistons conjugués, et il importe de comparer ce système avec celui de la pompe Jandin.

Remarquons d'abord que chacun des pistons conjugués se conduit comme un piston ordinaire dans la partie comprise entre la conduite commune d'aspiration et la conduite commune de refoulement et que la régularisation joue seulement en dehors de cette partie. Le débit

instantané du piston isolé est nul à son point mort et égal à 1,57 de la valeur moyenne au milieu de sa course. — La division du débit entre plusieurs cylindres entraîne, du reste, la multiplication des soupapes et des conduites partielles.

Dans les divers systèmes la régularisation n'est obtenue qu'à partir des réservoirs d'air comprimé; avec la nouvelle pompe elle se produit dans l'appareil élévatoire même, condition fort avantageuse à tous égards.

Types divers de pompes de ce système. — Le système se prête à des dispositions très variées avec cylindres horizontaux ou verticaux. « Dans le *type à grande vitesse*, l'eau traverse directement les deux corps de pompe sans changement de direction, et c'est, dit M. Jandin, assurément la disposition permettant la plus grande vitesse de marche.

Les pistons sont des plongeurs creux à formes effilées, dont le poids dans l'eau est à peu près équilibré, le joint de la tige avec le piston creux étant étanche.

Chacun des corps de pompe est d'une seule pièce et supporté en son milieu par une garniture étanche formant guidage suffisant, sans contre-tiges quand la course n'est pas très longue.

Cette garniture brevetée est amovible et comporte un dispositif réduisant au minimum le frottement et l'entretien, tout en assurant une bonne étanchéité et permettant le graissage dans le cas des eaux d'égouts.

Les collecteurs d'aspiration et de refoulement sont des demi-tores de grande section se raccordant avec les passages d'eau, à travers les corps qui forment boîtes à soupapes. Des tampons disposés sur les corps et collecteurs permettent la visite facile et le remplacement des soupapes.

Ces collecteurs portent les réservoirs d'air d'aspiration et de refoulement, qui se trouvent ainsi très près des soupapes. Les conduites d'aspiration et de refoulement débouchent dans ces collecteurs en dessous ou à côté de ces réservoirs d'air, de sorte qu'à l'aspiration les bulles d'air dégagées par le vide ou aspirées par les fuites montent directement au réservoir d'air. Une disposition brevetée permet de maintenir le niveau constant au réservoir d'air d'aspiration et d'alimenter d'air le réservoir de refoulement au moyen de purgeurs d'air à soupapes, de disposition spéciale, placés au sommet du premier corps de pompe et refoulant directement, au réservoir de refoulement, l'air aspiré dans le réservoir d'aspiration, sans le mélanger à l'eau, afin de réduire au minimum sa dissolution, et par suite le volume d'air à refouler; ils évacuent en même temps à chaque période de compres-

sion les bulles d'air qui pourraient pénétrer dans les corps de pompe. En outre, l'excès d'air dégagé dans le cas de forte aspiration est aspiré dans le premier réservoir d'air par la pompe à vide du condenseur, qui l'évacue à la pression atmosphérique. Ces dispositions rationnelles augmentent le rendement en volume et en travail.

Les soupapes sont multiples, légères, à levée horizontale, et permettent les grandes vitesses de marche ; leurs sièges amovibles sont rapportés sur des plaques correspondant aux joints des corps de pompe entre eux et avec les collecteurs. Leurs dispositions sont différentes, suivant qu'il s'agit d'eaux claires ou sableuses, à basses ou hautes pressions, et nous n'entrerons pas dans la description de ces détails de construction.

Nous avons déjà indiqué, en parlant des pertes de charge, au passage des soupapes, l'avantage de cette disposition permettant par l'emploi des grandes sections de passage, et des soupapes à ressort à axe horizontal, de réduire les pertes de charge dans une grande proportion.

On a déjà reconnu les inconvénients des grandes soupapes et surtout de celles à levée visible, dont l'emploi paraît séduisant : les chocs dus à leur poids trop fort, et, en plus, pour celles à levée visible et à ressorts extérieurs, le grave défaut que le frottement de la tige dans son presse-étoupe s'ajoute à la résistance du ressort et au poids de la soupape pour augmenter la perte de charge, tandis que ce frottement retarde la fermeture. Ces défauts font abandonner leur emploi et on les remplace déjà, même dans les pompes existantes, par des soupapes multiples à ressorts intérieurs. »

Type à action directe pour débit de 250 litres par seconde. — Dans ce type, l'une des tiges est accouplée en tandem à la tige du piston vapeur, tandis que l'autre est conduite par une deuxième bielle disposée sur un coude de l'arbre moteur ou une manivelle, suivant le modèle de la machine à vapeur. Deux tirants entretoisent le socle de la pompe avec le bâti de la machine à vapeur.

Ce type convient pour machines élévatoires de villes et pompes importantes. Dans ces pompes, la régularisation est réglée entre $\frac{1}{200}$ et $\frac{1}{500}$, suivant les pressions et conditions particulières. Pour les eaux d'égoûts, le même type s'emploie avec soupapes spéciales permettant le passage des matières solides.

Il a été adopté récemment par la ville d'Agen pour deux machines élévatoires importantes.

Type à action directe par deux cylindres à vapeur ; pompe de 10 litres par seconde, à haute pression. — Ici les deux tiges de pompe sont accouplées en tandem aux tiges de deux pistons vapeur compound. Ce

type a été créé spécialement pour manœuvres hydrauliques, services d'incendie et de mines et alimentation des groupes importants de chaudières, l'emploi de deux cylindres compound permettant des variations brusques et très étendues de la vitesse de marche, suivant les besoins. Il convient notamment pour alimenter les économiseurs réchauffeurs d'eau d'alimentation.

Ces appareils adoptés généralement dans les installations nouvelles

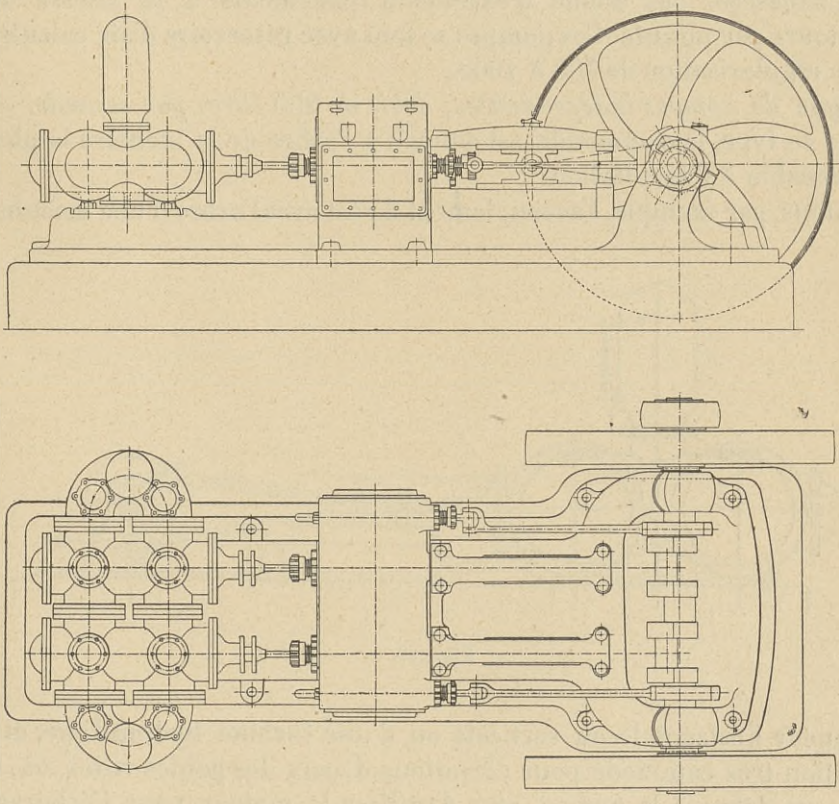


Fig. 197.

de quelque importance étant formés de faisceaux tubulaires en fonte, autour desquels circulent et se refroidissent les gaz sortant des chaudières, il est très important de les alimenter par des pompes à très grande régularisation, car les variations de pression répétées altèrent la résistance des tubes en fonte, dont la durée est, au contraire, très longue si l'alimentation se fait sans chocs, la fonte résistant mieux que le fer à l'oxydation, dans les conditions de température de ces réchauffeurs. L'arbre de la pompe, en ce cas, porte une petite poulie

pour la commande du ramonage automatique des tubes de l'économiseur.

L'emploi des cylindres vapeur compound permet de réaliser avec une distribution simple une détente assez étendue pour que le remplacement des pompes alimentaires à vapeur sans détente soit amorti rapidement par l'économie de vapeur.

Des essais sur des pompes à courant continu à hautes pressions, pour manœuvres hydrauliques, construites pour le service des Ponts et Chaussées, ont donné d'excellents rendements à la vitesse de 120 tours par minute. Ces pompes se font avec réservoirs d'air calculés pour régularisation de 500 à 1000.

Type de pompes indépendantes, débit de 250 litres par seconde. — Dans ce type, la commande est donnée à l'arbre de la manière la plus convenable à l'installation.

Citons, par exemple, l'accouplement direct avec l'arbre d'une machine

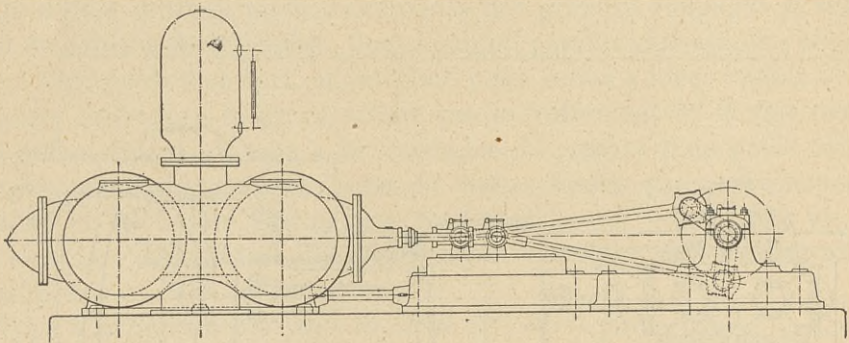


Fig. 198.

à vapeur horizontale ou verticale ou d'une turbine hydraulique, disposition très commode pour élévations d'eaux des petites villes, où, le soir, on débraye la pompe, afin d'utiliser le moteur pour l'éclairage électrique.

Grâce à la vitesse de rotation de ces pompes, on peut aussi les commander par dynamos avec un simple harnais d'engrenages, la dynamo étant alors fixée sur le prolongement du bâti de la pompe, disposition peu encombrante convenant aux élévations d'eaux des mines.

Pour la même raison, la commande par poulie calée sur l'arbre coudé de la pompe permet, sans arbre intermédiaire, la transmission par courroies ou câbles dans les usines, où ce type peut remplacer avec avantage les pompes centrifuges, pour les grands débits et les hauteurs supérieures à 8 ou 10 mètres, par l'économie de force motrice due au

rendement supérieur. Dans ces pompes la régularisation est réglée entre $\frac{1}{100}$ et $\frac{1}{500}$, suivant les pressions et conditions particulières.

En résumé, la pompe Jandin est fort bien étudiée, au point de vue théorique et pratique ; c'est pourquoi nous n'avons pas craint d'en exposer le mécanisme avec un certain développement.

CHAPITRE XII

MOTEURS A VENT

SOMMAIRE. — Moteurs à vent. — Observations anémométriques; vents à Paris; observatoire de Montsouris; fréquence et vitesse du vent en 1892, à Paris-Montsouris, à 20 mètres au-dessus du sol; intensité des vents en divers points de la France; direction du vent sur l'horizontale. — Pression exercée par le vent. — Travail mécanique exercé par le vent. — Influence de la température et de l'altitude sur le travail mécanique. — Pression sur des surfaces courbes; pression sur une surface plane inclinée; pression sur un cylindre convexe; pression sur une sphère convexe; pression sur un cylindre ou sur une sphère concave. — Anciens moulins à vent; calcul de la puissance des moteurs aériens. — Observations sur les anciens moulins à ailes. — Moulin sur tour fixe. — Régulateurs du mouvement. — Grands moulins de la Hollande. — Moteurs modernes. — Moulins à axe vertical. — Moteurs à axe horizontal; moteur Halladay ou Schabaver; moteurs similaires. — Moteur Corcoran ou Beaume, l'Eclipse; moteurs similaires. — Moteurs à grandes ailes. — Moteur à vent arrière. — Automoteur aérifère Durozoi. — Moteurs à réaction, turbines atmosphériques. — Eolienne Bollée. — Observations sur les calculs de résistance et de rendement des moteurs à vent. — Conclusions sur les moteurs à vent. — Résultat du concours organisé en Hollande pour la transformation du travail des moulins à vent en électricité.

Les moulins à vent, si nombreux autrefois, ont presque disparu de la plupart de nos provinces, mais le moteur lui-même, quelque temps négligé, a retrouvé une faveur méritée et semble appelé à un développement croissant.

L'exemple de l'Amérique est bien fait pour nous encourager : les moteurs à vent s'y comptent par centaines de mille; on les voit au milieu des prairies, sur les toits des fermes; on leur fait alimenter d'eau des bourgs et des villes, des stations de chemins de fer; ils assurent l'irrigation des prairies, condamnées sans eux à la stérilité. Il est des éleveurs et des propriétaires en Amérique qui en possèdent à eux seuls une cinquantaine sur leur domaine. Des moulins élèvent, pour l'alimentation de certains bourgs, 100 et 200 mètres cubes d'eau par vingt-quatre heures.

Les ingénieurs, qui reviennent d'Amérique, sont donc naturellement portés à en préconiser chez nous la multiplication.

C'est, en effet, un moteur précieux et séduisant parce qu'il ne coûte qu'un peu d'entretien et qu'il utilise une puissance indéfinie; on n'a

donc pas à se préoccuper d'économiser cette puissance, comme on le fait pour l'eau ou la vapeur; il suffit de rechercher les formes les plus satisfaisantes au point de vue mécanique, les moins exposées aux accidents, les plus économiques.

Mais il ne faut pas oublier que l'on ne saurait assimiler la plupart de nos pays de France à ces immenses plaines de l'Amérique, où le vent souffle pendant les 4/5 de l'année à une vitesse de 7 à 10 mètres par seconde. En bien des points chez nous cette vitesse est l'exception, nous le verrons plus loin, et il faut chercher à combiner des appareils qui utilisent des vitesses beaucoup moindres; c'est un côté de la question que nos constructeurs ne doivent pas perdre de vue. Il est désirable aussi que les observations anémométriques, encore très rares, soient poursuivies sur tout le territoire de la France, afin de donner des bases sérieuses à l'établissement des moteurs aériens.

Sous le bénéfice de ces réserves, nous sommes grand partisan du développement de ces moteurs pour l'alimentation des fermes, des villages et des bourgs; ils sont appelés à rendre les plus grands services, à condition toutefois qu'on les accompagne de réservoirs régulateurs d'une capacité assez grande pour assurer l'alimentation en période de calme et qu'on adjoigne au moteur aérien un moteur de secours, tel que manège, machine à vapeur ou à gaz.

OBSERVATIONS ANÉMOMÉTRIQUES

Vents à Paris; observatoire de Montsouris. — La direction et la vitesse des vents sont mesurées et enregistrées chaque jour à l'observatoire de Montsouris.

La moyenne des observations des vingt dernières années a permis d'établir *la valeur normale des divers éléments climatiques*. C'est ainsi qu'on trouvera dans l'*Annuaire* de 1894, pour chaque jour, la direction et la vitesse normales du vent; la vitesse est exprimée en kilomètres à l'heure et se rapporte à l'anémographe mis à 20 mètres au-dessus du sol.

Nous ne pouvons reproduire ce long tableau; pour donner une idée des variations du vent à Paris, nous indiquerons seulement les moyennes de 1892 :

Fréquence et vitesse du vent en 1892, à Paris-Montsouris, à 20 m. au-dessus du sol; N nombre de jours, V vitesse moyenne horaire en kilomètres.

DIRECTION DU VENT	HIVER		PRINTEMPS		ÉTÉ		AUTOMNE		ANNÉE ENTIÈRE	
	N	V	N	V	N	V	N	V	N	V
N.....	7	16,4	40	16,8	7	12,7	9	9,9	33	13,9
N.E.....	11	13,6	25	17,2	14	15,5	5	10,2	55	15,8
E.....	7	8,2	8	12,8	4	11,8	8	8,2	27	10,1
S.E.....	7	11,6	5	8,3	3	9,2	8	10,2	23	10,1
S.....	10	13,1	5	11,1	6	11,1	16	11,1	37	11,6
S.O.....	28	21,0	9	17,2	22	14,7	18	16,1	77	17,7
O.....	12	19,7	6	16,1	15	12,3	10	13,1	43	15,1
N.O.....	6	12,8	14	13,3	13	12,6	7	11,1	40	12,6
Variable.....	3	5,2	10	8,7	8	6,9	10	8	31	7,7

La fréquence des vents est représentée graphiquement par la figure ci-jointe; le trait plein correspond à la normale moyenne et le trait ponctué à l'année 1892. L'étude de ces courbes est très importante au point de vue de la santé publique; le développement des épidémies coïncide avec des périodes trop prolongées de vents faibles et indécis.

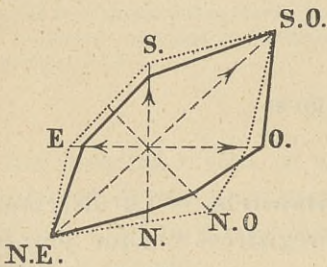


Fig. 199.

Dans le calcul des moteurs à vent c'est la vitesse du courant en mètres à la seconde que l'on considère, et non la vitesse en kilomètres à l'heure. On transformera facilement l'une en l'autre par la table suivante :

VITESSE		VITESSE	
EN KILOM. A L'HEURE	EN MÈTRES A LA SECONDE	EN KILOM. A L'HEURE	EN MÈTRES A LA SECONDE
3,6	1	43,2	12
7,2	2	54	15
10,8	3	72	20
14,4	4	98	30
18	5	»	»
21,6	6	»	»
28,8	8	»	»
36	10	»	»

Le bon vent pour les moteurs ordinaires est celui de 6 à 10 mètres à la seconde ; à Montsouris, il ne serait pas souvent réalisé, car la normale climatérique ne dépasse pas la vitesse de 15 kilomètres à l'heure. Montsouris ne paraît donc pas se bien prêter à l'installation des moulins à vent.

Cependant, les résultats que nous venons de donner pour 1892 paraissent inférieurs à la moyenne, car l'*Annuaire* de Montsouris indique pour les années 1886 à 1891 les chiffres suivants :

**Vitesse du vent à Montsouris, à 20 mètres au-dessus du sol,
en kilomètres par heure**

MOIS	1886-1887	1887-1888	1888-1889	1889-1890	1890-1891
Décembre	19	16,2	11,5	12,9	10,7
Janvier.....	8	13,8	11,8	18,6	15,8
Février.....	13,6	16,1	18,6	14,5	8,1
Mars.....	15,8	19,9	15,6	14	17
Avril.....	16,4	15,9	12,6	14,5	13,6
Mai.....	12,7	16,3	9,6	13	13,7
Juin.....	13,4	14	12,2	12,4	10,5
Juillet.....	12,2	16,7	13,2	13,1	13,4
Août.....	12,9	13,1	13,1	14	17,3
Septembre.....	13,9	10,9	9,7	9,3	13,4
Octobre.....	12	12,7	13,3	11,8	17,5
Novembre.....	14,7	15,9	11,4	15,2	14,7
Année entière.....	13,7	12,7	15,1	13,6	13,8

Les maxima sont bien supérieurs à la moyenne ; ils s'élèvent assez fréquemment à 40 ou 50 kilomètres à l'heure.

Le maximum de la vitesse du vent se produit en général entre midi et trois heures du soir et le minimum avant l'aube. L'air est d'ordinaire beaucoup plus calme dans la seconde moitié de la nuit que pendant le jour. Les vents violents se produisent surtout par rafales et, pour en bien apprécier la valeur, il est bon de recourir aux anémomètres à pression.

Intensité des vents en divers points de la France. — Tant qu'on n'aura pas trouvé un appareil utilisant bien les vents faibles (et il ne semble pas qu'on puisse y parvenir facilement avec les systèmes actuels, l'opération est en tous cas difficile, vu la faible puissance mécanique des petits vents), les moteurs à vent ne pourront être établis indifféremment en tous pays.

Certaines vallées, abritées contre les vents régnants, n'en pourront jamais recevoir ; il y a même des plaines où on ne pourra jamais leur demander un travail un peu régulier.

Avant de recourir à l'un de ces moteurs, si avantageux au point de vue économique, il convient donc : 1° d'étudier soigneusement l'empla-

cement à lui donner; 2° de consulter, si c'est possible, les résultats expérimentaux recueillis par les stations météorologiques de la région.

Les observations sur la direction des vents sont assez répandues et on les trouve pour beaucoup de stations de France et d'Algérie dans les volumes annuels publiés par le Bureau central de Météorologie de France; mais les observations sur la vitesse sont assez rares, et trop souvent elles n'ont rien de précis, les vitesses n'étant pas spécifiées par leur valeur réelle en mètres à la seconde ou en kilomètres à l'heure. Le nombre des instruments enregistreurs augmente, et la situation ne tardera pas à s'améliorer.

On trouve cependant quelques chiffres dans les bulletins mensuels du Bureau central.

