V^eme CONGRÈS INTERNATIONAL DE NAVIGATION INTÉRIEURE
PARIS 1892

4me QUESTION

CONSIDÉRATIONS

SUR LES

GRANDS BARRAGES EN MAÇONNERIE

COMMUNICATION

Faite à la 1re Section

PAR

M. PELLETREAU
Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées à Constantine

PARIS
IMPRIMERIE GÉNÉRALE LAHURE
9, RUE DE FLEURUS, 9
—
1892

CONSIDÉRATIONS

SUR LES

GRANDS BARRAGES EN MAÇONNERIE

COMMUNICATION

faite à la 1re section

PAR

M. PELLETREAU

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées à Constantine.

I. — RÉFLEXIONS GÉNÉRALES SUR LA RÉSISTANCE DES OUVRAGES

Conditions dans lesquelles sont calculés les ouvrages.

Dans toutes les constructions qu'un ingénieur peut avoir à édifier, il se trouve en présence de deux considérations qui le sollicitent en sens opposé : la dépense et la sécurité.

Si on savait exactement ce que c'est que la sécurité, la question serait relativement facile à résoudre. En tout cas, le problème serait nettement défini.

Malheureusement, personne, je crois, ne peut dire dans quelles conditions de *sécurité absolue* se trouve un ouvrage projeté. L'état de la science permet seulement d'apprécier, jusqu'à un certain point, *la sécurité relative*.

On ignore, en effet, presque complètement les lois qui président à la répartition et à la transmission des efforts dans les massifs en maçonnerie, et, pourtant, on remplace conventionnellement des forces élémentaires par des résultantes, sans être sûr que cette substitution soit licite. Puis, à ces résultantes fictives, on applique des formules dont l'usage s'est répandu, et on obtient ce qu'on est convenu d'appeler « les pressions et tensions maxima ». Ces formules usuelles reposent sur une série d'hypothèses primordiales, qui sont contestées; on n'est pas non plus d'accord sur la manière de traduire en formule ces hypothèses supposées admises; des accidents célèbres ont montré que les formules ordinaires sont notoirement inexactes, au moins dans certains cas. Cependant on les emploie, pour arriver à un résultat qu'on ne sait pas interpréter dans son sens nécessaire.

C'est bien quelque chose, en effet, d'avoir les efforts maxima, — en admettant qu'on les ait réellement; — mais, pour qu'on puisse en déduire un ouvrage avec une complète assurance, il faudrait qu'on connaisse la liaison précise qui existe entre ces effets maxima et le danger qui menace l'ouvrage.

Ce mot de « danger » est naturellement pris, ici, dans son sens le plus large. Quand il sera appliqué à un ouvrage quelconque, cela ne voudra pas dire que cet ouvrage se trouve dans une situation inquiétante. Toute construction est soumise à des forces qui tendent à la détruire, et qui constituent un danger plus ou moins grand, auquel des dispositions prévues doivent faire face dans une mesure suffisante.

Or, s'il est évident que les efforts maxima, calculés par les formules, en des points déterminés, ont une relation intime avec le danger, il n'est pas évident du tout que ces efforts maxima soient proportionnels au danger. Si un corps supporte des compressions calculées, variant de 0 à N par mètre carré de surface, on ne voit pas bien s'il est plus ou moins en danger qu'un corps identique, dans lequel les compressions calculées varieraient depuis N_1 jusqu'à N_2, quand bien même N_2 serait largement inférieur à N. Si, dans l'un des deux cas, on suppose qu'il existe des tensions, l'indécision est encore plus grande. Dans un même corps on peut avoir en un point une compression maximum N, et dans un autre point une tension maximum N', N étant plus grand que N'; N est-il une mesure suffisante du danger, ou bien ce danger est-il une fonction de N et de N'? Enfin, les efforts maxima, calculés pour une forme déterminée, vont-ils se maintenir quand la construction sera édifiée, et n'est-il pas certain, au contraire, qu'ils déformeront l'ouvrage en y produisant une répartition nouvelle que l'on ne connaît pas *a priori?*

Aussi, quand on étudie un ouvrage, après s'être rendu compte des efforts limites que peuvent supporter, sans être détruits, les matériaux dont cet ouvrage doit être composé, on s'arrange pour que les *efforts calculés* ne dépassent pas $\frac{1}{n}$ de ces efforts limites.

Ce rapport $\frac{1}{n}$ est un véritable coefficient empirique. Chaque ingénieur le prend au sentiment, et, dans la pratique, même pour les ouvrages similaires, on le voit varier dans des proportions considérables.

Il est la traduction de toutes les incertitudes, et chaque constructeur montre, dans le choix qu'il en fait, sa plus ou moins grande audace, sa confiance plus ou moins grande dans les formules conventionnelles.

Mais, si variable que soit n, il est toujours très grand, de sorte que le coefficient empirique masque les formules à un tel point qu'elles pourraient être entièrement fausses, sans que leur inexactitude apparaisse dans la plupart des cas.

En réalité, on ne calcule donc pas les ouvrages. On fait simplement des comparaisons, et on se considère comme rassuré quand les conditions réalisées sont égales à celles qu'on constate dans les ouvrages similaires qui ont bien résisté.

Les théories doivent se produire néanmoins, car elles fournissent des indications d'une incontestable utilité; mais personne ne songe à leur demander plus qu'elles ne peuvent donner, et, en somme, quand un ingénieur en arrive à fixer les dimensions exactes d'un ouvrage, il a souvent besoin d'être couvert moralement par des faits d'expérience notoirement acquis.

Certes, quand il s'agit d'un petit ouvrage, comme on en rencontre à chaque instant, il ne faut pas beaucoup d'audace pour en arrêter les dispositions. Il n'en est plus ainsi quand l'ouvrage est important, surtout si les ouvrages du même genre ne sont pas nombreux. Si, en outre, des ouvrages similaires ont subi des accidents retentissants; si la ruine éventuelle de la construction peut entraîner les conséquences les plus graves, un ingénieur se trouve dans une situation vraiment délicate. Il ne faut donc pas lui en vouloir s'il cède à un sentiment bien naturel, et s'il a une tendance à exagérer la sécurité.

Parmi les ouvrages auxquels il est fait allusion ici, les grands barrages tiennent incontestablement le premier rang.

Des catastrophes se sont produites; l'opinion publique s'en est émue; parmi les ingénieurs eux-mêmes, il s'est trouvé des individualités pour condamner définitivement les murs de retenue en maçonnerie, et beaucoup de ceux qui ne partagent pas cette opinion excessive n'aborderaient pas cependant des ouvrages de cette nature sans une défiance justifiée. Si donc un Congrès, comme celui-ci, émettait un avis concerté sur la question, il rendrait un grand service aux ingénieurs qui peuvent avoir des barrages à construire.

C'est précisément mon cas, car nous avons présenté dernièrement un projet pour l'édification d'un grand barrage, à 1 kilomètre seulement en amont d'un village important. D'autres barrages sont également en vue dans la province de Constantine. On comprend donc facilement l'intérêt que présentera, pour mes ingénieurs et pour moi, la discussion de la quatrième question posée au programme des travaux du Congrès.

Les causes qui peuvent amener un accident sont très multiples; mais elles ne sont pas toutes susceptibles d'une discussion précise. La fondation, les appuis latéraux, la nature et la qualité des matériaux, l'exécution des maçonneries, tout cela joue un rôle absolument important; mais que peut-on dire de général à ce sujet, si ce n'est qu'un grand barrage comporte nécessairement une fondation inébranlable, des encastrements latéraux très solides, de bons matériaux, et une surveillance rigoureuse pendant l'exécution.

On peut, au contraire, discuter facilement deux points précis, à savoir :

La forme à donner à la section;

La limite à laquelle on peut faire travailler les matériaux.

C'est donc sur ces deux points que je désire appeler principalement l'attention du Congrès.

Dans un mémoire, qui a paru aux *Annales des Ponts et Chaussées*, j'ai essayé d'étudier partiellement la répartition des efforts dans un massif en maçonnerie. Ce n'est point ici le lieu de reprendre ce sujet; mais, pour faire apprécier les motifs qui nous ont guidé dans le choix de notre dernier profil de barrage, il est nécessaire de rappeler sommairement les conclusions d'ensemble que j'ai cru pouvoir poser.

Formules fondamentales. — Accident du Sig.

Les formules fondamentales de la résistance des matériaux admettent implicitement trois hypothèses primordiales :

— Proportionnalité des efforts aux déformations produites par ces efforts;

— Égalité du coefficient de résistance à la compression et du coefficient de résistance à l'extension;

— Non-déformation des sections planes.

La première paraît assez exacte tant qu'on se tient suffisamment éloigné de la période confuse qui précède la rupture; mais la seconde et la troisième sont, sans doute, bien loin de la vérité.

On connaît les anomalies singulières auxquelles conduit l'hypothèse de la non-déformation des sections planes. Quant à l'inégalité des deux coefficients, elle semble démontrée, non seulement par les expériences directes, mais encore par certains accidents, parmi lesquels on peut citer celui du barrage inférieur du Sig.

Le barrage supérieur s'étant rompu, le barrage inférieur s'est rempli; puis il a été surmonté, et il a fini par se rompre lui-même dans le plan de la base, au moment où le plan d'eau amont était arrivé à 5 m. 40 au-dessus du couronnement du mur. Dans ces conditions, on trouve que la résultante passait à 0 m. 96 en dehors de l'arête aval. Peut-être même allait-elle plus loin, car j'ai admis dans le calcul que la tranche d'eau qui se trouvait sur le mur au moment de la rupture exerçait une pression verticale égale à son poids, ce qui est sans doute exagéré.