Voici, par exemple, le résumé des observations faites à Perpignan par M. le D^r Fines en 1894 :

	MOYENNE DIURNE	VITESSE MAXIMA DE QUELQUE DURÉE	MAXIMUM ABSOLU
	mètres	mètres	mètres
Janvier.....	3,8	19,2	23
Février.....	4,8	20	22,7
Mars.....	3,8	15,8	19
Avril.....	3,9	20	24,6
Mai.....	3,7	15,8	19,7
Juin.....	3,4	15	18,9
Juillet.....	3	15	15
Août.....	2,9	14,2	21
Septembre.....	2,6	15	21,2
Octobre.....	2	17,5	20
Novembre.....	2,8	18,3	24
Décembre.....	5	20,8	25,6

Il est clair qu'un tableau de ce genre ne suffit point pour permettre de prévoir le rendement d'un moteur, car la puissance mécanique s'accroît rapidement avec la vitesse, et la connaissance de la vitesse moyenne est sans grand intérêt.

Il faudrait avoir une courbe continue donnant les variations de la vitesse à chaque heure de la journée, courbe facile à établir avec le relevé des anémomètres enregistreurs.

Voici, par exemple, les deux courbes que nous a permis d'établir notre anémomètre enregistreur installé à Grandvilliers (Oise) à l'altitude d'environ 180 mètres, sur le plateau séparatif du bassin de l'Oise et du bassin de la Somme.

L'une s'applique à la semaine du 24 décembre au 30 janvier 1894, et l'autre à la semaine suivante du 31 décembre 1894 au 6 janvier 1895. Dans la seconde semaine les vents ont été très modérés ou faibles; un

moteur aérien n'eût pas pendant cette période fourni grand effet utile. La première semaine a été bien meilleure et eût permis vraisemblablement de constituer dans un réservoir à eau une réserve pour la

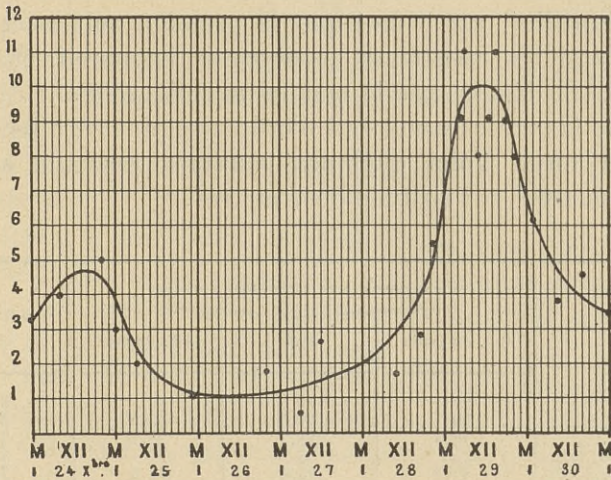


Fig. 200.

seconde semaine, à condition bien entendu qu'on eût installé un moteur d'une puissance bien supérieure au travail moyen correspondant à la consommation d'eau journalière.

Nous verrons plus loin que la pression de l'air sur les ailes d'un

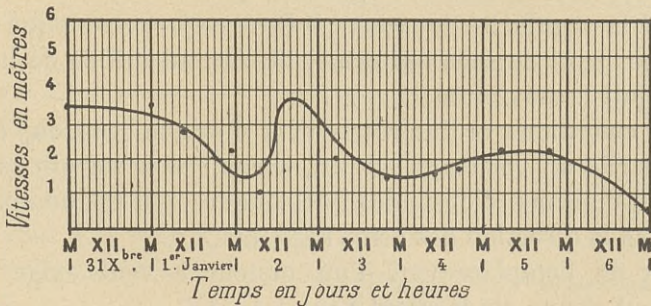


Fig. 200 bis.

moteur est proportionnelle au carré de la vitesse du vent et que le travail mécanique contenu dans un vent donné est proportionnel au cube de sa vitesse.

Avec les courbes précédentes, faciles à construire lorsqu'on dispose d'observations anémométriques, on établira immédiatement la courbe donnant à chaque instant le travail mécanique emmagasiné dans un

courant d'air frappant une surface déterminée ; en faisant subir aux ordonnées de cette courbe la réduction résultant du coefficient de rendement du moteur aérien dont on dispose, la courbe résultante indiquera à chaque instant le travail réel du moteur, travail qui demeure fréquemment inutilisé, car il faut que la pression soit assez forte pour vaincre d'abord les résistances passives de l'appareil, et il faut, en outre, qu'elle ne dépasse pas le maximum dangereux.

Au *bord de la mer* les vents sont d'ordinaire plus réguliers et généralement plus forts. Voici quelques résultats recueillis au port de Dunkerque en 1888, à l'altitude de 7 mètres.

	VITESSE MOYENNE EN KILOMÈTRES A L'HEURE			MAXIMUM
	6 h. du matin	midi	9 h. du soir	
Février.....	27	32	32	64
Avril.....	20	27,5	20,5	50
Mai.....	19,5	28,7	23,4	73
Juin.....	15	18	17	48
Juillet.....	17,7	26,8	17,6	72
Août.....	17	24,2	17	60
Septembre.....	14,3	23,9	17,5	41
Novembre.....	25,9	32,8	31	82
Décembre.....	16,2	19,4	17,2	45

Ce tableau montre que la région de Dunkerque est favorable à l'établissement des moulins à vent ; les Flandres et la Hollande peuvent être en effet considérées comme la patrie d'origine de ces moteurs. Le rivage de la mer comme les grandes plaines dénudées sont très favorables à la régularité des vents ; à Dunkerque on voit que les variations diurnes sont de sens uniforme, et c'est au milieu de la journée que se produit le maximum.

Dans les conditions ordinaires le vent diminue beaucoup de vitesse et de régularité au voisinage du sol, surtout si le terrain est couvert d'arbres, de maisons, d'obstacles quelconques, s'il est dominé par des collines dans la direction des vents régnants.

Le choix de l'emplacement d'un moteur à vent exige donc du discernement et une étude attentive.

D'après M. Stevenson, si l'on appelle v la vitesse du vent à 15 mètres au-dessus du sol, la vitesse V à une hauteur H serait donnée par la formule :

$$V = v \sqrt{\frac{H + 22}{37}}.$$

La loi de variation de la vitesse du vent avec les altitudes a été cherchée aussi par M. Douglas Archibald, qui s'est servi d'anémomètres

fixés sur la corde d'un cerf-volant à différentes hauteurs ; les vitesses V et v aux altitudes H et h sont liées par la formule :

$$\frac{V}{v} = \left(\frac{H}{h}\right)^x.$$

L'exposant x diminue à mesure que l'altitude h augmente. Ainsi H variant de 75 à 333 mètres et h de 31 à 233 mètres, l'exposant x a varié de 0,37 à 0,19.

A mesure que l'on s'élève dans l'atmosphère, les différences de vitesse s'atténuent.

Au sommet de la tour Eiffel, c'est-à-dire à environ 300 mètres d'altitude, les variations de la vitesse du vent sont plus régulières qu'au voisinage du sol, sans que l'augmentation d'intensité soit cependant aussi grande qu'on serait porté à le croire.

Ainsi, en 1894, on a constaté une vitesse maxima de 19 mètres en août, 16 mètres en septembre, 22 mètres en octobre malgré une série de tempêtes venues du large ; en novembre, après une période modérée à maximum ne dépassant pas 21 mètres, on enregistre, le 12, une vitesse de 42 mètres à la seconde, soit plus de 150 kilomètres à l'heure ; depuis le 12 janvier 1884, on n'avait pas constaté une tempête aussi violente dans le voisinage du sol ; le 14, on constatait encore 32 mètres ; puis, le vent revient à une moyenne modérée, et le maximum constaté en décembre n'est que de 25 mètres.

Le 12 novembre, à Grandvilliers (Oise), à l'altitude d'environ 180 mètres, notre anémomètre a enregistré une vitesse maxima d'environ 100 kilomètres à l'heure, 28 mètres à la seconde ; du lundi 12 à midi au mardi 13 à midi, il a indiqué pour le vent un parcours total de plus de 900 kilomètres, soit une vitesse moyenne d'environ 40 kilomètres à l'heure.

Direction du vent sur l'horizontale. — On procède depuis quelques années à des expériences suivies sur la direction ascendante ou descendante du vent à la tour Eiffel.

Avec un anémomètre spécial on enregistre la composante verticale du vent.

En résumé, l'inclinaison du vent sur l'horizontale est toujours très faible et ne dépasse presque jamais 5° ; la composante verticale de la vitesse, bien plus souvent ascendante que descendante, est toujours une fraction très faible de la composante horizontale, il est rare que cette fraction atteigne un dixième.

Pression exercée par le vent. — L'échelle de l'intensité des vents ne comporte aucune précision dans le langage vulgaire ; tant

qu'on n'enregistrera pas la vitesse réelle, on n'aura point de données précises pour l'établissement des moteurs aériens.

L'*Annuaire météorologique* indique l'échelle suivante :

TERMES ORDINAIRES	VITESSE DU VENT	TERMES DE MARINE
	EN KILOMÈTRES A L'HEURE	
Calme.....	0 à 4	Calme
Faible.....	4 à 14	Petite brise.
Modéré.....	15 à 25	Jolie brise.
Assez fort.....	25 à 60	Bonne brise. } fraîches brises.
Fort.....	60 à 80	Forte brise.. } grande brise,
Très fort.....	80 à 100	Grand frais.. } tempête.
Violent.....	100 à 130	Coup de vent.
Ouragan.....	130 à 140	Ouragan..... }

La *pression qu'un courant d'air exerce* sur une surface normale à sa direction est *proportionnelle à cette surface et au carré de la vitesse relative du vent par rapport à la surface.*

Quand le courant d'air ne frappe pas normalement la surface, la pression est proportionnelle :

1° A la section droite du courant d'air qui frappe sur la surface, en admettant pour la direction de ce courant celle de sa vitesse relative ;

2° Au sinus de l'angle que fait avec la surface la direction du vent ;

3° Au carré de la vitesse relative du vent par rapport à la surface.

En ne considérant qu'un vent de vitesse V frappant normalement une surface plane, la pression P en kilogrammes sur une surface S est donnée par la formule empirique usuelle :

$$(1) \quad P = 0,12248.S.V^2.$$

De cette formule on tire le tableau suivant :

DÉSIGNATION DU VENT	VITESSE EN MÈTRES	PRESSIION EN KILOG.
	A LA SECONDE	PAR MÈTRE CARRÉ
		kilogr.
Vent très faible.....	1	0,12
Brise légère.....	2	0,48
».....	3	1,09
Vent frais ou brise.....	4	1,95
».....	5	3,05
».....	6	4,39
Vent bon frais, convenable pour les moulins.....	7	5,07
Forte brise.....	8	7,8
Vent grand frais, convenable pour la marche en mer.	9	9,88
Très forte brise.....	10	12,2
Vent très fort.....	15	27,45
Vent impétueux.....	20	48,8
Tempête.....	25	76,25
Ouragan et grand ouragan.....	35 et 45	149 et 247

En 1879, le pont du Forth sur le Tay en Angleterre a été enlevé par une tempête; la Commission, nommée pour déterminer les causes de l'accident, déclara qu'il convenait d'admettre, dans le calcul des ponts métalliques, une pression maxima du vent de 273 kilogrammes par mètre carré et de prendre un coefficient de sécurité égal à 4, c'est-à-dire de supposer que cette pression peut être quadruplée, c'est-à-dire portée à 1 092 kilogrammes par mètre carré.

D'après cette Commission, la pression du vent serait donnée avec une approximation suffisante par la formule :

$$P = \frac{V^2}{100},$$

dans laquelle la pression P est exprimée en livres par pied carré de surface pleine perpendiculaire à la direction du vent, et V est la vitesse en milles à l'heure.

Cette formule, traduite en mesures françaises, donne :

$$P = 0,23.V^2,$$

c'est-à-dire sensiblement le double des résultats fournis par la formule usuelle (1).

Avec la formule anglaise la pression maxima de 273 kilogrammes ne correspondrait qu'à un vent de 33 mètres de vitesse; c'est une limite souvent dépassée. Il est vrai qu'avec le coefficient de sécurité 4 la pression peut atteindre 1 092 kilogrammes par mètre carré, ce qui correspond à une vitesse de 66 mètres.

La formule anglaise est peut-être admissible pour les grandes surfaces; mais, s'il s'agit de calculer la pression qu'on peut recueillir avec les ailes d'un moteur à vent, il faut s'en tenir à la formule usuelle (1) qui a été tirée d'expériences effectuées sur des vents modérés. On peut la mettre sous la forme simple :

$$(1) \quad P = 0,43S.V^2.$$

Des expériences entreprises par M. l'ingénieur Kœchlin sur la tour Eiffel il résulte, du reste, que la formule anglaise donne des résultats beaucoup trop forts et qu'il en est ainsi même de la formule (1) pour les grandes vitesses.

Ces expériences ont été faites avec des files de parallépipèdes en fonte placés perpendiculairement aux huit directions principales de la rose des vents; il y a sur chaque file cinq parallépipèdes qui se renversent sous des pressions de 50 à 250 kilogrammes par mètre

carré ; on peut donc déterminer, en voyant quel est le dernier parallépipède renversé, la limite de la pression atteinte par le vent.

Lors de la grande tempête du 12 novembre 1894, les parallépipèdes de 100 kilogrammes ont été renversés et ceux de 150 sont restés debout ; la vitesse maxima accusée par l'anémomètre était de 45 mètres,

elle correspond, d'après la formule (1), à une pression de 247 kilogrammes, tandis que la pression effective n'a pas atteint 150 kilogrammes. Ainsi la formule (1) donne des résultats beaucoup trop forts pour les grandes vi-

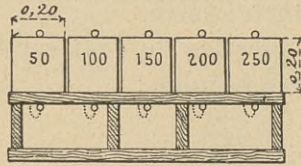
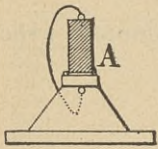


Fig. 201.

tes : ces vitesses de tempête sont, du reste, sans intérêt dans le sujet qui nous occupe, puisque les moteurs à vent s'effacent et s'arrêtent bien avant qu'elles n'arrivent.

Quelques autres formules indiquant la pression des vents ordinaires sur les surfaces soumises à leur action ont été proposées par divers auteurs ; nous citerons seulement la *formule allemande de Hagen*, qui tient compte du *périmètre* de la surface frappée. La pression, en effet, n'est pas proportionnelle à la surface ; elle est relativement plus forte sur les grandes surfaces que sur les petites.

Voici la formule de Hagen :

$$P = (0,074 + 0,012.p.) SV^2,$$

dans laquelle p désigne le périmètre de la surface.

Lorsque ce périmètre a un développement de 4 mètres, cette formule donne la même valeur que la formule (1).

Pour des périmètres inférieurs à 4 mètres, elle donne des pressions moindres que celles qui résultent de la formule (1) et, pour des périmètres supérieurs à 4 mètres, elle indique des pressions croissantes.

La formule de Hagen est certainement préférable en théorie, mais dans la pratique on peut se contenter de l'autre.

Travail mécanique exercé par le vent. — Connaissant la pression exercée par mètre carré, on aura la valeur du travail mécanique recueilli en une seconde par la surface mobile en multipliant la pression par l'aire de la surface et par sa vitesse projetée sur la direction de la pression.

Mais on peut avoir une autre expression du travail mécanique emmagasiné dans un courant d'air de section S et de vitesse V qui vient frapper normalement une surface plane.

Le volume d'air qui passe à la seconde est

$$S.V;$$

si δ est son poids spécifique, son poids total est

$$\delta.S.V,$$

et sa masse est

$$\frac{\delta.S.V}{g}$$

La demi-force vive

$$\frac{\delta S.V}{g} \cdot \frac{V^2}{2} \quad \text{ou} \quad \frac{\delta}{2g} S.V^3$$

représente le travail emmagasiné dans la masse gazeuse, travail qui est *proportionnel au cube de la vitesse du vent*. Cette loi même explique pourquoi les moteurs à vent sont si peu productifs avec de petits vents et deviennent dangereux dès que les vents dépassent une certaine vitesse.

A 0° et sous la pression 0^m,76 de mercure, 1 mètre cube d'air pèse 1 293 grammes ou 1^{kg},03. Dans ces conditions, la quantité de travail disponible en kilogrammètres à la seconde devient :

$$(2) \quad 0,066.S.V^3 \quad \text{ou} \quad T = \frac{SV^3}{15}$$

Une construction graphique assez simple mettra mieux en lumière l'influence de cette formule.

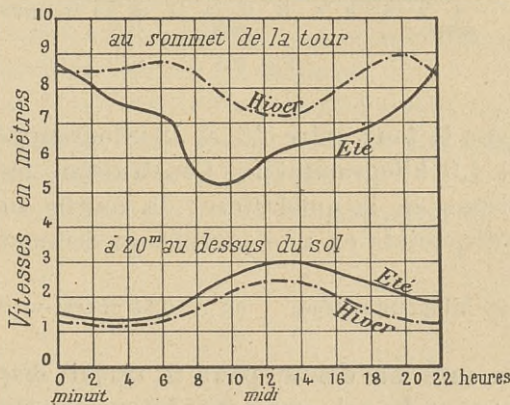


Fig. 202.

Preçons les variations diurnes de la vitesse du vent en 1891 : 1° au sommet de la tour Eiffel ; 2° à la girouette du Bureau central météoro-

logique située à 500 mètres de là et à 20 mètres au-dessus du sol. Ces variations diurnes sont représentées sur le graphique ci-dessus par un trait interrompu pour les six mois de saison froide et par un trait plein pour les six mois de saison chaude. On voit que les maxima de vitesse ont dans le jour une position inverse au sommet de la tour et auprès du sol. La vitesse moyenne a été pendant la saison chaude :

7^m,05 sur la tour ; 2^m,24 au bureau ; rapport : 3,1 ;

et pendant la saison froide :

8^m,19 sur la tour ; 1^m,80 au bureau ; rapport : 5,6.

Cherchons le travail quotidien disponible dans chaque mètre carré du courant d'air pendant la saison chaude ; il suffit de prendre à chaque instant $\frac{V^3}{15}$; si nous faisons le calcul, nous trouvons que cette

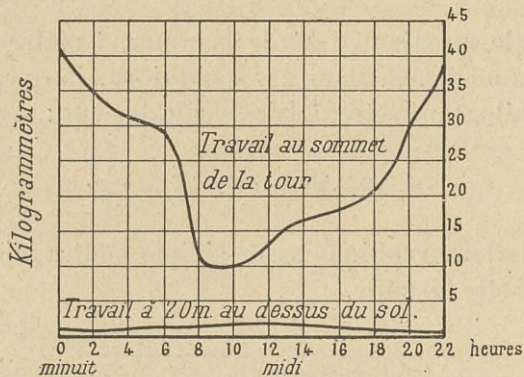


Fig. 203.

quantité varie sur la tour entre 10 et 42 kilogrammètres, et près du sol entre 0,2 et 1,9 kilogrammètre. Construisons les deux courbes de travail et faisons en la quadrature ; la courbe supérieure donne pour le travail disponible en une journée au sommet de la tour :

31,440 kilogrammètres, ou 0,36 cheval-vapeur ;

la courbe inférieure ne donne pour le travail disponible en une journée, au voisinage du sol, que 1 200 kilogrammètres ou 0,014 cheval-vapeur.

Un moteur de 20 mètres carrés de superficie n'utilisera donc qu'une puissance brute moyenne de 7,2 chevaux-vapeur au sommet de la tour,

il pourra fonctionner d'une manière presque continue; au voisinage du sol, il n'utilisera, en moyenne, qu'une puissance de 0,28 cheval-vapeur, et par conséquent il fonctionnera seulement à de rares intervalles.

En matière de moteurs aériens, l'étude préliminaire des vents a donc une importance capitale.

Influence de la température et de l'altitude sur le travail mécanique.

— Il ne faut pas oublier que le poids de l'air, et par conséquent sa masse, change avec la température; pour avoir le poids à la température t il faut, en supposant que la pression barométrique reste constante, multiplier le poids à 0° par $(1 - \alpha t)$, α étant le coefficient de dilatation de l'air $\frac{1}{273}$.

A 10° la perte est de 0,036; à 20° , 0,072; et à 30° , 0,108.

Si l'on passe de -10° à $+30^\circ$, la perte de force vive est donc de 14 0/0.

La puissance mécanique, à vitesse égale, est sensiblement plus grande en hiver qu'en été.

De même, cette puissance diminue avec la *pression barométrique*; ainsi, à l'altitude de 450 mètres la pression normale n'est que de 0,72 au lieu de 0,76; la masse de l'air et sa puissance motrice diminuent donc de 5 0/0.

Rendement. — La formule (2) représente bien la demi-force vive, c'est-à-dire le travail emmagasiné dans le courant d'air, mais c'est seulement le *maximum théorique du travail* que peut recueillir le moteur aérien. Il y a une perte considérable, qui doit varier avec la forme de la surface; l'air, après le choc terminé, s'échappe latéralement avec une certaine vitesse et conserve une partie de sa force vive; il y a enfin la perte de travail produite par le mécanisme et celle qu'absorbe le frottement de l'air sur les surfaces.

M. Schabaver, constructeur d'un moulin à vent très apprécié, n'admet pour le rendement d'une roue à vent sur son arbre que la fraction 0,4 du travail indiqué par la formule (2).

Il dresse en conséquence, pour les appareils de son système, le tableau suivant :

NUMÉRO DU MOULIN	DIAMÈTRE DE LA ROUE	SURFACE S OFFERTE AU VENT m ²	TRAVAIL EN KILOGRAMMÈTRES A LA SECONDE ET EN CHEVAUX-VAPEUR POUR DES VITESSES DE VENT DE				PUISSANCE GARANTIE en chevaux-vapeur
			7 mètres		10 mètres		
			kilogrammètres	chevaux-vapeur	kilogrammètres	chevaux-vapeur	
0	2	3	27	0,36	79	1,05	0,25
1	2,40	4,10	39	0,52	117	1,56	0,50
2	3,20	5,40	51	0,68	153	2,03	0,70
3	3,60	8,00	76	1,00	228	3,03	1,00
4	3,90	9,45	89	1,19	267	3,56	1,50
5	4,25	13,10	124	1,66	372	4,95	2,00
6	4,85	17,30	163	2,18	488	6,50	2,50
7	5,50	21,40	200	2,66	602	8,00	4,00
8	6,00	25,90	244	3,30	730	9,70	5,00
9	7,60	30,00	284	3,80	850	11,30	6,00
10	9,15	50,00	472	6,30	1 380	18,30	8,00

Admettre que l'on utilise avec une roue à vent $\frac{4}{10}$ du travail disponible dans le courant d'air est peut-être excessif, et quelques expériences semblent indiquer qu'il vaut mieux s'en tenir à 25 ou 30 0/0. Après avoir produit son action, le courant d'air conserve donc par exemple 75 0/0 de sa demi-force vive, et, d'après la formule (2), si on appelle V_1 , sa vitesse après la roue et V sa vitesse avant la roue, on a :

$$V_1^3 = 0,75.V^3$$

ou

$$V_1 = 0,909.V.$$

Ainsi, même après avoir abandonné 25 0/0 de sa puissance, le courant d'air conserve encore une vitesse qui n'est guère réduite que de 9 0/0.

Avec un rendement de 40 0/0 la vitesse du courant d'air s'atténue à peine de 15 0/0.

Quand on tient compte du travail absorbé par les transmissions et par les pompes, on reconnaît que l'utilisation mécanique du vent est médiocre ; mais, comme la source de travail est infinie et ne coûte rien, il n'y a pas trop à se préoccuper de ce côté de la question ; il faut surtout se préoccuper d'utiliser les petites vitesses.

Pression sur des surfaces courbes. — La pression sur une surface courbe n'est évidemment pas la même que sur une surface plane égale en projection.

Dans l'étude qui précède nous avons supposé que la paroi plane était suffisamment étendue pour qu'avant de la quitter tous les filets d'air lui soient devenus parallèles ; si cette paroi était trop étroite, les filets

d'air conserveraient, en la quittant, une certaine vitesse dirigée dans le même sens que la vitesse du courant et la pression se trouverait diminuée ; c'est la circonstance dont tient compte la formule d'Hagen. Le même effet se produirait si le courant venait choquer une surface convexe ; au contraire, si la paroi plane était munie de rebords saillants regardant le courant, ou si la paroi était concave, la pression se trouverait accrue. C'est ce qu'indique le calcul quand on applique à la masse fluide le théorème des quantités de mouvement.

Pression sur une surface plane inclinée. — Quand la surface frappée par le courant d'air fait avec la direction de celui-ci un angle α , un élément du courant, de section droite ω , exerce normalement à la surface une pression élémentaire

$$n \cdot \omega \cdot V^2 \cdot \sin \alpha,$$

et la pression totale supportée par la surface est :

$$P = n \cdot V^2 \sin \alpha \Sigma (\omega) = nV^2S \cdot \sin^2 \alpha,$$

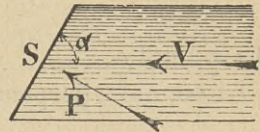


Fig. 204.

formule dans laquelle n est un coefficient numérique déterminé par l'expérience.

L'expérience a montré qu'en réalité la pression ne variait pas proportionnellement au carré du sinus de l'inclinaison, mais que sa variation était plus rapide. Bresse a proposé de remplacer $\sin^2 \alpha$ par l'expression :

$$\sin^2 \alpha + 0,2 \frac{\sin^2 2\alpha}{1 + \cos^2 \alpha}.$$

Vu l'incertitude de la question et la difficulté qu'il y a à procéder à des expériences méthodiques et suffisamment étendues, il convient de s'en tenir à la formule la plus simple.

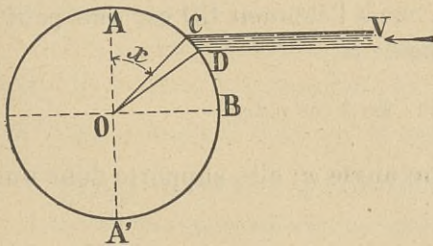


Fig. 205.

Pression sur un cylindre convexe. — Soit un cylindre convexe de rayon r et dont la génératrice a une longueur l .

L'élément CD de la surface convexe frappée par le vent, correspondant à l'inclinaison α , a

pour surface $l \cdot r \cdot dx$, et la section droite du filet d'air qui le frappe est $l \cdot r \cdot dx \cdot \sin \alpha$.

Si V est la vitesse du courant d'air, la pression normale à l'élément CD , dirigée par conséquent suivant le rayon OC et faisant avec ce rayon l'angle complémentaire de x , est égale à :

$$n.l.r.V^2. \sin^2 x . dx ;$$

elle a deux composantes : l'une parallèle à AO qui est égale à l'expression précédente multipliée par $\cos x$, l'autre perpendiculaire à AO , qui est égale à l'expression précédente multipliée par $\sin x$. Pour avoir les composantes totales, il faut intégrer chacune d'elles de 0 à π .

La première, parallèle à AO , est donc égale à :

$$n.l.r.V^2 \int_0^\pi \sin^2 x . \cos x . dx ,$$

elle est nulle.

La seconde, perpendiculaire à AO , est égale à :

$$\begin{aligned} n.l.r.V^2 \int_0^\pi \sin^3 x . dx &= n.l.r.V^2 \left(\int_0^\pi \sin x . dx - \int_0^\pi \sin x . \cos^2 x . dx \right) \\ &= n.l.r.V^2 \left(2 - \frac{2}{3} \right) = \frac{4}{3} n.l.r.V^2 . \end{aligned}$$

Ainsi la pression transmise au cylindre par le vent dans sa direction même est $\frac{4}{3} n.l.r.V^2$; si le cylindre était remplacé par un plan ayant pour largeur le diamètre $2r$, la pression serait $2n.l.r.V^2$, c'est-à-dire une fois et demie la précédente. Autrement dit, le cylindre convexe reçoit une pression égale seulement aux $\frac{2}{3}$ de celle que recevrait la surface plane.

Pression sur une sphère convexe. — La section par un plan vertical est la même que la précédente, mais l'élément CD est une petite zone sphérique dont la surface est égale à

$$2\pi.r. \cos x . r . dx , \text{ ou } 2\pi r^2 \cos x . dx .$$

Les filets fluides la coupent sous un angle x ; elle supporte donc une pression normale

$$n.2\pi r^2 \cos x . dx . V^2 \sin^2 x ,$$

qui se décompose : 1° en un faisceau de forces parallèles à AO et s'annulant entre elles, puisqu'elles sont deux à deux égales et directement

opposées ; 2° en un autre faisceau de forces perpendiculaires à AO, c'est-à-dire dirigées dans le sens du courant d'air, qui a pour valeur l'expression précédente multipliée par $\sin x$. Si l'on veut la résultante totale, il faut intégrer par rapport à x depuis 0 jusqu'à $\frac{\pi}{2}$. Donc :

$$P = n \cdot 2\pi r^2 V^2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin^3 x \cdot \cos x \cdot dx = \frac{n \cdot \pi r^2 V^2}{2}.$$

C'est la moitié de la pression que supporterait la projection de la sphère, c'est-à-dire un grand cercle perpendiculaire à la direction du vent. Au lieu du coefficient de réduction théorique 0,5, on indique parfois un coefficient expérimental 0,77.

Pression sur un cylindre ou sur une sphère concave. —

Que se passe-t-il lorsque le courant d'air frappe un cylindre ou une sphère concave? Il est impossible de le dire, car les remous, les compressions, les refoulements latéraux de l'air qui s'échappe compliquent singulièrement le problème.

Il nous semble cependant que l'air renfermé dans le demi-cylindre ou dans la demi-sphère doit se comprimer en absorbant la force vive du courant qui le frappe et doit, par conséquent, exercer une pression normale constante sur la paroi creuse qui le renferme. La pression résultante est alors égale à celle qui se produirait sur le plan diamétral, c'est-à-dire sur le rectangle ou sur le grand cercle qui représentent les projections du cylindre ou de la sphère ; mais il n'y aurait pas dans ce cas à adopter de coefficient de réduction, comme on le fait pour les petites surfaces planes.

D'après cela la pression sur un cylindre concave serait égale à une fois et demie celle que reçoit un cylindre convexe, et la pression sur une sphère concave serait le double de celle que reçoit une sphère convexe.

Borda a exécuté à ce sujet des expériences comparatives ; il a trouvé pour le rapport des pressions la fraction 0,57 sur le cylindre, au lieu de $\frac{2}{3}$, et la fraction 0,41 sur la sphère, au lieu de $\frac{1}{2}$.

Ces rapports doivent varier, du reste, avec la grandeur des surfaces.

Les calculs précédents ne peuvent donner que des indications de direction en quelque sorte, et non des chiffres conformes à la réalité ; car les hypothèses qui leur servent de point de départ sont évidemment éloignées de ce qui se passe dans la pratique ; il se produit notamment à l'arrière des surfaces frappées par un courant fluide des appels

d'air, des vides partiels qui concourent à l'augmentation de la pression résultante alors que diverses autres causes énumérées plus haut contribuent à la réduire.

ANCIENS MOULINS A VENT ; CALCUL DE LA PUISSANCE
DES MOTEURS AÉRIENS

Notre vieux moulin à vent, qui naguère produisait un effet si pittoresque sur nos plateaux et nos plaines et dont les exemplaires se font de plus en plus rares, se composait habituellement d'un arbre AB, incliné d'environ 10° au-dessus de l'horizon, sur lequel étaient montées quatre ailes, telles que C et D (fig. 206).

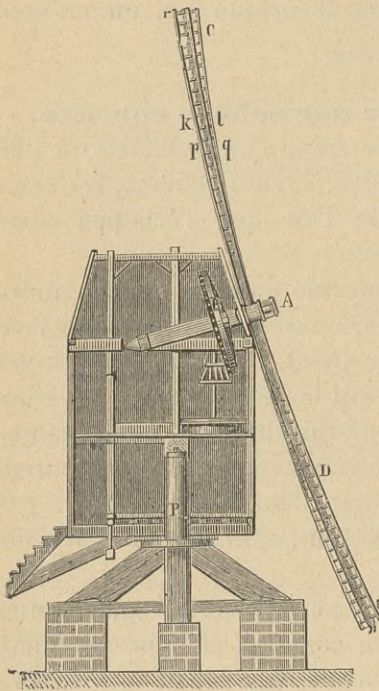


Fig. 206.

On attribue l'inclinaison donnée autrefois à l'arbre des moteurs à vent à ce fait que la direction des vents serait presque toujours plongeante sous un angle de 8 à 12° , mais c'est un fait qui ne semble point démontré par l'expérience, ainsi que nous l'avons vu plus haut. Il est plus probable que les anciens constructeurs furent amenés à adopter ce relèvement afin d'éloigner les ailes du pied de la tour dans leur mouvement de rotation ; la présence de ce pied, ou support, cause dans le courant d'air un remous ou un calme dont les ailes se dégagent mal, tandis qu'elles prennent encore le vent lorsqu'elles passent plus en avant.

Quoi qu'il en soit, dans les moteurs modernes, on a supprimé l'inclinaison de l'arbre, qui était une gêne pour le constructeur ; il est vrai que la roue est toujours placée au-dessus de son support et n'est pas soumise à l'influence des remous.

Chaque aile du moulin se compose d'une poutre médiane, qui dans les plus grands appareils atteint une longueur de 24 mètres sur $0^m,20$ à $0^m,30$ d'équarrissage ; ce bras ou volant est traversé normalement à son axe, à 2 mètres de distance de l'axe de rotation, par un barreau ou latte de 2 mètres de long, qui fait un angle de 30° avec le plan

vertical perpendiculaire à l'axe AB ; de $0^m,40$ en $0^m,40$, en s'éloignant de l'axe, on a implanté d'autres lattes dont la longueur va croissant et dont l'angle avec le plan vertical ci-dessus défini diminue progressivement jusqu'à n'être plus que d'environ 12° à l'extrémité de l'aile. Les bouts des lattes sont engagés dans des pièces de bois latérales telles que rs . On a ainsi un treillis sur lequel s'applique une toile à voile.

L'aile ainsi constituée est une surface gauche dont les divers éléments présentent une inclinaison variable sur la direction du vent, inclinaison nécessaire, puisque, si les éléments étaient normaux au vent, la roue, pressée seulement dans le sens de son arbre, ne serait soumise à aucun effort de rotation.

Le moulin tout entier, c'est-à-dire la cage qui porte et abrite le mécanisme, repose librement sur un pivot vertical P ; le moulin tourne donc sur son pivot, afin que les ailes puissent toujours prendre le vent à la vitesse duquel l'arbre AB se maintient directement opposé.

Dans le calcul nous ne tiendrons pas compte de la forme légèrement courbe de l'aile dans le sens de son diamètre, forme adoptée dans l'intérêt de la résistance, et nous supposons que l'axe médian de chaque aile est une droite perpendiculaire à l'arbre AB de rotation.

De plus, comme l'inclinaison des lattes sur cet axe ne varie que progressivement, nous admettrons que l'élément de surface $klpq$, compris entre deux lattes consécutives, est sensiblement plan, bien qu'il appartienne à une surface gauche.

Cet élément plan est donc normal à l'axe de rotation AB , il fait avec cet arbre un angle α qui, variable d'un élément à l'autre, augmente depuis environ 70° jusqu'à 80° , à partir de l'élément le plus rapproché du centre jusqu'au plus éloigné.

La surface gauche ainsi déterminée reçoit la pression du vent et la décompose comme il suit :

Le plan de la figure passe par l'arbre de rotation AB ; l'élément plan quelconque de l'aile $klpq$, situé dans un plan perpendiculaire à l'arbre et perpendiculaire par conséquent au plan de la figure, se projette sur ce dernier suivant la droite pq . La vitesse v du vent est

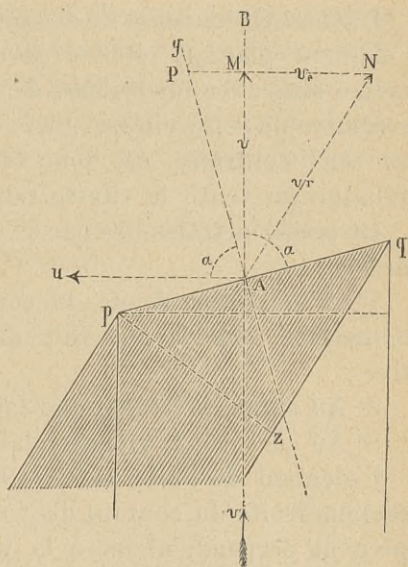


Fig. 207.

dirigée suivant l'axe AB, elle fait donc l'angle α avec la surface choquée.

Mais le vent n'agit pas sur la surface en question par sa vitesse absolue; la surface est mobile et le vent n'influe sur elle que par sa vitesse relative. Cette vitesse relative, par rapport à la surface pq est la résultante de la vitesse absolue v , représentée par la droite AM et de la vitesse d'entraînement prise en sens contraire.

L'arbre AB tournant de droite à gauche avec une vitesse angulaire ω , l'élément plan pq situé à la distance x de l'arbre tourne dans le même sens avec une vitesse de circulation ωx ; la longueur MN, représentative de cette vitesse, mais dirigée de gauche à droite, c'est-à-dire en sens contraire, est donc la deuxième composante de la vitesse relative du vent; la vitesse relative V_r est donc représentée par AN.

La pression transmise par le vent à la surface plane est proportionnelle :

1° A la section droite du courant d'air qui choque la surface, en admettant pour la direction de ce courant celle de sa vitesse relative ;

2° Au sinus de l'angle que fait avec la surface la direction du vent;

3° Au carré de la vitesse relative du vent.

L'élément de l'aile, dont la largeur est l , a pour surface $l.dx$; la section droite du courant d'air est égale à cette surface projetée sur le plan pz perpendiculaire à la vitesse relative du vent, cette section droite est donc égale à :

$$l.dx \cos (q.p.z), \quad \text{ou} \quad (l.dx \sin (N.Aq)).$$

En désignant par C un coefficient constant, la pression P transmise à l'aile s'exprimera par la formule :

$$P = C.l.dx \sin (NAq) \times \sin (NAq) \times v^2_r = C.l.dx (v \sin (NAq))^2.$$

Projetons la vitesse relative AN et ses deux composantes AM et MN sur la perpendiculaire Ay à l'élément de l'aile, nous aurons :

$$AN \cos (NAy)$$

ou :

$$(v_r \sin (NAq) = AM \cos (MAy) - MN \cos (MP.A) = v \sin \alpha - \omega x \cos \alpha,$$

d'où :

$$P = C.l.dx (v \sin \alpha - \omega x \cos \alpha)^2.$$

Le travail de la pression P sur l'élément de l'aile, pendant une seconde, est le produit du chemin parcouru $\omega \cdot x$ par la projection de la force sur ce chemin ; la force est dirigée suivant Ay et le chemin suivant Au . Le travail cherché T est donc :

$$(1) \quad T = P \omega x \cdot \cos \alpha = C.l.dx (v \sin \alpha - \omega \cdot x \cdot \cos \alpha)^2 \omega \cdot x \cdot \cos \alpha.$$

La vitesse angulaire ω de l'arbre est fixée à l'avance entre certaines limites nécessaires pour le fonctionnement convenable du mécanisme ; d'autre part, la distance x est déterminée pour chaque élément ; les variations du travail T dépendent donc seulement des variations de l'angle α , et le maximum de T correspond au cas où s'annule la dérivée de T par rapport à α .

Prenons cette dérivée, égalons-la à zéro, et divisons par $\cos^2 \alpha$ tous les termes de l'équation ainsi obtenue ; il vient :

$$v \operatorname{tang}^2 \alpha - 3\omega x \cdot \operatorname{tang} \alpha - 2V = 0.$$

Cette équation a pour racine positive :

$$(2) \quad \operatorname{tang} \alpha = \frac{3}{2} \frac{\omega x}{v} + \sqrt{\frac{9}{4} \left(\frac{\omega x}{v}\right)^2 + 2};$$

et cette racine donne l'angle à adopter pour un élément situé à la distance x de l'arbre. Cet angle est variable avec le rayon x , et par conséquent la surface de l'aile est une surface gauche.

Si, en particulier, on suppose la surface gauche de l'aile prolongée jusqu'à l'arbre AB , le rayon x s'annule et

$$\operatorname{tang} \alpha = \sqrt{2};$$

α est égal alors à 54° et il va en augmentant à mesure que l'on considère des éléments plus éloignés de l'arbre.

La valeur de $\operatorname{tang} \alpha$, correspondant au maximum du travail, est bien déterminée par la formule (2), mais cette formule suppose que la vitesse angulaire ω ne varie pas ; rien ne prouve qu'il doive en être ainsi, et l'on pourrait pousser plus loin l'analyse en supposant maintenant ω variable. En fait, cet intéressant exercice de calcul ne nous conduit à aucun résultat pratique, et l'on peut s'en tenir à la règle expérimentale posée par Coulomb et Smeaton, à savoir que le rapport de la vitesse de circulation sur l'extrémité des ailes à la vitesse du vent

doit pratiquement varier entre 2,5 et 2,7. Si r est le rayon de l'aile, on a donc :

$$\frac{\omega r}{v} = 2,5 \text{ à } 2,7 \text{ ou plus simplement } \frac{8}{3}.$$

L'équation (2) peut donc s'écrire :

$$(3) \quad \text{tang } \alpha = 4 \cdot \frac{x}{r} + \sqrt{16 \cdot \frac{x^2}{r^2} + 2}.$$

L'inclinaison de l'élément le plus éloigné correspond à $x = r$, ou

$$\begin{aligned} \text{tang } \alpha &= 4 + \sqrt{18} \\ \alpha &= 83^\circ. \end{aligned}$$

L'inclinaison est donc croissante de 54° à 83° ; encore la première limite n'est-elle pas atteinte, puisque dans les vieux moulins l'aile ne commence guère qu'à 2 mètres de l'axe. Les éléments voisins de l'axe sont, du reste, peu efficaces et, même dans les moteurs modernes, il est rare que la roue soit pleine jusqu'à son moyeu.

L'angle le plus favorable α étant déterminé par les formules (2) ou (3), on peut en porter la valeur dans l'équation (1) qui donnera le travail afférent à chaque élément en adoptant pour la hauteur dx de chaque élément une valeur constante de 1 mètre par exemple; une sommation donnera ensuite le travail total transmis à l'aile, en prenant pour le coefficient fixe C la valeur 0,13 que nous avons précédemment indiquée.

La formule (2) nous permet de tracer la courbe ci-contre avec laquelle on peut déterminer d'une manière suffisamment exacte l'angle convenable à donner à chaque partie de l'aile d'un moteur.

Cette courbe est construite en portant sur l'axe horizontal les valeurs successives de $\frac{\omega \cdot x}{v}$ et sur l'arbre vertical les angles α calculés à l'aide de la formule (2).

Si l'on a un moteur devant faire 30 tours à la minute, sa vitesse angulaire à la seconde est $30 \frac{2\pi}{60}$ ou π ; à une distance de 3 mètres de l'axe, pour un vent ayant une vitesse de 10 mètres, la quantité $\frac{\omega \cdot x}{v}$ est égale à $\frac{3\pi}{10} = 0,94$; on voit immédiatement sur la courbe que l'inclinaison à adopter pour la surface de l'aile est égale à 76° .

Les Américains appellent *angle du vent* le complément de α ; ils

emploient, pour déterminer $\tan \alpha$, une formule un peu plus simple que notre formule (2), mais qui semble moins exacte. On la trouvera dans l'ouvrage de M. Wolff (*The Windmill as prime mover*), ainsi que les tables et les formules qu'il en a déduites.

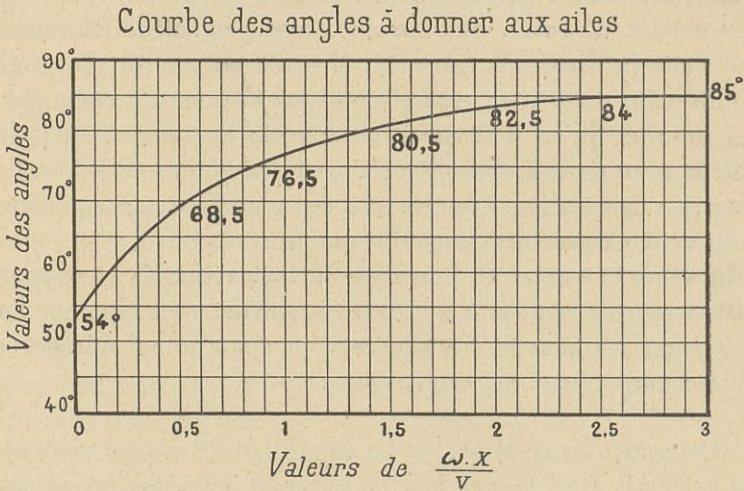


Fig. 209.

Bien que nous ayons, pour le rendre plus facile à comprendre, présenté le calcul précédent comme applicable à nos anciens moulins à ailes, il est clair qu'il s'applique aussi aux modernes roues à vent.

Mais, quand il s'agit seulement de déterminer la puissance probable d'un moteur, on peut se contenter de la formule simple en V^3 , établie à la page 661, et réserver les formules complexes (1) et (2) pour la détermination des inclinaisons.

Observations sur les anciens moulins à ailes. — Les calculs précédents nous ont empêché de terminer la description des anciens moulins à vent.

Pour leur donner une puissance suffisante il fallait présenter au vent une grande surface et on était amené, puisqu'on se bornait d'ordinaire à quatre ailes, à leur donner un grand rayon.

Étant donné un bras de 12 mètres, l'aile proprement dite ne commençait guère qu'au quart de la longueur du bras à partir de l'axe ; sa largeur était le $\frac{1}{6}$ de la longueur du bras, soit 2 mètres ; l'angle des lattes avec l'axe de rotation variait de 72 à 83° ; si on divisait la longueur de l'aile en six parties égales, les angles aux six points de division étaient 70°, 71°, 72°, 74°, 77°, 83° d'après Smeaton.

Le règlement du moulin n'était pas automatique ; il se faisait à bras.

Le meunier carguait plus ou moins la toile des ailes, suivant que le vent fraîchissait ou mollissait; quand il devenait trop violent, la toile était complètement enlevée. Un frein permettait d'arrêter la rotation pendant la manœuvre.

Le moulin, mobile sur son pivot, ne pouvait prendre le vent de lui-même; c'était, du reste, une lourde masse peu sensible aux variations légères dans la direction du vent. Il était surmonté d'une girouette indiquant cette direction; en agissant sur la queue formée par l'escalier du moulin, qu'on voit sur la gauche de la figure 206, le meunier amenait la roue dans la direction du vent; la queue était alors maintenue fixe par des cordages la reliant à des pieux fixes, jusqu'à ce qu'une saute de vent exigeât une nouvelle manœuvre.

Quelquefois la queue et l'escalier étaient articulés et supportés par un câble à moufle, de sorte qu'on les soulevait pour changer l'orientation, et qu'on les laissait ensuite retomber sur le sol afin de créer un frottement empêchant les oscillations.

Moulins sur tour fixe. — Le moulin, tout entier mobile sur un poteau vertical, était le type le plus répandu dans nos provinces; mais on rencontrait aussi un type perfectionné de moteur, à réglage automatique, monté sur une tour fixe en maçonnerie ou en bois; cette tour, susceptible de recevoir des dimensions beaucoup plus grandes que la carcasse mobile du précédent système, se prête beaucoup mieux à l'installation du mécanisme et du logement du meunier (*fig. 5, pl. 11*).

La roue à ailes actionnait toujours l'arbre vertical du mécanisme par les deux roues d'angles A et B, mais elle était solidaire d'une coupole mobile portant, à l'opposé de la grande roue, une petite roue gouvernail C. La tour portait à son sommet une couronne de roulement, horizontale, fixe, bien dressée; en face, la base de la coupole était formée par une couronne identique; des galets interposés entre les deux couronnes leur permettaient de tourner l'une par rapport à l'autre, comme nous le voyons pour les plaques tournantes des chemins de fer. La coupole aurait pu glisser horizontalement par rapport à la tour si on ne l'avait guidée, dans son mouvement de rotation autour de la verticale, par un autre équipement de galets horizontaux, fixés à la base de la coupole et à l'intérieur de cette base, mais roulant à l'intérieur de la couronne fixe terminant la tour. La roue auxiliaire C commande par deux roues d'angles un axe D, terminé à sa base par un pignon qui engrène avec une grande roue horizontale dont l'axe vertical se termine lui-même par un pignon inférieur; celui-ci roule sur une denture que porte sur son pourtour extérieur la couronne fixe terminant la tour.

Par cette disposition la coupole tout entière tourne librement sur la tour et s'oriente automatiquement sous l'action de la roue gouvernail qui ne s'arrête que lorsque son plan s'est placé dans la direction même du vent. La grande roue dentée A est entourée d'un frein à friction qui sert à arrêter le moteur lorsqu'on veut charger les voiles ou suspendre le travail.

Régulateurs du mouvement. — Les constructeurs de moulins à vent se sont préoccupés dès longtemps de rechercher le moyen de régulariser la vitesse sans être obligés d'arrêter la roue.

On conçoit très bien que l'on puisse monter la toile de chaque aile sur un cadre avec anneaux, de manière à obtenir un mécanisme analogue à celui du tirage des rideaux d'appartement ou de certaines voiles rectangulaires ; les cordes de tirage aboutissant au centre de la roue sur l'arbre de rotation pourraient se retourner à angle droit le long de cet arbre et venir s'enrouler sur de petits treuils fixés à l'arbre lui-même. En manœuvrant ces treuils de l'intérieur du moulin on pourrait donc charger les voiles à volonté.

Il serait même possible de combiner à cet effet un appareil automatique mis en mouvement par un régulateur à force centrifuge.

La figure 209 représente un appareil de réglage où la transmission s'opère, non par cordages, mais par bielles et engrenages. L'arbre A de la roue à vent, sur lequel s'implantent les bras D portant les ailes, est creux et traversé suivant son axe par un arbre carré B en fer ;

l'arbre B tourne avec l'arbre A, mais peut osciller suivant leur axe commun ; il tourne librement dans le manchon C, mais reste solidaire de ce manchon dans son mouvement oscillatoire.

Le manchon entraîne dans son oscillation une crémaillère actionnant une roue dentée montée sur un arbre à contrepoids P.

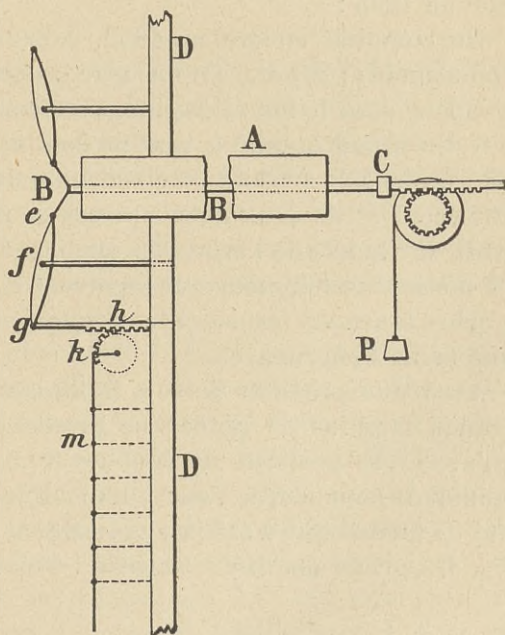


Fig. 209.

L'autre extrémité de l'arbre B commande par la bielle *Be*, pour chaque aile du moteur, un balancier *efg* dont *f* est l'axe fixe ; l'extrémité *g* entraîne la crémaillère *h* qui commande la roue dentée *k* et par elle toutes les petites bielles telles que *m*. La surface de l'aile n'est pas garnie d'une toile, mais composée de lames de persiennes mobiles comme les bielles *m* ; ces lames peuvent ainsi, suivant la position des dites bielles, recevoir le vent sous l'angle convenable, ou bien lui présenter leurs tranches. En agissant sur le contrepoids P, on peut donc régulariser la vitesse. On arriverait même à combiner, si on le voulait, un réglage automatique en ayant recours à un appareil à force centrifuge commandé par l'arbre A.

Nous retrouverons un système analogue dans le moulin Halladay.

Grands moulins de la Hollande. — La Hollande est le pays d'origine des moulins à vent, on les y trouve encore en grand nombre ; M. l'ingénieur Paul Lévy a donné à leur sujet quelques renseignements dans un mémoire sur les polders, inséré au *Bulletin de l'Hydraulique agricole* de 1895 :

On comptait encore, en 1850, 9 000 moulins à vent employés aux épuisements ; depuis, on en a remplacé beaucoup par des machines à vapeur dont le fonctionnement est constant et régulier.

« Un grand moulin à vent en bois se compose d'un arbre de rotation en bois de 0^m,50 à 0^m,60 d'équarrissage, incliné de 10° à 15° sur l'horizon, et de deux autres pièces de 0^m,30 d'équarrissage, fixées en croix sur la tête de l'arbre, de manière à constituer quatre bras de 13 à 14 mètres de longueur qui reçoivent des ailes de 2 mètres de large. L'arbre tournant transmet le mouvement aux appareils élévatoires par une série d'engrenages.

Avec une pression de 0 à 5 kilogrammes par mètre carré, ces grands moulins de polder ne produisent aucun travail utile, bien qu'avec une pression de vent de 2^{kg},5 à 5 kilogrammes les moulins employés pour élever l'eau à une faible hauteur produisent une quantité de travail qui n'est pas absolument négligeable. »

« Un grand moulin est capable d'élever à 1 mètre de hauteur :

10 m ³ à la minute par vent faible			ayant une pression de		5 à 10 kg. par m ²
23	—	—	fort continu	—	— 10 à 20 —
38	—	—	très fort	—	— 20 à 30 —

D'observations poursuivies pendant dix ans au district de Rijnland il résulte que les valeurs des pressions moyennes du vent pendant les quatre mois les plus favorables, novembre à février, ont été :

0 à 5 kilogrammes par mètre carré pendant 333 heures par mois.				
5 à 10	—	—	184	—
10 à 20	—	—	141	—
20 à 30	—	—	43	—
30 à 140	—	—	9	—

Par un vent moyen, un moulin ordinaire peut élever 50 à 60 mètres cubes d'eau par minute à 1 mètre de hauteur, et il n'y a pas plus de 50 à 60 jours par an favorables à un bon fonctionnement.

Un bâtiment renfermant un moulin a 10 mètres de diamètre en fondation, 8^m,86 à la surface du sol, 6 mètres au sommet; la hauteur varie de 15 à 20 mètres. Un édifice en bois coûte 52 500 francs, et en maçonnerie 38 000 francs.

Les frais d'entretien doivent être évalués à 1 500 francs par an.

MOTEURS MODERNES

Le développement des moteurs à vapeur dans le siècle actuel avait fait négliger et presque abandonner la source gratuite de travail qu'engendrent les courants atmosphériques; c'était regrettable; une réaction devait se produire et s'est produite, en effet, surtout depuis une vingtaine d'années. Les Américains notamment ont mis en pratique des dispositions presque toujours indiquées par les constructeurs de l'ancien monde, et ont su tirer un merveilleux parti des moteurs éoliens.

Le vieux moteur à ailes a le grand tort de décrire un cercle immense pour n'en utiliser qu'une faible portion; ainsi le moulin à quatre ailes, de 20 mètres de diamètre, ne présente à l'effort du vent qu'une surface d'environ 64^m2,0, alors que la roue décrit un cercle de 300^m2,0. On chercha d'abord à multiplier le nombre des ailes, ce qui rendait l'assemblage des bras sur le moyeu central très difficile tant que les appareils étaient construits en bois; peut-être a-t-on eu tort de ne pas persévérer dans cette voie en substituant au bois une charpente de fer ou d'acier; on serait parvenu de la sorte, à notre avis, à tirer un parti satisfaisant de la forme ancienne. Quelques constructeurs semblent y revenir.

On a préféré s'engager dans un autre sens: on a eu recours à la multiplication des ailes, en composant chacune d'elles d'une planchette mince, en bois ou en tôle, convenablement inclinée sur la direction du vent supposée normale au plan de la roue. L'ensemble du moteur comprend donc une série de persiennes en forme de secteurs, qui

couvrent à peu près toute la surface, car la partie centrale, du reste peu active, reste généralement libre; elle limite l'anneau qui reçoit la pression du vent.

On s'est préoccupé en même temps de remédier au caprice et à l'irrégularité de la force motrice. Les machines actionnées devant être soumises à des vitesses qui ne varient en général qu'entre des limites assez restreintes, il est toujours nécessaire de pouvoir agir sur le moteur de manière à régulariser son action.

Les appareils régulateurs sont donc de deux sortes : 1° ou bien ils agissent sur la roue pour réduire la surface exposée au vent, lorsque la vitesse dépasse la quotité nécessaire à la production du travail, ou lorsqu'elle atteint la limite dangereuse pour le mécanisme; 2° ou bien, ils agissent sur l'outil pour lui faire exécuter un travail plus considérable à mesure que croît la vitesse du vent. Cette dernière méthode serait arfaite, malheureusement elle n'est réalisable que dans des limites restreintes; on peut augmenter la production d'une pompe en augmentant sa vitesse, en augmentant même la course du piston à l'aide d'un mécanisme spécial; mais jusqu'à présent on est forcé de s'arrêter lorsque le vent acquiert de grandes vitesses, c'est-à-dire précisément lorsqu'il pourrait être utilisé avec le plus de fruit.

La plupart des moteurs éoliens sont à axe horizontal; on en a cependant établi quelques-uns à axe vertical. Nous en dirons quelques mots.

MOULINS A AXE VERTICAL

Une roue à palettes verticales, mobile autour de son axe également vertical, reste immobile sous l'action du vent, quelle qu'en soit la vitesse; les pressions s'équilibrent autour de l'axe de rotation.

Il faut donc, pour que la rotation s'établisse, qu'une moitié seulement de la section verticale reçoive l'action du vent. On peut entourer la roue d'un demi-tambour en tôle, mobile sur sa base et orienté sans cesse par un gouvernail de queue; de la sorte les pressions contraires ne se manifestent pas. Nous ignorons si le système a été essayé et quels remous il donnerait. Il est clair qu'à surface égale il est moitié moins puissant qu'une roue verticale, et cet inconvénient n'est pas compensé par la plus grande facilité d'établissement, outre qu'il faut construire un solide tambour avec son attirail. Un moteur de ce genre de hauteur H et de rayon R ne pourrait valoir une roue verticale de même rayon que si

$$RH = \pi R^2, \quad \text{ou} \quad H = \pi R.$$

On a imaginé des roues à volets mobiles actionnés par des bielles ; d'un côté les volets prennent le vent sous l'angle convenable, et sur l'autre demi-circonférence ils se ferment pour recevoir le vent par la tranche ; un gouvernail solidaire de l'ensemble le place dans la direction du vent. L'inconvénient est le même que tout à l'heure, et quelques expériences ont montré que ces moteurs à axe vertical avaient un rendement huit à dix fois inférieur à celui des roues verticales.

On a appelé *panémons* (ou mieux *pantanémons*, à tout vent) des moteurs qui, sans gouvernail, tournent à tous les vents ; le plus simple est l'anémomètre usuel, à deux bras armés de quatre coupes sphériques ou paraboloides ; des deux coupes opposées l'une reçoit la pression du vent sur sa concavité, l'autre sur sa convexité ; nous avons vu plus haut que, dans ce cas, la pression sur la demi-sphère convexe était la moitié de la pression sur la sphère concave. Il se produit donc une rotation, mais la puissance utile n'est que le quart de celle que donnerait une surface pleine égale à la projection des deux sphères réunies. L'appareil n'est pas pratique comme producteur de travail.

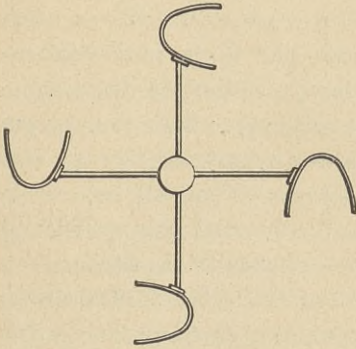


Fig. 210.

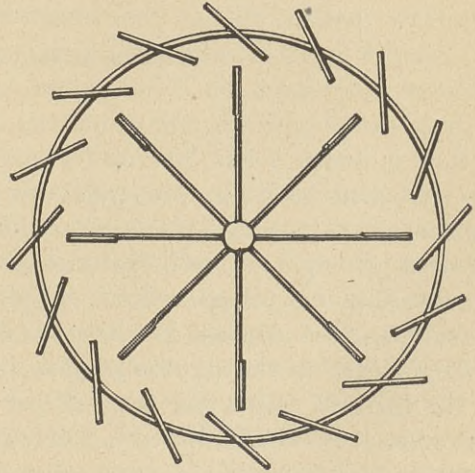


Fig. 211.

D'autres fois on a logé une roue à palettes planes dans une cage cylindrique fixe, fermée par des volets inclinés ; quelle que soit la direction du vent, il pénètre entre les volets et vient frapper à l'intérieur les palettes de la roue qui tournent toujours dans le même sens.

On pourrait encore enfermer la roue dans une tourelle mobile présentant au vent un pavillon de large diamètre et guidée du côté opposé par un fort gouvernail ; le vent s'engouffrant dans le pavillon et conduit par un tuyau pourrait venir frapper tangentiellement la roue

intérieure profilée en turbine. Il ne semble pas cependant qu'un appareil de ce genre soit susceptible de grandes dimensions.

Le *moteur Letestu* était fort ingénieux comme moteur éolien à axe vertical ; sur un arbre vertical M. Letestu disposait, à des hauteurs croissantes, des rayons formant comme les génératrices d'une surface de vis à filet carré ; ces rayons sont réunis par un treillage en fer à mailles assez larges et sur le treillage sont fixées par un de leurs bords des bandes de caoutchouc. Lorsque le vent tend à appliquer le caoutchouc sur le treillage métallique, la pression est recueillie et transmise à l'arbre ; mais, après une demi-rotation, le vent agit derrière les mailles et repousse les bandes de caoutchouc qui se placent normalement au treillage et ne transmettent plus de pression. Ce système se présente bien, mais nous ne croyons pas qu'on l'ait expérimenté sur une grande échelle. On pourrait à la rigueur remplacer les feuilles de caoutchouc par de minces lames de tôle, mais il y aurait un ferraillement à craindre, et il faudrait disposer sur les lames des taquets en cuir ou en caoutchouc.

MOTEURS A AXE HORIZONTAL

Les moteurs à axe horizontal sont actifs par toute leur surface ; ils sont donc beaucoup plus puissants que les précédents à dimensions égales, ce qui justifie la préférence dont ils sont l'objet ; mais leur inconvénient principal est qu'il faut presque tous les maintenir face au vent à l'aide d'un mécanisme spécial, et réduire ou effacer leur surface active lorsque le vent dépasse la vitesse normale ou devient dangereux ; on a rendu ces fonctions automatiques dans les appareils modernes.

Ils diffèrent entre eux surtout par la manière dont l'automatisme s'exerce, et il est très difficile, à défaut de modèle, de donner une description bien claire des mécanismes ; car, à raison de la multiplicité des éléments, le nombre des articulations, des leviers et des bielles, est toujours considérable, quelque simples que soient les mouvements élémentaires. Nous nous attacherons donc surtout à faire comprendre les mécanismes sans chercher une précision, du reste inutile.

Ils diffèrent encore par la disposition des surfaces destinées à recevoir l'impulsion du vent ; dans les appareils les plus répandus, ces surfaces affectent la forme des persiennes de nos fenêtres, elles se composent de lamelles minces et étroites, placées suivant les rayons d'un secteur de cercle, inclinées par rapport au plan de ce secteur, qui n'est autre que le plan de la roue, suivant l'angle moyen le plus favo-

nable à l'utilisation du travail du vent ; ces longues lamelles se projettent à recouvrement, de sorte que toute la surface est utilisée par le vent qui, cependant, trouve à s'échapper sans peine et à traverser la roue sans compression et sans remous.

D'autres moteurs ont conservé la forme générale des anciennes ailes, mais on a transformé le rectangle ou le trapèze en secteur circulaire de manière à présenter au vent toute la surface du cercle de la roue ; on a, peut-être à tort, renoncé à la voile et on a remplacé la toile par des tôles métalliques. La toile eût pu sans doute être avantageusement conservée dans les appareils qui, par leur position et leur destination, peuvent être l'objet d'une surveillance assidue.

Enfin, quelques constructeurs ont adopté la turbine aérienne, semblable à la turbine hydraulique, mais souvent dépourvue de la couronne directrice fixe qui a pour but d'amener les eaux dans la direction voulue sur la couronne mobile.

Etablir une autre classification entre les divers moteurs aériens paraît peu utile, et nous nous contenterons de décrire les plus connus.

Moteur Halladay ou Schabaver. — Le moteur du système Halladay, très répandu en Amérique, construit en France par M. Schabaver, de Castres, qui en a établi de nombreux modèles dans le Centre et dans le Midi, est représenté par les figures 1 à 4, planche 9.

La carcasse de la roue est un hexagone régulier muni de ses rayons ; la surface frappée par le vent se compose donc de six secteurs qui s'arrêtent à une certaine distance du centre de la roue ; la suppression de cette partie de faible rayon n'enlève guère à la puissance et facilite la circulation de l'air. Chacun des six secteurs est composé de deux persiennes (*aa*, *fig. 1*), assemblées sur un arc de cercle à leur partie inférieure et formées de feuilles minces en bois, auxquelles on donne sur le plan de la roue une inclinaison de 30° à 45° , inclinaison qui peut être calculée par la formule (2) de la page 671 ; le secteur tout entier est fixé par son milieu au côté *bc* de l'hexagone, les extrémités *b* et *c* sont des tourillons, de sorte que le secteur peut basculer autour de *bc* ; un système de bielles et de contrepoids le maintient dans le plan de la roue tant que la vitesse du vent ne dépasse pas 10 mètres à la seconde ; mais, quand elle devient plus forte, la pression l'emporte sur les contrepoids, et, comme la surface du secteur au-dessus de l'axe *bc* est plus grande que celle qui est au-dessous, le secteur bascule et finit par se placer perpendiculairement au plan de la roue lorsque la vitesse dangereuse est atteinte ; dès que la rafale est passée, le contrepoids *d* agit sur le système de bielles et de leviers que nous

décrivons tout à l'heure, et les secteurs reprennent le vent, au lieu de lui présenter leur tranche.

Le gouvernail *e* maintient la roue face au vent et l'équilibre.

L'ensemble est mobile sur une couronne de galets au sommet du pylône en fer. L'arbre de la roue actionne un plateau manivelle *f* qui meut la tige verticale de la pompe ; naturellement celle-ci est munie d'un joint ou manchon cylindrique *g*, qui permet à la partie inférieure de la tige de se mouvoir verticalement sans suivre les déplacements angulaires de la roue.

Nous essayerons de faire comprendre le mécanisme régulateur à l'aide d'une figure théorique, qui est une coupe verticale de la roue, pendant qu'elle est soumise à un vent modéré : le secteur inférieur et ses lames *VV'* sont verticales ; ce

secteur peut tourner sur son arbre 1, qui est horizontal, cet arbre 1 est un quelconque des côtés *bc* de l'hexagone (planche 9).

L'arbre 1 agit par une manivelle *1a* sur la longue bielle à contrepoids articulée en *a* et *b* et dirigée à peu près suivant un rayon de la roue ; l'articulation *b* est reliée par une manivelle à l'arbre 2 parallèle à l'arbre 1, et compris comme lui entre les deux rayons qui limitent le secteur considéré. L'arbre 2 commande la manivelle *2c* articulée en *c* avec la bielle *cd* ; celle-ci est articulée en *d* sur le pourtour d'un arbre *mn* logé à l'intérieur de l'arbre *AB* de la roue motrice ; l'arbre *AB* qui porte tout le mécanisme tournant renferme donc l'arbre *mn* qui tourne avec lui, mais qui peut entrer et sortir à frottement

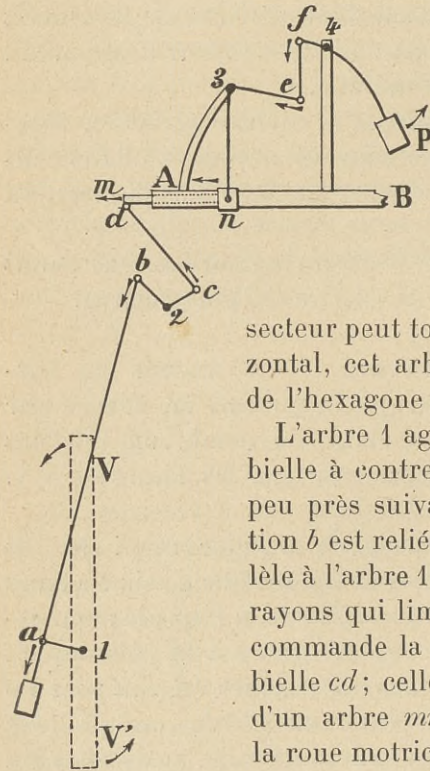


Fig. 212.

doux. Il est en connexion avec le manchon *n* qu'une fourchette *n3* suit dans son mouvement oscillatoire horizontal ; 3 est un axe fixe porté par un support en col de cygne relié au bâti de l'appareil ; la rotation de l'arbre 3 se transmet par la manivelle *3e* et la bielle *ef* au balancier *f4P* porté au point 4 par un chevalet reposant sur le bâti de l'appareil. *P* est un contrepoids dont la valeur est calculée ou plutôt réglée par l'expérience.

Que le vent augmente et arrive à vaincre le contrepoids *P* et les résistances du système, le secteur *VV'* va tourner sur son axe 1 comme le montrent les flèches, et tout le mécanisme se mettra en mouvement

dans le sens des flèches ; l'arbre intérieur m va sortir de l'arbre principal AB, entraînant le manchon n et faisant remonter le contrepoids P dont le bras de levier augmente à mesure que le mouvement s'accroît.

Si le vent finit par atteindre la vitesse dangereuse, le secteur VV, qui s'est incliné de plus en plus dans le sens des flèches, devient horizontal et présente sa tranche au vent : les points abc ont tourné alors de 90° autour des axes 1 et 2, l'arbre mn s'est déplacé vers la gauche de la figure de toute la longueur de sa course ainsi que son manchon, et le contrepoids P est lui-même au point le plus haut de son déplacement.

Le vent vient-il à mollir, les secteurs reviennent peu à peu vers leur position initiale.

En résumé, dès que la vitesse normale, pour laquelle sont calculés le contrepoids P et son moindre bras de levier, est dépassée, le secteur commence à se dérober de façon à présenter une moindre surface au vent ; cette surface diminue avec l'intensité du vent et finit par s'annuler quand la vitesse maxima est atteinte.

Si le vent mollit, l'inclinaison convenable du secteur se rétablit d'elle-même.

Une tige h , qui se manœuvre de la base du pylône, actionne une chaîne passant sur une poulie et accrochée au levier du contrepoids P. On peut donc lever ce contrepoids et arrêter le moteur à volonté.

La longue tige motrice de la pompe, partie en bois, partie en fer, est convenablement guidée. Si on craint le flambage, on peut disposer la pompe à simple effet de telle sorte que le refoulement se produise pendant la course ascensionnelle du piston, la tige agit alors par traction et non par compression.

Nous avons donné, page 664, le tableau du travail théorique que l'on peut obtenir avec le moteur Halladay suivant sa dimension, pour un vent de 7 mètres et pour un vent de 10 mètres, et dans la dernière colonne du tableau on trouve le rendement garanti par le constructeur. M. Schabaver ne garantit ce rendement que pour un vent de 10 mètres, le constructeur américain l'annonce pour un vent de 7 mètres.

M. Schabaver recommande de prendre toujours une puissance supérieure à celle que l'on désire en moyenne, afin d'éviter les mécomptes produits par les calmes prolongés.

L'appareil qu'il construit est vraiment solide, et les avaries qu'il peut subir ne sont guère dues qu'à la négligence. Le graissage des axes est assuré par des godets fixes, que l'on visite, que l'on nettoie et que l'on garnit une fois par semaine ; l'entretien des appareils de graissage doit être très soigné, car les grippements qui viendraient à se produire seraient funestes à l'appareil ; ils se décèlent facilement par un bruit

de ferraillement ou par des chocs dont il faut rechercher et supprimer la cause dès qu'ils se produisent. Un moteur qui fonctionne sans bruit et sans choc est toujours en bon état.

Après chaque tempête une visite minutieuse de l'appareil est nécessaire, afin de corriger le jeu, s'il s'en est produit, et de réparer immédiatement les avaries.

Pour assurer la conservation de l'ensemble, et particulièrement des bois, il faut donner tous les trois ans une couche de peinture à l'huile.

La pompe, avec robinet à entonnoir pour amorçage, est munie d'un robinet à air comprimé qui ne doit jamais être rempli par l'eau; l'alimentation d'air se fait en ouvrant le robinet d'amorçage du corps de pompe, et de l'air extérieur est alors aspiré en même temps que l'eau; le réservoir à air comprimé porte d'ailleurs un petit robinet d'épreuve qui ne doit donner que de l'air lorsqu'on l'ouvre.

Le moteur Schabaver a reçu de nombreuses applications dans le Midi, pour les irrigations notamment, et aussi pour les distributions d'eau; en 1894, dix-neuf communes assuraient leur alimentation avec ce moteur.

A Bages (Aude), 1 200 habitants, un moteur n° 6 fonctionne depuis quatorze ans; il élève l'eau à 42 mètres par une conduite en fonte de 0^m,07 de diamètre et 1 700 mètres de longueur; la pression au manomètre est de 70 mètres. La dépense s'est élevée à 70 000 francs, compris une fontaine monumentale.

A Couffoulens (Aude), 600 habitants, moteur n° 5, dépense 19 000 fr.

Il arrive souvent que le moteur marche quand le réservoir est rempli et le trop-plein fonctionne; il y a perte d'eau, ce qui est parfois fâcheux, lorsqu'on a un puits à petit rendement. Il est facile alors d'arrêter automatiquement l'appareil: il suffit d'installer dans le puits un flotteur à contrepoids d'équilibre qui tire sur le levier d'arrêt dès que le niveau d'eau s'abaisse dans le puits au-dessous d'un certain niveau; ou bien on place sur le tuyau de trop-plein un seau qui s'emplit et qui par une chaîne transmet la traction au levier d'arrêt.

Le moulin Schabaver fonctionne bien sur les bords de la Méditerranée; la brise de mer donne, matin et soir, une vitesse de 4 à 5 mètres. Mais il y a aussi de fortes bourrasques dont la vitesse atteint 30 mètres, et la roue tourne parfois, même avec des secteurs fermés, sans les battements de volets que donnent d'autres systèmes.

Voici le tableau des divers numéros du moteur Schabaver, avec la puissance en chevaux garantie pour vent de 10 mètres à la seconde.

NUMÉRO DU MOTEUR	RANGS DE VOILETS	DIAMÈTRE DES AILES		SURFACE AU VENT	PUISSANCE GARANTIE EN CHEVAUX (vent de 10 mètres)	TOURS PAR MINUTE
		EXTÉRIEUR	INTÉRIEUR			
		mètres	mètres	mètres		
0	1	2,10	0,55	3	0,3	70
1	1	2,44	0,75	4,22	0,5	60
2	1	3,05	0,85	6,75	0,7	48
3	1	3,66	1,65	8,37	1	44
4	1	3,96	1,80	9,65	1,5	40
5	2	4,40	1,15	14,15	2	38
6	2	4,87	1,24	17,33	2,5	36
7	2	5,50	1,75	21,30	3,7	33
8	2	6,10	1,75	28	4	31
9	2	7,60	4,40	30	6	25
10	2	9,15	4,40	50	8	21

Moteurs similaires. — Le moteur Halladay est très répandu en Amérique, où il est adopté pour l'alimentation d'un assez grand nombre de petites stations de chemins de fer, ainsi que pour des moulins. Il est fréquemment monté sur des pylônes en bois. On a fait des modèles portatifs, montés sur chariots, qui portent avec eux leur pompe et qu'on fait passer d'un réservoir à un autre, par exemple dans un grand domaine d'élevage.

M. Wolff, dans son ouvrage, cite comme similaires du moteur Halladay, le moteur Althouse, le moteur Adam; on en trouvera d'autres par exemple dans la notice de M. Richard *Sur les Arts mécaniques à l'Exposition de Chicago (Bulletin de la Société d'encouragement, octobre 1894)*; mais il est évidemment peu utile d'exposer les différences secondaires que présentent tous ces appareils. Nous signalerons seulement le type *sans gouvernail* (fig. 4, pl. 11).

Voici, d'après M. Richard, les éléments relatifs à l'installation des moulins Halladay en Amérique.

	DIAMÈTRE DE LA ROUE	TOURS A LA MINUTE	COURSE DE LA POMPE	POIDS	PRIX	PRIX DU KILOGR.
Fermes.	m.		m.	kg.	fr.	fr.
	3	50	0,1 à 0,15	230	400	1,75
	3,6	48	0,15 à 0,2	320	500	1,57
	3,9	46	0,15 à 0,2	390	550	1,40
	4,2	44	0,15 à 0,2	440	650	1,50
Irrigations, stations.	4,8	40	0,2 à 0,3	810	1 400	1,70
	5,4	37	0,25 à 0,3	900	1 630	1,80
	6,1	34	»	1 150	1 880	1,65
	6,7	32	»	1 270	2 130	1,69
	7,6	30	0,38 à 0,46	1 590	2 500	1,57
	8,5	28	»	1 680	2 750	1,65
	9,15	26	»	1 730	2 875	1,65

Ces moulins à action directe sont remplacés, lorsqu'ils ne servent

point à l'élévation de l'eau, par de grands moulins à engrenages dont voici les éléments :

DIAMÈTRE	PUISSANCE EN CHEVAUX	TOURS A LA MINUTE	POIDS	PRIX
			kg.	fr.
3,95	1,75	260	640	850
4,25	2,25	250	680	1 000
4,90	3,50	280	1 000	1 700
6,70	5	230	1 360	2 750
7,60	6	220	2 430	3 500
9,15	8	210	2 360	4 000
11	12	160	3 170	5 000
12,2	18	150	4 350	6 000
15,2	28	160	12 700	12 500
18,3	40	150	14 500	15 000

Moteur Corcoran ou Beaume "l'Éclipse". — Le moteur construit par M. Corcoran à New-York et par M. Beaume en France est aussi très répandu.

La roue a le même aspect que la précédente, mais les secteurs ne basculent pas, ils restent toujours dans le plan de la roue ; c'est celle-ci qui s'efface tout entière, lorsque le vent devient trop fort, et cela sous l'influence d'un papillon ou petit gouvernail placé sur le côté de la roue et dans son plan ; ce papillon a la même forme que le gouvernail de queue et il a, comme lui, tendance à se placer et à entraîner la roue dans le fil du courant d'air ; mais cette tendance est combattue, pour les vitesses ordinaires, par un système de levier et de contrepoids.

Les chemins de fer de l'État français ont installé des moteurs Beaume dans quelques-unes de leurs stations ; M. l'ingénieur en chef Bricka a bien voulu nous donner à ce sujet les renseignements qui suivent. La description se rapporte aux figures 1 à 7 de la planche 10.

« *Roue motrice.* — Le moteur proprement dit se compose d'une roue de forme circulaire, placée verticalement et formée d'une armature en bois de frêne dont les bras sont boulonnés au centre sur un moyeu en fonte, calé à l'extrémité d'un arbre horizontal. Sur toute la surface de l'armature et suivant les rayons de la roue, sont fixées des lames en bois allant du centre à la circonférence extérieure ; ces lames sont placées obliquement dans le sens de leur largeur, de façon à obtenir, comme dans les persiennes, un recouvrement complet, tout en laissant subsister un vide entre elles.

Appareil de transmission. — L'appareil de transmission se compose d'un arbre horizontal en acier, noyé dans un palier graisseur ; l'une de ses extrémités porte la roue motrice, et l'autre extrémité reçoit une manivelle qui actionne une bielle dont la tête, guidée verticalement

au moyen d'une glissière, communique, par l'intermédiaire d'une tringle en bois, un mouvement vertical alternatif à la tige du piston de la pompe d'alimentation. Le moteur et son appareil de transmission sont supportés par un bâti en fonte ajusté, à sa partie inférieure, sur un tube en fer creux formant axe et fixé au centre d'un manchon également en fonte. Des galets en acier, intercalés entre le manchon et la base du bâti, permettent à ce dernier de tourner librement autour de l'axe en fer creux.

Système d'orientation et de désorientation. — L'orientation et la désorientation se font au moyen d'une girouette ou gouvernail à grande surface, tournant librement, au moyen d'une armature en fonte, autour du même axe que le bâti. Deux secteurs dentés, dont l'un est fixe sur le support du gouvernail, et l'autre, articulé sur le bâti, porte un levier à contrepoids, rendent le moteur solidaire de son gouvernail.

Le contrepoids est calé sur la tige du levier de façon que, en temps normal, le gouvernail étant placé suivant la direction du vent, le plan de la roue, perpendiculaire à cette direction, offre au vent son maximum de surface.

Dans un plan parallèle à celui de la roue, mais complètement indépendante et tout à fait en dehors de celle-ci, est placée une palette ou vanne régulatrice formée de lames en bois posées à plat et reliée au bâti au moyen d'une tige rigide en fer.

Le moteur tourne avec des vents très faibles et par conséquent sans action sur la palette ; mais, si la vitesse du vent augmente et devient considérable, la vanne régulatrice, qui reçoit aussi l'impulsion du vent, oblige la roue à s'obliquer et même à prendre une position parallèle à celle du gouvernail : à ce moment, la roue n'a plus rien à redouter du vent, puisqu'elle ne le reçoit plus que sur sa surface la plus restreinte. En opérant cette rotation, le bâti a entraîné son secteur articulé, lequel, trouvant un point d'appui sur le secteur denté fixe du gouvernail, entraîne à son tour le levier à contrepoids. La violence du vent venant à diminuer, le contrepoids ramène, par une opération inverse, la roue à sa position primitive. L'orientation et la désorientation de l'appareil sont donc absolument automatiques.

Lorsqu'on veut arrêter ou immobiliser l'appareil, une chaînette, fixée au levier à contrepoids et descendant jusqu'au sol, en passant sur une poulie de renvoi placée à la partie supérieure du bâti, permet de manœuvrer la roue, de la position de travail à celle du repos, et réciproquement.

Pylône. — Le pylône est une charpente dont le but unique est de supporter l'appareil moteur ; il affecte généralement la forme d'une pyramide à base carrée, et se compose de quatre montants ou arbalés.

triers en fer cornière assemblés et entretoisés au moyen de croix de Saint-André, de fers plats et de goussets. La partie inférieure des montants est fixée, par des scellements, sur quatre dés en pierre de taille reposant sur des massifs maçonnés, établis autour du puits qui doit fournir l'eau d'alimentation. A leur partie supérieure, les montants sont réunis et boulonnés sur la partie inférieure du manchon en fonte précédemment décrit et qui supporte l'appareil de transmission. La hauteur du pylône est variable et dépend du lieu où il est construit. En général, il faut que toute la surface de la roue se trouve au-dessus des bâtiments voisins, pour recevoir l'impulsion du vent, de quelque direction qu'il vienne.

Une plate-forme est établie à la partie supérieure du pylône pour permettre l'inspection et le graissage des différentes parties de l'appareil ; on accède à cette plateforme au moyen d'une échelle en fer fixée le long d'un des montants.

Pompe. — La pompe aspirante et foulante est du système Beaume, à double enveloppe ; elle conserve au fond de l'enveloppe extérieure une certaine quantité d'eau toujours en contact avec le piston qui se trouve de ce fait constamment amorcé.

La pompe, fixée au moyen de scellements à la paroi intérieure du puits, est placée dans l'axe vertical du pylône, de façon à obtenir un mouvement absolument vertical de la tige du piston. La rigidité de la tringle en bois reliant la bielle et la tige du piston est obtenue au moyen de guides graisseurs automatiques fixés, de distance en distance, sur des consoles en fer cornière. En cas d'accalmie ou d'insuffisance du vent, la pompe peut fonctionner à l'aide d'un système de leviers articulés, actionnés par un homme au moyen d'un treuil à manivelle. Un simple déboulonnage de la tige et de la tringle suffit à isoler le moteur à vent du moteur à bras.

Le graissage de toutes les parties frottantes se fait automatiquement, puisque ces parties sont en contact permanent avec l'huile, dont il n'est nécessaire de renouveler la provision qu'une fois par mois.

L'entretien de l'appareil est donc pour ainsi dire nul, et son emploi convient bien à l'alimentation des petites gares, dont la consommation d'eau journalière est peu importante. »

Voici le détail estimatif d'une installation de ce genre :

Puits de prise d'eau et aqueduc dallé pour la conduite de refoulement.....	207 fr. 29
Moteur à vent n° 4 de 3 ^m ,60 de diamètre.....	1 135 »
Pylone de 16 mètres de hauteur, mis en place.....	2 220 »
Pompe.....	450 »
<i>A reporter.....</i>	<hr/> 4 012 29

	<i>Report</i>	4 012	29
Tuyaux, coudes, joint universel, entonnoir.....		256	»
Mouvement pour actionner la pompe en temps de calme.....		440	»
Guides à graisseur automatique.....		100	»
Robinet de vidange pour éviter la gelée.....		25	»
Déblais et maçonnerie.....		277	20
Travaux divers.....		345	»
Fourniture d'un réservoir en tôle de 150 mètres cubes.....		5 000	»
Tour en maçonnerie.....		6 000	»
Somme à valoir pour imprévu.....		1 544	51
	TOTAL	18 000 fr.	»

Ce prix ne comprend pas les tuyaux et appareils de distribution.

D'après les renseignements que nous a donnés M. Bricka, le fonctionnement de ces installations a été satisfaisant, mais on ne peut compter avec elles sur un grand débit; elles conviennent seulement aux stations où les machines s'approvisionnent exceptionnellement. Avec le moteur n° 4 on ne peut, en somme, espérer dépasser dans les conditions ordinaires 15 à 20 mètres cubes par vingt-quatre heures.

A Nioul-Oulmes (Vendée), le débit maximum constaté a été de 25 mètres cubes en vingt-quatre heures.

A Saint-Hilaire-de-Chaléons (Loire-Inférieure), le maximum a été de 42 mètres cubes, et en trois mois on a constaté:

Un jour, 42 mètres; 7 jours, 30 à 40 mètres; 12 jours, 20 à 30 mètres; 50 jours, moins de 20 mètres; 12 jours, débit nul pour calme plat; 8 jours, débit nul pour causes diverses. C'est une moyenne de 12 mètres cubes par jour pour le trimestre.

Voici le tableau, fourni par le constructeur, donnant les prix de chaque moteur et les quantités d'eau qu'il peut élever à des hauteurs variables, par un vent de 10 mètres à la seconde; il ne faut pas oublier que ce vent est d'ordinaire une exception.

NUMÉROS	DIAMÈTRE DE LA ROUE	PRIX AVEC MOUVEMENT rectiligne	PRIX AVEC MOUVEMENT Totalif	QUANTITÉ D'EAU ÉLEVÉE PAR LES POMPES, PAR HEURE											
				1 à 2	5	10	15	20	25	30	40	50	60		
				MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES	MÈTRES		
		Fr.	Fr.	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	Litres	
0	2 ^m 40	500		2 000	600										
1	2 ^m 55	600		3 000	1 400	700									
2	3 ^m »	700		9 000	4 000	2 000	1 300	1 000	800						
4	3 ^m 60	850	1 150	15 000	6 000	3 000	2 000	1 500	1 200	1 000					
5	3 ^m 90	1 200	1 550	18 500	7 500	3 750	2 500	1 875	1 500	1 250	900				
6	4 ^m 20	1 350	1 700	22 500	9 000	4 500	3 000	2 250	1 800	1 500	1 100	900			
7	4 ^m 50	1 550	1 900	27 500	11 000	5 500	3 600	2 750	2 200	1 800	1 350	1 100	900		
8	4 ^m 80	1 850	2 250	30 000	12 000	6 000	4 000	3 000	2 400	2 000	1 500	1 200	1 000		

MOTEURS SIMILAIRES. — Il existe divers modèles de moteurs aériens à petites lames qui diffèrent plus ou moins du précédent; les différences portent surtout sur le mode de régulation. Le moteur *l'Eclair*, dans ses dispositions générales, est analogue à *l'Eclipse*.

Une roue frappée de face par le vent a toujours tendance à se dérober et à se placer dans une position oblique dirigée dans le même sens que sa rotation; cette tendance peut, à la rigueur, dispenser de recourir au papillon latéral. Aussi dans le *moteur Buchanan* (fig. 213)

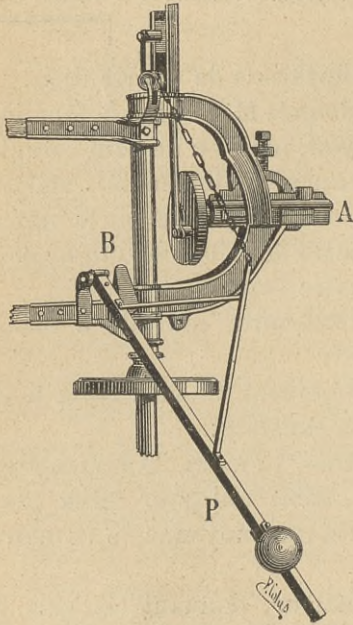


Fig. 213.

s'est-on contenté de garnir le bâti tournant qui porte l'arbre A de la roue d'une oreille B, agissant sur un levier à contrepoids P fixé au bâti du gouvernail. Quand la brise augmente, l'oreille soulève le contrepoids et permet à la roue de s'effacer; cet effet peut être obtenu à la main par une chaîne aboutissant à un levier au bas du pylône.

M. Wolf cite encore, dans son ouvrage *The Windmill as a prime mover*, les moteurs Woodmanse, Stover, Strong, etc.

Dans le *moteur Myers*, cité par M. Richard, on trouve un dispositif ingénieux pour l'arrêter automatiquement lorsque le réservoir d'eau est plein. Un flotteur suspendu à une chaîne est maintenu dans la partie haute du réservoir, la chaîne tendue par lui agit sur un levier armé d'un cliquet

destiné à actionner un rochet tournant en même temps que la bielle de la pompe; tant que la chaîne est tendue le cliquet n'engrène pas avec le rochet; mais, quand le flotteur est atteint par l'eau, la chaîne se relâche, le cliquet vient en prise avec le rochet; celui-ci tourne et avec lui un petit treuil sur lequel s'enroule une corde, qui par des renvois et par un ressort à boudin tire sur le gouvernail et force ainsi la roue à lui devenir parallèle. La traction du ressort bande en même temps sur une poulie un frein à ressort qui arrête le mouvement de la roue; la denture du rochet est limitée à un arc de longueur suffisante pour amener le gouvernail et la roue en parallélisme.

Dans le *moteur Allen*, la régularisation est analogue; en cherchant

à se dérober au vent, lorsque sa vitesse augmente, la roue tend un ressort et arrive à devenir parallèle au gouvernail; en même temps un frein serre l'arbre moteur.

Dans le *moteur Chapman*, dont M. Richard a donné également la description (*Bulletin de la Société d'encouragement* d'octobre 1894), le grand gouvernail plan est remplacé par une roue auxiliaire semblable à celle de nos vieux moulins à tour (*fig. 5, pl. 9*); cette roue reçoit le vent et a tendance à s'effacer pour se placer dans sa direction même, elle joue donc le rôle du gouvernail plan, mais, de plus, lorsqu'elle n'est pas effacée, on peut profiter de son mouvement de rotation pour le transmettre par des roues d'angle au bâti du moteur. A signaler dans cet appareil la transmission du mouvement de rotation de l'arbre de la roue : elle se fait par un joint universel à un pignon vertical dont la douille est solidaire du bâti du gouvernail, de sorte que le bâti de la roue et celui du gouvernail peuvent tourner l'un par rapport à l'autre, sans que la transmission s'arrête; le pignon vertical engrène avec une roue horizontale placée au sommet de l'arbre vertical qui descend dans le pylône.

L'*aéro-moteur*, construit par M. Durey-Sohy, est analogue au type Buchanan dont nous parlons plus haut; le papillon latéral de la roue est supprimé; c'est la roue elle-même qui se dérobe sous le vent et tend à devenir parallèle au gouvernail, lorsque la vitesse du courant dépasse une dizaine de mètres; à cet effet elle est équilibrée par un levier à contrepoids et à chaîne qui s'enroule ou se déroule sur un treuil à engrenage. Le réglage est automatique, mais on peut aussi agir à la main sur le levier par une chaîne avec poulie de renvoi. Le constructeur de ce moteur s'est attaché à adopter des dispositions simples et solides et à réduire les frottements au minimum, en substituant au frottement de glissement le roulement sur billes en acier.

Il y a neuf numéros d'aéro-moteur dont le diamètre varie de 2^m,30 à 7 mètres, et le prix de 500 à 5 000 francs.

Comme nous l'avons dit déjà, lorsque les pompes sont actionnées

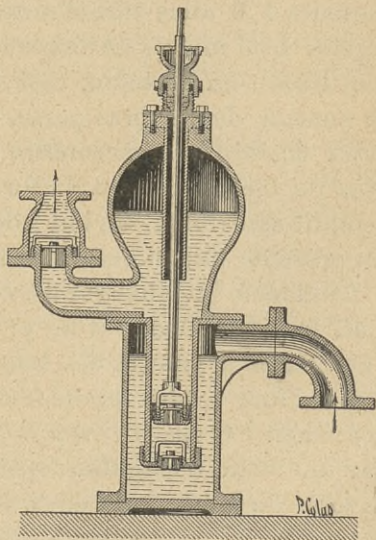


Fig. 214.

directement par une longue tige verticale, il est bon d'opérer le refoulement de l'eau pendant que la tige remonte ; elle travaille alors par traction et est moins exposée au flambage. C'est pourquoi on adjoint souvent aux moteurs à vent une pompe du type représenté par la figure 214, que M. Durey-Sohy appelle pompe-siphon ; on voit que l'aspiration comme le refoulement se produisent uniquement pendant le mouvement ascensionnel ; pendant la descente, l'eau passe librement de la partie inférieure à la partie supérieure du piston. La partie supérieure du corps de pompe forme réservoir d'air comprimé ; il est alimenté par l'aspiration et on peut ménager à cet effet un reniflard qui se règle par expérience. Le prix de ces pompes, dont le diamètre du piston varie par centimètre de 0^m,06 à 0^m,16, varie de 190 à 500 francs ; leur marche normale est de 35 coups à la minute.

Moteurs à grandes ailes. — Bien que les moteurs à lames étroites, en forme de persiennes, soient les plus répandus, les moteurs à larges ailes subsistent encore et sont même assez répandus comme petits modèles ; la toile d'autrefois est remplacée par de la tôle de fer ou d'acier, qui a sur le bois l'avantage de se prêter très bien à la forme concave.

Vers 1867, M. Mahoudeau a construit un assez grand nombre de moteurs à 6 ailes offrant une voilure de 10 mètres carrés ; six bras rigides de 3 mètres de longueur et légèrement inclinés vers l'extérieur sont fixés à un manchon calé sur l'arbre horizontal. L'extrémité libre de chacun de ces bras porte, au lieu de vergue, une lame de ressort assez flexible pour permettre à l'aile formée par la toile de s'incliner plus ou moins suivant la force du vent. Ce modérateur très simple remplit assez bien son but ; dès que le vent s'élève, la toile s'efface et lui présente une moindre surface en projection.

Le modèle imaginé par M. Dellon, ingénieur des Ponts et Chaussées, était fort ingénieux ; il a, je crois, disparu. En voici le principe : à l'extrémité de chacun des huit bras se trouve attachée l'extrémité flottante d'une vergue prenant son point d'appui sur le milieu du bras précédent ; l'espace compris entre le bras et cette vergue est rempli par une voile triangulaire qu'il s'agit d'incliner plus ou moins suivant la force du vent ; à cet effet, l'écoute de la vergue file le long du bras et pénètre à l'intérieur de l'axe horizontal d'où elle sort par l'extrémité opposée à la volée ; cette écoute est tendue par un contrepoids convenablement calculé pour se soulever et laisser éloigner le bout de la vergue lorsque la limite de pression est dépassée.

Il nous semble que ce système est susceptible encore de quelques applications, au moins pour les petits moteurs.

Le *moulin Thirion*, que nous croyons également disparu, comporte vingt ailes en bois, libres à leur extrémité opposée à l'arbre horizontal de la roue. Chaque aile présente la forme d'un secteur étroit pouvant pivoter autour d'un rayon ; elle est emmanchée par un gond sur le moyeu de la roue et, vers le milieu de sa longueur, reliée par un autre gond à un cercle en fer reliant toutes les ailes. Le régulateur, à force centrifuge, se compose d'un deuxième grand cercle, de même diamètre que le premier et auquel sont adaptées par une de leurs extrémités des tringles articulées dont l'autre extrémité est fixée au centre de chaque aile. Deux de ces articulations portent à leur sommet des masses pesantes qui, sous l'action de la pesanteur, tendent à s'éloigner du centre du grand cercle et à faire pivoter les ailes. Dès que le mouvement de rotation dépasse la limite fixée, les ailes pivotent autour de leurs gonds et s'effacent de plus en plus. L'arbre moteur transmet son mouvement par engrenage.

Il semble que le *régulateur à force centrifuge* à boules, comme celui des machines à vapeur, pourrait à la rigueur être appliqué au moulin à vent ; mais, comme il ne peut pas lui-même fournir un travail suffisant, il faudrait le faire agir sur un servo-moteur intermédiaire, tel qu'un petit moteur à eau comprimée ; l'eau comprimée serait fournie par le réservoir même, ou par un petit réservoir spécial qu'on tiendrait facilement toujours plein d'eau sous pression.

Parmi les moteurs actuels à larges ailes nous citerons, en France, le *moteur Durozoi*, dont nous parlerons plus loin en traitant des moulins qui prennent le vent arrière.

La figure 6, planche 11, représente, d'après M. Richard, la roue et les ailes en tôle du *moulin américain Snow* ; le gouvernail est lui-même en tôle, il a la forme plane, comme le gouvernail Halladay ; la régulation se fait par un intermédiaire de ressorts et de chaînes, formant un ensemble assez compliqué. La figure 6, planche 9, représente le type Fairbank. Le *moteur Wallace* a aussi des ailettes concaves en tôle d'acier, fixées dans leur couronne par des mortaises convenablement profilées et reliées, à leur extrémité la plus éloignée de l'arbre, par des bandes de fer courbées, rivées à l'intérieur d'une lame et à l'extérieur de la lame voisine. La régulation automatique s'obtient par un système de chaînes et de ressort, grâce auquel l'effort exercé par la roue, qui tend à s'effacer lorsque le vent augmente, trouve son point d'appui sur le gouvernail qui, lui, reste toujours dans la direction du vent. Les ailettes de ces moteurs ne se recouvrent pas ; il est bon, en effet, de ménager entre elles un facile écoulement à l'air, mais le vide peut n'être guère que le dixième du plein en projection.

Le *moteur Gem* est analogue et se recommande par son faible poids

et sa simplicité; il est à rotation rapide, et la tige est commandée par une transmission réductrice dans le rapport de 2 à 1; les portées sont établies avec coussinets à plombagine qui dispensent du graissage; un moulin de 3 mètres de diamètre, pesant 450 kilogrammes et coûtant 300 francs en Amérique, fait avec un vent de 10 mètres 300 tours à la minute et donne un cheval-vapeur; la tour triangulaire qui le supporte pèse 23 kilogrammes par mètre jusqu'à 18 mètres de hauteur et coûte, pour la même roue de 3 mètres, 4^{fr},50 par mètre de hauteur; ce prix, de 0^{fr},20 le kilogramme, serait beaucoup trop faible en France et devrait être doublé.

Le *moteur à vent Rossin* a reçu d'assez nombreuses applications dans la vallée du Rhône; les figures 1 et 2, planche 11, représentent l'installation de ce moteur qui a été faite à la halte de Valenton, chemin de fer de Grande-Ceinture de Paris.

Le moteur marche vent debout sans régulateur automatique; il est maintenu dans la direction du vent par un gouvernail, et tout l'appareil mobile est équilibré sur l'axe à l'aide d'un contrepoids en fonte.

Les aubes sont en tôle.

Un frein à main, manœuvré par un volant, permet d'arrêter la rotation lorsque le vent est trop violent; un autre levier à main permet encore d'amener la roue parallèlement au gouvernail, c'est-à-dire de la dérober au vent.

La transmission se fait par un engrenage d'angle.

MOTEURS A VENT ARRIÈRE

Lorsqu'on n'a qu'une roue sans gouvernail, libre de tourner avec son arbre horizontal autour de la verticale, elle ne se maintient pas face au vent, mais elle tourne de 180° autour de la verticale de manière à recevoir le vent par l'arrière. Elle s'oriente donc d'elle-même avec le vent.

Pourquoi ce système si simple n'est-il pas généralement adopté? Avec nos anciens moulins il était impossible, car la roue prenant le vent arrière eût été abritée par la tour et fût demeurée inerte. Mais avec les moulins modernes, portés sur mât ou sur pylône, la disposition du vent arrière est toute naturelle; en pratique, on ne l'a pas adoptée jusqu'ici pour les moteurs de grand diamètre, car, à moins d'être pourvus de lames ou d'ailettes repliables, ils auraient à supporter par les grands vents des efforts considérables, la roue ne pouvant s'effacer comme elle le fait avec le gouvernail; l'effort de renversement est dirigé

en dehors du pylône et s'exerce avec un bras de levier plus grand, mais il serait facile de remédier à cet inconvénient. La vitesse de rotation arrive à des valeurs considérables, et il faut que la pompe soit disposée pour se prêter à ces grandes vitesses et pour servir de modérateur. Mais cet inconvénient même fait qu'on utilise les grandes vitesses, ce que ne permettent point les moteurs de grand diamètre. Aussi les petits moteurs à vent arrière, construits en métal et montés sur mât à haubans, sont-ils susceptibles d'être établis à bas prix et nous paraissent-ils appelés à se multiplier pour les petites installations.

Avant 1870, le *moteur Bernard* avait reçu un assez grand nombre d'applications. Monté sur une charpente pyramidale en fer, il reçoit le vent arrière et s'oriente de lui-même ; l'arbre moteur et ses deux paliers sont portés par un bâti mobile au sommet du pylône sur une couronne de galets. La roue est équilibrée par une masse de fonte placée à l'autre extrémité de l'arbre ; cet arbre, à l'aplomb du centre du pylône, porte une roue dentée verticale qui engreène avec une roue dentée horizontale et peut en même temps tourner sur elle quand l'orientation change ; la roue dentée horizontale termine un arbre vertical qui, à sa base, transmet par engrenage la puissance à une pompe ou à tout autre outil ; un volant et un régulateur à boules sont montés sur le dernier arbre. Les vergues ou lattes sont montées à charnières sur la volée et maintenues en arrière par un ressort convenablement tendu ; lorsque la pression augmente, le ressort cède, la voile s'efface et le système ne s'emporte ni ne se rompt. Le régulateur à boules agit sur une vis dont l'écrou s'élève et s'abaisse ; à cet écrou est fixée la tige des pompes de sorte que la course du piston est amplifiée ou ralentie suivant que la vitesse de rotation augmente ou diminue. Il paraît que cet appareil utilisait même des vents faibles ; nous ne savons s'il fonctionne encore.

Il était une imitation du *moulin Amédée Durand*, construit en 1830 sur des bases fort judicieuses et dont nous empruntons la description à M. Haton de la Goupillière :

« La tour est complètement supprimée et avec elle la proue stagnante à laquelle elle donne naissance. L'axe est horizontal. Toute la machine se monte sur un mât élevé dont le sommet peut facilement dépasser la cime des arbres. Ce montant est assujéti par des haubans amarrés à des massifs de maçonnerie noyés dans le sol. Une échelle de perroquet permet la visite de l'appareil. Le long du mât se trouve également disposé l'arbre tournant qu'une roue d'angle commande à sa partie supérieure ; le système reçoit le vent à l'arrière et s'oriente seul sous son action. On n'a plus à carguer les voiles ; les ailes sont en tôle et montées sur des vergues auxquelles un poids additionnel

ramène le centre de gravité. Ces ailes s'effacent progressivement par l'action du vent, lorsque celle-ci devient excessive; des poids, tournant avec les roues, développent dans ce but une force centrifuge croissante, que l'on maintient en antagonisme avec un ressort à boudin; on dispose cependant, pour les cas extrêmes, d'un frein installé au pied du mât. Le moulin n'exécute jamais plus de 15 révolutions par minute. Sa masse fait volant et régularise la rotation malgré les oscillations du vent. Le système se graisse de lui-même avec un mélange d'huiles appropriées qui ne se congèle pas en hiver. L'appareil peut donc marcher seul avec une surveillance discontinue. »

Automoteur aérifère Durozoi. — C'est un moteur à vent arrière, de construction solide, léger, avec ailettes inclinées en tôle d'acier; il est susceptible de marcher à très grande vitesse (*fig. 3*, pl. 11). Il fonctionne par des vents faibles de 2^m,50 à 3 mètres, et sa marche est très douce, puisqu'il n'y a ni battements, ni déclenchements. Il s'oriente seul et obéit instantanément à toute saute de vent; il n'est généralement pas d'un grand diamètre, il résiste aux bourrasques et ne cesse pas de tourner pendant les tempêtes. Un engrenage réduit la vitesse transmise à la pompe; la tige de celle-ci est équilibrée par un levier oscillant à contrepoids. Le cadre supportant l'arbre de la roue s'emmanche sur une fusée terminant le bâti, parfaitement tournée et reposant sur des billes en acier prises dans une alvéole formant crapaudine; à la partie supérieure un second jeu de billes réduit le frottement au minimum, de sorte que l'appareil est d'une extrême sensibilité. Il se distingue donc surtout par le soin apporté à la construction et par l'emploi d'un métal très résistant, car tous les rayons et tirants sont en acier comme les ailes, et les pièces travaillent par traction. Quand la vitesse s'accroît, la pompe travaille plus vite, et sa résistance croissante équilibre la puissance.

Il y a cinq types de ce moteur :

Numéros.....	1	2	3	4	5
Diamètre	2 mètres	3 mètres	4 mètres	5 mètres	6 mètres
Prix du moteur peint.....	450 fr.	810 fr.	1 500 fr.	2 000 fr.	2 500 fr.
Prix d'un pylône de 15 mè.	1 100 fr.	1 100 fr.	1 465 fr.	1 955 fr.	2 400 fr.

Nous avons vu un moteur Durozoi, de 3 mètres de diamètre, installé à Rantigny (Oise), dans la vallée de la Brèche ouverte au N.-O.; il est destiné à desservir plus tard 45 ménages ouvriers logés dans le voisinage; il prend l'eau dans une source au pied de la tour, et par un bon vent donne 20 à 25 mètres cubes en vingt-quatre heures. La roue est portée par un pylône en fer de 6 mètres de hauteur, qui repose sur

un réservoir en tôle de 50 mètres cubes, porté par une tour en maçonnerie ; le moulin et le pylône ont coûté 1 300 francs, les pompes et le réservoir 6 700 francs, la tour en maçonnerie et les fondations 2 000 francs ; total, 10 000 francs, sans la canalisation. Le moteur a supporté sans souffrir la tempête du 12 novembre 1894, qui a déraciné les arbres du voisinage. Malgré son élévation au-dessus du sol, on peut cependant craindre que sa position, dans une vallée un peu abritée de l'ouest, ne l'expose à des calmes ; il est vrai que le réservoir avec son approvisionnement constitue un volant efficace.

Il va sans dire que la roue est équilibrée par une masse de fonte à l'autre extrémité de l'arbre, de manière à ramener le centre de gravité sur l'axe vertical.

Les petits moteurs à vent arrière sans gouvernail existent aussi en Amérique. La *Wind engine and pump Co*, de Baltimore, en établit un modèle avec la roue Halladay que nous avons précédemment décrite ; le poids de la roue est équilibré par une étoile en fonte fixée à l'autre extrémité de l'arbre à la place du gouvernail (*fig. 4, pl. 11*).

MOTEURS A RÉACTION, TURBINES ATMOSPHÉRIQUES

L'idée d'appliquer le principe de la turbine aux moteurs aériens était toute naturelle, elle a tenté les constructeurs depuis longtemps déjà.

La roue de M. Smith, montée sur un arbre incliné au-dessus de l'horizon, comme celui des anciens moulins, est semblable à une hélice de navire.

La *turbine atmosphérique Dumont* se rapproche des anciennes roues hydrauliques, dites roues à réaction, qui étaient montées sur arbre vertical.

Un modèle américain ressemble également aux vieilles roues à cuillers ; la roue se présente face au vent, elle est guidée par un gouvernail, et la liaison de l'une à l'autre se fait par chaîne et leviers à contrepoids pour permettre à la roue de s'effacer dans les grands vents.

En 1858, *M. Lepaute* a disposé, au sommet d'un pylône de 20 mètres,

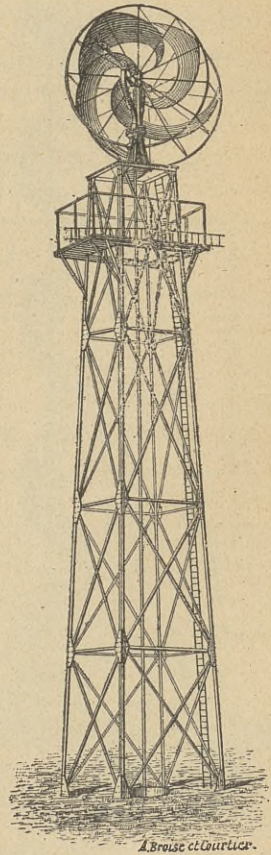


Fig. 215.

deux disques à jour d'un diamètre de 3 mètres environ, munis chacun de 16 ailes d'inclinaison constantes, comprise entre un cercle extérieur qui les enveloppe et un plateau en fonte calé sur un arbre horizontal. Les deux volées sont indépendantes et commandent chacune une noria. Ce moteur a disparu.

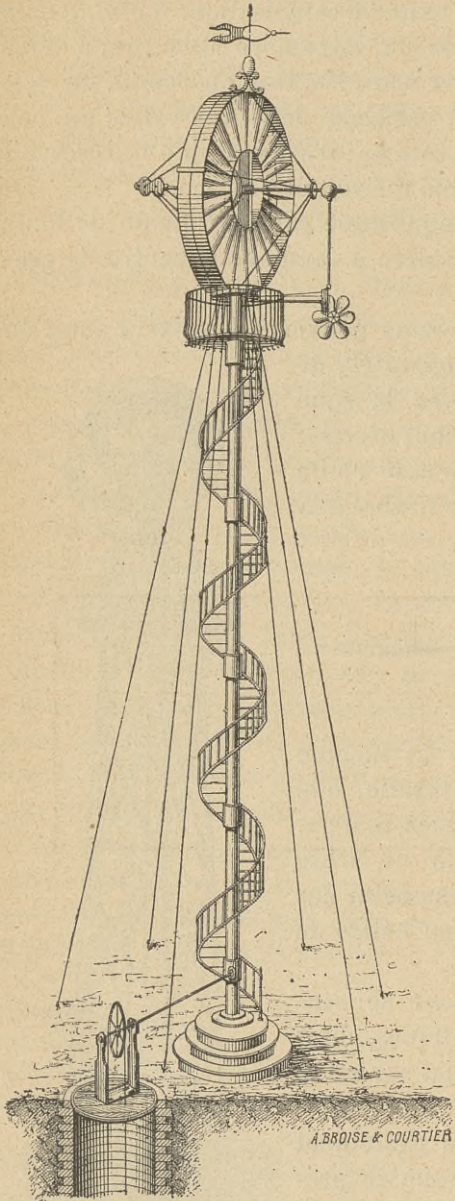


Fig. 216.

Éolienne Bollée. — C'est l'*Éolienne Bollée* qui est aujourd'hui la turbine atmosphérique la plus répandue. Comme les turbines hydrauliques, elle a deux roues : une roue directrice fixe, située en avant de l'autre, qui reçoit le vent de face et infléchit le courant pour le transmettre à la roue mobile, semblable à la première, avec aubages opposés. C'est la disposition de la turbine Fontaine. La rotation de l'arbre vertical logé dans le support est transmise, par engrenage de base, à l'arbre horizontal des pompes. L'orientation est obtenue par une roue papillon suspendue à l'autre extrémité de l'arbre du moteur et contribuant à l'équilibrer ; comme nous le savons, cette roue tourne et entraîne le bâti jusqu'à ce qu'elle se soit placée dans la direction du vent ; cette petite roue est plus sensible que la turbine et l'orientation est assurée. Sa rotation est transmise par une tige à un pignon qui engrène avec la roue crémail-

lère supportant tout le bâti ; un mécanisme spécial permet, lors des ouragans, de maintenir le papillon en prise avec le vent, il force alors la roue à s'effacer et la soustrait aux pressions excessives.

« L'aubage de ma turbine éolienne, dit M. Bollée, diffère beaucoup de celle à eau ; cette différence est nécessitée par ce fait que dans la turbine à air la vitesse de l'air qui agit sur la roue est formée à l'avance et qu'elle a besoin, pour éviter des chocs à l'entrée, que les alvéoles directrices soient peu inclinées. Ces chocs ne sont pas à craindre dans les turbines ordinaires à eau, parce que la vitesse du courant ne se forme que pendant le passage dans les alvéoles.

Les obliquités et les courbes des ailes directrices et des ailes de la roue motrice ont une grande importance sur le bon fonctionnement et le rendement utile de la machine ; c'est pourquoi je n'ai pu les déterminer et fixer qu'à la suite d'une série d'expériences de rendement observé au moyen du frein de Prony et d'un bon anémomètre. »

L'entretien de l'appareil est facile : le graissage, comme dans tous les appareils de ce genre, doit toujours être parfait ; avec de bonnes huiles il suffit, en général, de graisser deux fois par mois, mais il vaut mieux visiter l'appareil plus souvent, car, si un grippement vient à se produire dans un arbre, le jeu et la dislocation arrivent vite. Après chaque tempête, il convient de procéder à une visite complète.

Voici les prix et le rendement des trois modèles d'éoliennes :

NUMÉROS	PRIX	QUANTITÉS D'EAU ÉLEVÉES PAR 24 HEURES, A					
		5 MÈTRES	10 MÈTRES	15 MÈTRES	20 MÈTRES	50 MÈTRES	100 MÈTRES
	Fr.	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
1	3 300	36	25	18	14	3,8	2,3
2	4 400	80	60	35	28	8	3
3	6 000	180	120	70	60	18,5	6

Les prix comprennent le mouvement des trois corps de pompe, le tuyau d'aspiration, les haubans et la colonne en fonte de 15 mètres de hauteur ; il y a pour la colonne une augmentation de 100 francs par chaque 1^m,40 de hauteur ; les prix ne comprennent pas le transport ni les 6 ou 8 petits cubes en maçonnerie pour l'attache des haubans.

M. Bollée déclare avoir établi le tableau des volumes d'eau élevés en divisant par 365 le cube total élevé en une année ; mais ce tableau ne donne qu'une appréciation et le débit dépend de la situation des lieux.

Plusieurs centaines d'éoliennes fonctionnent dans des propriétés particulières ou servent à l'alimentation de stations ou de bourgs.

Au château de Tillet (Oise), un moulin de 5^m,30 de diamètre, élevé de 19 mètres au-dessus du sol, fait mouvoir trois corps de pompe placés dans un puits profond à 48 mètres sous le sol ; il a fonctionné deux ans sans réparation, n'e coûtant par mois qu'un litre d'huile pour

graisissage. La dépense d'installation a été de 8 000 francs sans le puits. Le rendement s'est élevé à 4 mètres cubes à l'heure.

La commune de Saint-Pierre-sur-Dives (Calvados) a installé, pour sa distribution d'eau, un moteur Bollée devant élever en moyenne, d'après le constructeur, 70 mètres cubes d'eau par vingt-quatre heures à 15 mètres de hauteur ; il y a un réservoir de 1 200 mètres cubes. La situation est très favorable, la ville se trouvant au sommet d'un vaste plateau où rien ne gêne le vent.

La Compagnie du Nord avait installé une grande éolienne Bollée à la station de Mouy (Oise). Elle a fonctionné pendant douze ans d'une manière satisfaisante, sans exiger d'autres réparations que celles d'un entretien ordinaire.

Mais le vent habituel était trop faible pour donner un travail de quelque importance, bien que la station de Mouy soit dans la vallée du Thérain qui s'ouvre assez largement vers l'ouest. L'inconvénient grave du système était donc d'exiger un réservoir considérable. Ainsi, pour une consommation d'environ 2 mètres cubes par jour, il fallait avoir à Mouy un réservoir de 100 mètres cubes. L'appareil avait coûté 8 000 à 10 000 francs, et le réservoir autant.

Ce qui montre une fois de plus quelle modération il faut apporter, dans notre climat séquanien, à l'évaluation du débit à espérer d'un moteur aérien.

OBSERVATIONS SUR LES CALCULS DE RÉSISTANCE ET DE RENDEMENT DES MOTEURS A VENT

Il y a à calculer séparément la roue et le pylône.

La roue doit pouvoir résister, sans se déformer ni se rompre, aux plus grands vents de tempête donnant une pression de 273 kilogrammes par mètre carré de surface exposée au vent ; les rayons doivent donc résister à cette pression, chacun pour sa part, et, s'ils sont dépourvus de tirants, il faudra les calculer comme des bras, à forme d'égale résistance, encastés dans le moyeu. Mais généralement les rayons ne sont pas seuls à résister, ils sont renforcés par un faisceau conique de tirants ; lorsque la roue fait face au vent, le cône des tirants est nécessairement aplati, et ils sont soumis à de plus grands efforts ; quand la roue reçoit le vent par l'arrière, le sommet du cône de tirants peut être placé à l'extrémité opposée de l'arbre horizontal, c'est-à-dire beaucoup plus loin de la roue, les tirants sont donc soumis à une moindre composante oblique et peuvent n'avoir qu'une moindre

section. Quant à la résistance des ailettes de tôle, elle est généralement assurée par l'épaisseur qu'on est forcé de donner à la tôle, mais on peut sans peine la vérifier en prenant la portion d'aile dont la portée entre deux appuis est la plus grande et en la calculant comme une poutre encastree sur deux appuis et soumise à une charge de 273 kilogrammes par mètre carré.

Dans les cas les plus défavorables, le moteur peut exercer sur le sommet du pylône, sur sa couronne de roulement, une poussée horizontale égale à la surface de la roue multipliée par 273 kilogrammes ; il convient de calculer la couronne de manière qu'elle résiste à cet effort et de traiter le pylône lui-même comme une poutre encastree dans le sol, supportant son poids et celui de son moteur, et soumise à son sommet à la force horizontale susdite. Il convient, en outre, de tenir compte de la poussée du vent sur le pylône lui-même, quoiqu'il soit généralement très évidé ; à cet effet, on évaluera approximativement la plus grande projection de son plein et on appliquera à la surface ainsi obtenue la pression de 273 kilogrammes par mètre carré, dont la résultante est appliquée au milieu de la hauteur. On calculera de la sorte soit le pylône, soit les haubans.

On peut évaluer par les méthodes ordinaires la valeur des frottements des arbres sur les coussinets, et ces frottements sont considérables, car il n'y a point seulement ceux qui tiennent au poids de l'appareil, mais encore les frottements latéraux dus à la pression du vent qui se transmet horizontalement aux collets des tourillons.

Pour les petites vitesses, l'influence des frottements est considérable, et le rendement mécanique utile s'affaiblit.

Même avec des vitesses favorables, vent de 7 à 10 mètres par seconde, il ne faut pas compter sur un rendement supérieur à la fraction 0,4 du travail mécanique contenu dans le vent ; cela nous paraît un grand maximum, et encore ne faut-il le compter que sur l'arbre de la roue à vent.

Les dimensions de la pompe ou des pompes se déduisent de la connaissance de la puissance que peut utiliser un moteur donné et du nombre de tours que l'on admet à la minute ; ce nombre de tours est toujours limité dans les pompes, il ne peut guère dépasser 70 à 80, même dans les petits appareils, et, lorsque le moulin doit tourner plus vite, il faut avoir un engrenage intermédiaire ; il faut se limiter à 30 tours dans les grands appareils.

La pompe unique à simple effet appelle un volant régulateur, car les moteurs généralement légers ne sont pas un régulateur suffisant ; mais il vaut mieux recourir à la pompe à plusieurs corps. Le réservoir à air comprimé placé sur le tuyau de refoulement est fort utile dans les

grands appareils. En un mot, tout ce qui a pour objet de supprimer les à-coups et les chocs est excellent. A ce point de vue, la transmission du mouvement par rotation d'un arbre vertical semble préférable à la transmission directe par bielle et manivelle montée sur le moteur, quoique cette disposition simple, la plus répandue du reste, épargne un engrenage.

Quand on a une pompe unique à simple effet, actionnée directement, il est bon d'équilibrer la tringle ou, si la pompe est à double effet, de donner le refoulement de l'eau en montant et non en descendant, parce que la tringle travaille alors par traction, n'est pas exposée au flambage et exige moins de guidages et, par conséquent, moins de frottements.

On sait que la vitesse d'une pompe est nécessairement limitée par la vitesse que l'eau peut prendre dans le tuyau d'aspiration ; les pompes de moteur à vent doivent donc, autant que possible, n'avoir pour ainsi dire pas d'aspiration à opérer ; il faut les loger le plus près possible du niveau de l'eau ; elles offrent alors une plus grande marge à la variation des vitesses.

CONCLUSION SUR LES MOTEURS A VENT

Nous aurions voulu, à la fin de cette étude, pouvoir classer d'après leur valeur relative les moteurs aériens. Nous ne croyons pas pouvoir le faire ; on y parviendrait seulement en installant au même point une batterie de moteurs des divers systèmes, et il serait très désirable qu'une expérience de ce genre fût instituée, car le moteur aérien est appelé à prendre un développement croissant.

En fait, les renseignements recueillis nous montrent que l'on est généralement satisfait des principaux moteurs, que leur solidité est suffisante, qu'ils entraînent une faible dépense, limitée à l'huile et à une surveillance intermittente.

Chacun des grands constructeurs dessert à peu près sa région et s'y constitue une sorte de monopole.

Les perfectionnements possibles ne nous paraissent pas devoir être cherchés dans la forme même du moteur, les divers récepteurs sont bons ; peut-être y a-t-il lieu de remplacer les ailettes planes en bois par des ailettes concaves en tôle d'acier mince qui, probablement, utiliseraient mieux les petits vents. C'est dans une construction soignée, dans un ajustage parfait, et surtout dans l'atténuation des frottements que l'on trouvera le progrès ; les frottements à billes doivent

être partout substitués aux frottements ordinaires, les pompes doivent faire l'objet d'une étude attentive, le graissage automatique et continu doit être assuré partout.

Avec ces perfectionnements de détail, on n'aura plus besoin de rechercher la légèreté dans les appareils ; la légèreté nous paraît, en effet, un contre-sens dans des moteurs appelés à éprouver des variations de puissance subites et étendues ; il est désirable qu'on arrive à en faire des volants efficaces susceptibles d'emmagasiner d'importantes variations de puissance. A notre avis, le progrès est aujourd'hui dans cette voie.

D'autre part, en réduisant les frottements dans une proportion considérable, on arrivera à utiliser les vents faibles, de 2 à 4 mètres à la seconde, qui sont de beaucoup les plus fréquents dans notre pays ; c'est même cette circonstance qui s'oppose à une plus grande diffusion des moteurs aériens.

Rappelons, en effet, que le constructeur garantit le rendement de son appareil pour une vitesse de vent de 7 à 10 mètres à la seconde, mais qu'il ne saurait garantir la production de cette vitesse. Il y a des pays où elle est bien rare ; aussi est-il nécessaire, avant d'installer un moteur aérien, de se renseigner sur la variation des vents au point considéré et de consulter les observations anémométriques.

Ces observations ne sont pas suffisamment répandues en France ; il appartient au Bureau central de Météorologie de les développer, car elles sont susceptibles de rendre de grands services. Quoi qu'il en soit, nous ne pouvons, dans la plupart de nos provinces françaises, espérer voir les moteurs à vent prendre le développement que leur permettent les grandes plaines du continent américain.

Résultat du concours organisé en Hollande pour la transformation du travail des moulins à vent en électricité. —

L'Association néerlandaise pour le progrès de l'industrie a organisé, en 1895, un concours sur les moyens d'emmagasiner, de transformer et de transporter la puissance du vent par voie électrique. La conclusion de ce concours a été telle qu'on pouvait la prévoir d'après nos observations précédentes :

Pour obtenir un travail à répartir régulièrement et uniformément, il faudrait une quantité telle d'accumulateurs et des frais d'installation si élevés, qu'il ne peut être *actuellement* question d'utiliser la force du vent sur une vaste échelle.

D'après les données admises, un moulin ordinaire de 80 mètres de voilure, en Hollande, pourrait élever 54 mètres cubes d'eau à la minute à 1 mètre de hauteur ; si l'on tient compte du travail absorbé par la

vis d'Archimède ou la roue élévatoire, on arrive à une puissance de 18 chevaux-vapeur ; mais il ne faut compter que sur soixante jours de travail par an, ce qui réduit la moyenne à 3 chevaux. Ce résultat est bien supérieur encore à la réalité, car, si on s'appuie sur les vitesses du vent observées à Utrecht, qu'on élimine les vitesses inférieures à 3 mètres comme ne donnant pas de travail utile, et celles supérieures à 13 mètres qui forcent le moulin à se replier, on trouve qu'on ne peut obtenir une puissance continue supérieure à 1,3 cheval-vapeur ; encore faut-il supposer qu'il n'y a aucune perte dans l'emmagasinement et dans la récupération par voie électrique. Les données admises jusqu'à ce jour sont donc très exagérées.

La variation perpétuelle de la force motrice engendre des pertes considérables et on ne peut compter que sur à peine un quart de rendement utile.

La dépense à faire pour l'installation des appareils s'élèverait à 220 000 francs par moulin ; avec l'intérêt et les frais d'exploitation, le cheval-heure coûterait 8^{fr},75.

Avec les nouveaux moulins perfectionnés, on peut obtenir de meilleurs résultats, mais le cheval-heure reste encore à 4^{fr},50.

L'utilisation hydraulique serait plus facile que l'utilisation électrique ; mais, pour être assuré d'une manière continue d'une puissance d'un cheval par journée de huit heures, il faut établir un réservoir de 216 mètres cubes à 10 mètres de hauteur.

On se heurte donc toujours à une dépense excessive.



TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
AVANT-PROPOS. — Historique des distributions d'eau; état actuel de la question; objet et division du présent ouvrage.....	1

CHAPITRE I

HYDRAULIQUE. — PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES

Historique. — Hydrostatique, de la fluidité, principe de Pascal, pressions hydrostatiques dans un liquide pesant, égalité de pression dans un plan horizontal, hauteur représentative d'une pression, paradoxe hydrostatique, liquides superposés, vases communicants; pression totale sur une surface plane, sur un trapèze, un rectangle, un triangle, une vanne elliptique ou circulaire; pression sur une surface courbe, à l'intérieur d'un tuyau cylindrique ou d'une sphère. Principe d'Archimède. Hydrodynamique. Théorème de Bernoulli, régime permanent, représentation graphique du théorème. — Transformation du théorème quand les frottements interviennent; cas où le théorème simplifié est applicable. — Des formules empiriques en hydraulique.....

7

CHAPITRE II

ORIFICES EN MINCE PAROI, AJUTAGES, DÉVERSOIRS

Définition des trois espèces d'orifices: 1° Orifices en mince paroi, théorème de Torricelli, contraction de la veine, calcul du débit, expériences sur la contraction; formules du débit des vannes; calcul du temps qu'un vase plein d'eau met à se vider; 2° Ajutages: ajutage parfaitement évasé, ajutage rentrant de Borda, orifices parfaitement évasés, orifices suivis d'un coursier; vannes de fond, coefficient de dépense dans les divers cas, expériences de Bazin, tables pratiques; ajutage cylindrique, perte de charge due à une augmentation brusque de section, application à l'ajutage cylindrique; réservoirs communicants; 3° Déversoirs: déversoir en mince paroi, formules et tables pratiques, expériences de Bazin anciennes et nouvelles avec les formules qui en résultent; déversoirs suivis d'un coursier, déversoir triangulaire.....

34

CHAPITRE III

ÉCOULEMENT DANS LES CANAUX

Résistances au mouvement de l'eau dans les canaux. — Formule de Prony, d'Eytelwein, de Saint-Venant, des ingénieurs italiens. — Expériences et formules de Darcy et Bazin, influence de la nature de la paroi, de la pente, de la forme de la section; formules pratiques et tables numériques de Bazin pour les parois de diverses natures; répartition des vitesses dans la section, rapport de la vitesse moyenne à la vitesse maxima. — Formule de Kutter et Ganguillet. — Comparaison des diverses formules entre elles. — Problèmes relatifs au mouvement uniforme dans les canaux, vitesses de fond qui attaquent les divers terrains; application des formules à diverses sections; simplification dans le cas d'un lit très large. — Calcul du débit pour une section en demi-cercle ou en demi-ellipse. — Section pour laquelle la vitesse est constante, quelle que soit la hauteur. — De la meilleure section trapèze pour un débit donné. — Canal à section circulaire complète, hauteur d'eau donnant le maximum de débit, le maximum de vitesse. Canal à section ovoïde; maximum du débit, maximum de la vitesse moyenne. — Application de la méthode graphique à ces calculs.....

73

CHAPITRE IV

MOUVEMENT DE L'EAU DANS LES TUYAUX

Répartition des vitesses dans la section transversale d'un tuyau. — Lois et formules expérimentales de l'écoulement; résistance proportionnelle à la longueur, indépendante de la pression, dépendant de la nature des parois et de la vitesse. — Formule fondamentale, formule monôme, formule de Darcy avec la table des coefficients de résistance. — Formules diverses: Weisbach, Flamant, Kutter et Ganguillet: comparaison de ces formules, du choix à faire entre elles. — Relations entre v , f , g et u ; résolution des six problèmes possibles; calcul d'une conduite faisant communiquer deux réservoirs; procédé de calcul pour éviter les tâtonnements; construction de la ligne de charge. — Description des expériences de Darcy; tuyaux à diamètre ou à débit variable, équation du mouvement varié; conduites simples à diamètre variable et à débit constant; conduites équivalentes, avantages de la réunion de plusieurs conduites en une seule, prix de revient des conduites; — conduites simples à diamètre constant et à débit variable; conduite avec service de route uniforme, à service d'extrémité, à service mixte; conduite à diamètre et à débit variables; calcul des conduites complexes et d'un réseau, système donnant la dépense minima. — Calcul d'un réseau de distribution dans la pratique; observations diverses à ce sujet; réseau palmé, réseau maillé. — Représentation graphique d'un réseau sur un plan. — Conduites complexes avec réservoirs; réservoirs destinés à augmenter le débit momentanément des conduites, orifice alimenté par deux réservoirs; conduite avec service de route alimentée par deux réservoirs. — Influence prépondérante du diamètre des conduites. — Des orifices qui terminent les conduites. — Influence du profil en long d'une conduite sur son débit; influence de la pente sur les pressions intérieures, lignes de charge, influence exercée par l'air confiné; résumé de la question et conclusion sur le profil en long. — Résumé des observations principales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux. — Du siphon, dégagement de l'air dans le siphon, siphon renversé en conduite forcée, écoulement intermittent. — Jets d'eau, hauteur du jet, forme du bec. — Pertes de charge produites par les changements de diamètre, le passage dans les robinets et les vannes, les branchements, les coudes et la force centrifuge. — Pression exercée par l'eau sur un obstacle placé dans un tuyau, perte de charge qui en résulte. — De la compressibilité de l'eau, coefficient. — Vitesse de propagation du mouvement dans l'eau.....

119

CHAPITRE V

JAUGEAGE DES EAUX. — COMPTEURS

Du jaugeage des eaux en mouvement : 1° procédés généraux de jaugeage des eaux courantes, par mesure directe, par déversoir ou par vanne, par la recherche des vitesses, appareils divers pour la mesure des vitesses, moulinet de Woltmann, tube de Pitot; 2° compteurs, leur application au jaugeage et à l'enregistrement du débit des sources. — A. Compteurs de volume, arrêté du 15 octobre 1880 pour la Ville de Paris, essais des compteurs; compteur Frost-Tavenet, Kennedy ou Kern, Frager, Bonna, Schmid, Kent, Samain, Deplechin et Mathelin; compteurs à membranes; compteurs rotatifs à piston, Crown meter. — B. Compteurs de vitesse; turbine universelle, compteur Berhaut, Siemens, Tylor, Leopolder, Everett; compteur Thomson avec lanterne filtrante. — Observations générales sur les compteurs. — C. Appareils jaugeurs; robinets enregistreurs, robinets de jauge, jauge piézométrique Chamero; partiteurs et modules, module de Jean de Ribera..... 215

CHAPITRE VI

ÉTUDE PHYSIQUE, CHIMIQUE ET BACTÉRIOLOGIQUE DES EAUX ET PROCÉDÉS D'ANALYSE

Composition chimique de l'eau pure. Des trois états de l'eau : 1° glace, pressions dues à la congélation de l'eau; 2° eau liquide: densité et volume aux diverses températures; cohésion de l'eau; pouvoir adhérent; capillarité; solubilité des corps solides; solubilité des gaz; valeurs des coefficients de solubilité; chaleur spécifique de l'eau; 3° eau gazeuse: chaleur latente; évaporation; tableau des forces élastiques de la vapeur d'eau; état hygrométrique de l'air; poids de vapeur d'eau contenu dans l'air. — Analyse des eaux: 1° hydrotimétrie: principe de l'essai hydrotimétrique; liqueurs hydrotimétriques; déterminations successives; comparaison avec l'analyse chimique; classification des eaux d'après leur degré hydrotimétrique; degré hydrotimétrique de quelques eaux; degrés hydrotimétriques anglais et allemand; variation du degré hydrotimétrique des eaux; conclusion sur l'essai hydrotimétrique; 2° analyse chimique: dosage des gaz; détermination de l'acide carbonique combiné; dosage de l'acide sulfurique; dosage de l'acide phosphorique; dosage du chlore; dosage de la matière organique; résidu ou extrait sec; dosage de l'azote combiné; dosage de la silice et des bases; recherche des sulfures; recherché du plomb; variations de l'oxygène en dissolution dans l'eau; composition chimique des diverses eaux: eau de pluie, eau de rivière, eau de source, eau de puits; 3° examen bactériologique des eaux: des bactéries; méthodes d'examen bactériologique; nombre de bactéries existant dans les eaux de Paris; eaux de sources, eaux de rivières, eaux de puits; remarque sur le nombre de bactéries contenues dans un centimètre cube d'eau; relation entre la qualité de l'eau et les organismes qu'elle renferme. — Qualités d'une eau potable; leur définition; difficulté du problème; caractères des eaux potables; limites entre lesquelles doivent se maintenir les éléments d'une eau potable. — Examen des projets de distribution d'eau au point de vue de la valeur des eaux; établissements dans lesquels s'effectue l'analyse des eaux; rôle du comité consultatif d'hygiène publique de France; questionnaires à joindre aux projets d'aménée d'eau potable; instructions sur le puisement pour l'analyse des échantillons d'eau destinés à l'alimentation publique; de l'envoi des échantillons au laboratoire du comité d'hygiène..... 253

CHAPITRE VII

FILTRAGE ET ÉPURATION DES EAUX

Classification des eaux louches. — Du filtrage ; action des filtres. — Grands filtres pour distributions d'eau. — Quantité de matières en suspension dans l'eau des rivières. — Calcul de la vitesse d'envasement du sable. — Clarification par le repos. — Premiers filtres en sable et gravier : filtre de Southwark ; filtre de Thomas Ditton ; établissement d'York ; établissement de Hull ; filtres de Glasgow ; filtres de Paisley (Écosse) ; anciens bassins de filtration de Marseille, remplacés aujourd'hui par le bassin de décantation de Saint-Christophe ; filtres de Zurich ; bassins couverts de décantation et de filtrage de Francfort-sur-le-Mein et de Varsovie ; filtration des eaux de Londres ; filtres de Magdebourg ; filtres de Berlin ; instruction pour la manœuvre des filtres du lac Müggel. — Enquête sur les grands filtres à sable (municipalité de Bruxelles). — Comparaison des bassins voûtés avec les bassins à ciel ouvert. — Prix des filtres. — Le filtrage au sable et les bactéries ; conclusion sur les grands filtres à sable. — Essai préalable de la filtration. — Filtres au charbon. — Filtres à grand débit : filtre de Dunkerque ; sable comprimé entre deux plaques de fonte ; filtres à couches de sable verticales ; filtrage par béton poreux ; filtre Maignen (toile d'amiante) ; filtre Breyer ; filtres en usage dans l'économie domestique ; filtre en grès ; filtres ordinaires avec sable de rivière, charbon ou éponges ; filtres Fonvielle ; filtres en laine ; filtres divers ; filtre Bourgoise ; filtre Burcq ; filtre Chamberland (Pasteur). — Double filtrage. — Conclusion sur les filtres domestiques. — Procédés mixtes de purification, par actions mécaniques, physiques ou chimiques combinées : procédé Anderson ; usine de Boulogne-sur-Seine ; frais de premier établissement ; conditions d'exploitation ; coefficient d'épuration du procédé Anderson ; usine de Choisy-le-Roi ; procédé Hovatson ; purification par l'ozone ; purification par la lumière ; purification par traitement chimique, par l'électricité ; stérilisation par l'iode. — Traitement des eaux dures. — Poudre anticalcaire Maignen. — Purification de l'eau consommée par la gare de Creil. — Eaux donnant des dépôts rougêâtres ; purification. — Emploi de l'eau de mer ; avantages qu'elle peut présenter pour les services publics. — Concours ouvert à Paris, en 1894, pour l'épuration et la stérilisation des eaux de rivière ; avis de la Commission.....

305

CHAPITRE VIII

EAUX SUPERFICIELLES

A. citernes. — Détermination de la capacité d'une citerne. — Construction des citernes. — Citernes-filtres de Venise. — Observations résumées sur les citernes. — B. Prises d'eau en rivière. — Petites prises d'eau en rivière. — Prise d'eau dans la Seine à Paris, type de l'usine d'Ivry. — Prise d'eau en Seine par siphonnement, type de l'usine de Javel à Paris. — Distribution d'eau de Vichy, prise d'eau directe dans l'Allier. — Moyen d'éviter le mélange des eaux courantes au confluent de deux cours d'eau. — C. Eaux des lacs ou des étangs, naturels ou artificiels. — Des lacs au point de vue de l'alimentation en eau potable. — Eau de Glasgow, réservoir de captation, lac Katrin. — Prise d'eau de Chicago dans le lac Michigan. — Des étangs et des mares. — Lacs et étangs artificiels. — Quantité d'eau qu'on peut recueillir sur un bassin donné. — Construction des digues : digues en terre ; digues en maçonnerie ; observations sur le calcul de ces digues ; densité de la maçonnerie ; charge limite à imposer au sol et aux maçonneries ; hauteur maxima d'un mur soumis à l'action seule de son poids ; profil d'égale résistance d'un mur soumis à la pression de l'eau sur une de ses faces ; hauteur maxima d'un mur à parements verticaux soumis à la poussée de l'eau ; profil d'un mur de réservoir de hauteur quelconque ; résistance au glissement ; de la pression maxima en considérant une assise

inclinée; murs sur plan circulaire. Exemples divers de murs de réservoir : barrage du Furens; barrage du Ban; barrage du Ternay; barrage de Bouzey; barrage de la Mouche; observations sur quelques barrages à l'étranger; barrage de la Gileppe; barrage d'Asfeld; observations générales sur les barrages en maçonnerie; observations sur les barrages mixtes.....

378

CHAPITRE IX

SOURCES

Étude des pluies : pluies du bassin de la Seine, pluies aux divers points de la France, hauteurs de pluie tombées en 1892, pluies d'Europe; valeur des grandes pluies d'orage. — Évaporation : à la surface des eaux, à la surface du sol, rapport avec l'infiltration. — De l'origine des sources : distinction entre les terrains imperméables et les terrains perméables; classification des sources : 1° sources des terrains imperméables; 2° sources des terrains perméables; 3° niveaux d'eau; 4° sources dues à des lithoclasses; température des sources; distinction entre les sources des terrains arénacés et celles des terrains calcaires, fausses sources. — Chercheurs de sources anciens et modernes; méthode de l'abbé Paramelle; conclusion. — Fontaines intermittentes ou intercalaires. — Sources sur le rivage de la mer. — Description de quelques sources : sources principales du bassin de Paris, Dhuis, Somme-Soude, Vanne, bime de Cérilly; nappe d'eau et sources du calcaire de Beauce, étude d'une rivière asséchée, sources de Haguenau, de Munich, d'Oxford, de la Haute-Marne, du massif central, de Fontanat, de Royat, des environs de Metz, de Sassenage, de la Mitidja, etc. — Sources dues à des dérivations souterraines de rivières, cavernes : perte du Rhône, pertes des causses, betoires et avens, source du Lez, source du Loiret, pertes de l'Iton, de la Rille, cascates de Tivoli; fontaine de Vaucluse; grottes de Rochefort et de Han. — Sources artificielles; galeries de captation dans les nappes souterraines, drainages; idée de Bernard Palissy; procédé de Béliador; eaux de Gray, de Haguenau; alimentation par drainage dans les sables en Angleterre; captation de l'eau des dunes de Hollande; distribution d'eau de la ville de Liège, galeries souterraines, mécanisme des serrements. — Reconnaissance des nappes souterraines, nivellement des puits. — Les eaux de Bruxelles, vallée du Hain; serrements : eaux de la forêt de Soignes; projet d'un double service pour l'eau d'alimentation et pour l'eau d'usage ou d'industrie; projet de prise d'eau à la Meuse.....

427

CHAPITRE X

EAUX SOUTERRAINES, PUIITS, GALERIES, FORAGES

I. Théorie des puits et des galeries filtrantes. Lois de l'écoulement de l'eau à travers le sable et les terrains perméables; calcul du vide existant dans un terrain, mouvement de l'eau dans une assise perméable, loi de Poiseuille; calcul d'un filtre ou d'une galerie filtrante, superposée à une assise imperméable horizontale, temps que met le liquide à traverser le filtre. Calcul d'un puits pénétrant jusqu'à une assise imperméable; galerie ou puits ne descendant pas jusqu'à l'assise imperméable; les puits sont préférables aux galeries, expériences de M. Thévenet sur les puits filtrants; distinction entre le puits à alimentation latérale et le puits à alimentation de fond; formules de M. Fossa Mancini, de M. Forcheimer; expériences sur puits et galeries filtrantes, à Lyon. Provenance des eaux recueillies dans les galeries filtrantes. Puits artésiens, théorie et calcul, augmentation du débit à l'aide d'une aspiration par le vide. — II. Des puits et forages; insalubrité des puits des villes: puits ordinaires de faible profondeur; puits des Landes; puits de Beauvais, de la vallée de la Seine;

nappe des puits de diverses villes ; nappe des dunes ; puits ordinaires de grande profondeur. Observations sur quelques puits artésiens : puits de Paris, puits de Grenelle, de Passy, de la Butte-aux-Cailles ; puits de Tours, de Rochefort, de la vallée du Thérain ; eaux brunes, eaux salées de certains puits artésiens. Exécution des puits et forages, puits ordinaires, puits instantanés ; des forages, procédés divers, choix du diamètre. Forages-filtres dans les sables, forages de Mannheim, de Hollande ; composition des tuyaux à enfouir dans le sol ; forage Lippmann, puits de Rambouillet ; puits filtrant à Nantes, à Budapest, à Francfort-sur-le-Mein, à Colmar, à Hanôï. — III. Galeries filtrantes. Eaux de Toulouse, filtres de d'Aubuisson, puits récents.....

503

CHAPITRE XI

POMPES ET APPAREILS ÉLÉVATOIRES

Pompes et appareils élévatoires. — *A.* Pompes ordinaires ou à mouvement alternatif :

1. Pompe aspirante ; 2. Pompe foulante ; 3. Pompe aspirante et foulante. Rendement d'une pompe en travail ou en volume ; amorçage d'une pompe, espace nuisible, son influence ; influence de la course du piston : limite de la hauteur d'aspiration ; limitation de la vitesse du piston ; variations du travail mécanique d'une pompe, moyen de les atténuer par l'accouplement de deux ou de trois corps de pompe ; accouplement pour pompes à simple effet ; régularisation du mouvement par les réservoirs d'air ; variations de l'accélération et de la force vive d'une masse liquide mue par un piston actionné par bielle et manivelle ; effet spécial de ces variations lorsque le moteur est une roue hydraulique ; indication du calcul d'une pompe ou d'un système de pompes. Prix de revient de la machinerie, comparaison avec la dépense de la conduite de refoulement ; aperçu du calcul des éléments de la pompe. Organes des pompes ; pistons et soupapes : 1° pistons ; pistons plongeurs ; piston Girard ; piston différentiel ; 2° soupapes et clapets ; 3° crépines et clapets de pied. — *B.* Pompes rotatives. — *C.* Pompes centrifuges. — *D.* Appareils divers, moteurs renversés, norias. — *E.* Appareils utilisant la force vive de l'eau : bélier hydraulique ; premier appareil de Montgolfier ; observations sur le calcul théorique du bélier ; bélier Montgolfier ; bélier Bollée ; béliers divers ; béliers Durozoi ; bélier Decœur ; observations sur le bélier Decœur ; bélier aspirateur ou bélier d'épuisement ; machine élévatoire de M. de Caligny. — *F.* Appareils utilisant la force vive d'un jet fluide, injecteurs, éjecteurs. — *G.* Pulsomètres et pulsateurs. — Description de quelques types de pompes ; pompe à double effet, dite pompe castraise ; pompe Girard ; pompe à courant continu ; pompe Letestu pour aspiration dans des forages ; pompes Dubuc, à piston différentiel ; pompe Worthington ; pompe Jandin ; Pompe à simple effet, à plongeur. — Observations sur l'installation des machines.....

571

CHAPITRE XII

MOTEURS A VENT

Moteurs à vent. — Observations anémométriques ; vents à Paris ; observatoire de Montsouris ; fréquence et vitesse du vent en 1892, à Paris-Montsouris, à 20 mètres au-dessus du sol ; intensité des vents en divers points de la France ; direction du vent sur l'horizontale. — Pression exercée par le vent. — Travail mécanique exercé par le vent. — Influence de la température et de l'altitude sur le travail mécanique. Pression sur des surfaces courbes ; pression sur une surface plane inclinée ; pression sur un cylindre convexe ; pression sur une sphère convexe ; pression sur un cylindre ou sur une sphère concave. — Anciens moulins à vent ; calcul de la puis-

sance des moteurs aériens. — Observations sur les anciens moulins à ailes. — Moulin sur tour fixe. — Régulateurs du mouvement. — Grands moulins de la Hollande. — Moteurs modernes. — Moulins à axe vertical. — Moteurs à axe horizontal; moteur Halladay ou Schabaver; moteurs similaires. — Moteur Corcoran ou Beaume, l'Éclipse; moteurs similaires. — Moteurs à grandes ailes. — Moteur à vent arrière. — Automoteur aërifère Durozoi. — Moteurs à réaction, turbines atmosphériques. — Éolienne Bollée. — Observations sur les calculs de résistance et de rendement des moteurs à vent. — Conclusions sur les moteurs à vent. — Résultat du concours organisé en Hollande pour la transformation du travail des moulins à vent en électricité	630
---	-----



NOTE DE L'AUTEUR

AU SUJET DES APPAREILS ET PROCÉDÉS CITÉS DANS L'OUVRAGE ET AU SUJET DES ANNONCES

Nous avons eu à citer dans notre ouvrage un assez grand nombre d'appareils et de procédés, que nous avons appréciés en toute sincérité, mais il est clair qu'en pareille matière les avis de l'auteur lui sont personnels et ne constituent pas un jugement. D'autre part, il peut exister des appareils et des procédés d'une certaine valeur, que nous n'avons point cités, soit qu'ils ne soient pas venus à notre connaissance, soit qu'ils nous aient paru sortir du cadre de l'ouvrage ; l'omission en pareil cas n'enlève rien de leur valeur aux appareils en question.

Annonces. — L'éditeur nous ayant demandé d'annexer des feuilles d'annonces à notre ouvrage, suivant l'habitude admise dans les périodiques et dans les livres étrangers, notre première idée avait été de n'y pas consentir. Mais, à la réflexion, il nous a semblé que ce système était utile au lecteur puisqu'il pouvait lui éviter des recherches et lui donner des renseignements immédiats. Nous avons donc laissé faire ; mais il est bien entendu que les annonces conservent leur caractère distinct et que nous restons absolument étranger à cette publication.

A. DEBAUVE.

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-357221

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300277