Quoi qu'il en soit, il est bien évident que la formule

$$(1) \qquad \frac{P}{\Omega} \times \frac{4}{3(1-n)}$$

s'est trouvée, dans ce cas, complètement en défaut. Si elle avait été seulement à peu près vérifiée, la rupture aurait eu lieu bien avant que la résultante n'arrivât sur l'arête. A plus forte raison, elle n'aurait pas pu dépasser cette arête de près de 1 mètre. Il n'y a là, du reste, rien d'étonnant, puisque la formule a été établie en supposant une force agissant sur un prisme *posé sur un appui inébranlable, mais ne pouvant exercer aucune action attractive sur la base du prisme*, ce qui n'est pas le cas. L'ouvrage étant maçonné sur son appui, tant que les mortiers ont tenu, cet appui a exercé des actions attractives, et la formule (1) n'était pas applicable. Les tensions et les compressions qui se sont produites ne peuvent donc être calculées que par la formule

$$(2) \qquad \frac{P}{\Omega} \times (1 + 3n).$$

Or, il résulte de la formule (2) que, lorsque n tend vers la valeur 1, si les mortiers lâchent sur l'arête amont, ils lâchent successivement dans tout le joint. Il y a alors accumulation de pression sur l'arête aval, écrasement partiel, et renversement au moment même où la résultante totale sort du polygone d'appui.

Le fait que la résultante a dépassé de 0 m. 96 l'arête aval prouve donc, non seulement que la formule (1) ne peut pas servir dans ce cas, mais aussi que les mortiers n'ont lâché sur l'arête amont qu'au moment exact de l'accident, et que, dès lors, à ce moment, la formule (2) devrait donner les pressions et tensions maximum.

Dans l'espèce, on trouve :

Pour la pression maximum. . . . . 14 kilogr. 25 par c. c.

Pour la tension maximum. . . . . 8 kilogr. 25 par c. c.

Si mauvais qu'aient pu être les matériaux, ils ne se sont pas écrasés sous la pression de 14 kilogr. 25 ; mais, si excellents que fussent les mortiers, ils n'ont pas résisté à une extension de 8 kilogr. 25.

Il y a donc une cause qui a mis en défaut la formule (2).

La rupture ayant eu lieu dans le plan de base, la déformation des sections planes n'a pas pu jouer un rôle important, et on est conduit à penser qu'il faut chercher l'explication de l'accident dans l'inégalité des deux coefficients de résistance.

Beaucoup d'ingénieurs pensent que le rapport K entre le coefficient de pression et le coefficient de tension est généralement compris entre 100 et 200. Si on prend les formules que j'ai établies pour le cas où les sections restant planes, les deux coefficients sont inégaux, et, si on les applique au barrage du Sig, on trouve :

VALEUR DE K.	PRESSION MAXIMUM.	TENSION MAXIMUM.
	kilog.	kilog.
1	14,25	8,25 p. c. c.
25	16,00	2,61 —
50	18,00	2,04 —
100	22,00	1,68 —
200	28,00	1,50 —

Avec aucune valeur de K, la rupture ne peut être expliquée par la compression; mais les tensions prennent des valeurs admissibles dès qu'on donne à K une valeur un peu élevée.

L'accident tend donc à prouver, comme il a été dit déjà, que les deux coefficients sont inégaux.

Quand on tient compte de cette inégalité, on arrive à des formules qui accusent des compressions plus fortes, et des tensions moins élevées que celles données par les formules ordinaires. On peut bien en conclure que les compressions sont plus dangereuses que ne l'indiquent les formules usuelles, mais on ne peut pas en conclure aussi que les tensions le sont moins. Du moment, en effet, qu'on admet l'inégalité des deux coefficients, on ne peut plus dire qu'une compression et une tension, toutes les deux égales à N, correspondent à des dangers égaux.

Le degré de sécurité d'un ouvrage consistant dans le rapport qui existe entre les efforts qu'il est censé supporter réellement et les efforts limites qui amèneraient sa destruction, il semble naturel d'admettre qu'une pression x et une tension y seront équivalentes au point de vue du danger, quand on aura

$$x = Ky. \tag{5}$$

Si on accepte cette définition des dangers égaux, on est conduit aux conséquences suivantes :

Quand la force est appliquée entre le centre de figure et le point $\frac{1}{3}$, il n'y a pas de tensions.

Quand la force est appliquée entre le point $\frac{1}{3}$ et le point $\frac{2}{3}$, il y a tensions; mais le danger à l'écrasement est encore le plus grand.

Quand la force est appliquée au delà du point $\frac{2}{3}$, le danger à l'extension devient immédiatement prépondérant, même pour des valeurs de K notoirement inférieures aux valeurs réelles.

Tant que le coefficient de résistance à l'extension ne sera pas mieux connu, il paraît donc au moins prudent de ne pas dépasser le point $\frac{2}{3}$.

Cette conclusion s'applique à un monolithe homogène; mais, dans un massif en maçonnerie composé de moellons et de mortiers, ce n'est plus la résistance à l'extension des matériaux eux-mêmes qui intervient directement : c'est la résistance des mortiers à la traction et l'adhérence des mortiers sur les moellons.

Les mortiers de ciment donnent de bons résultats et surtout des résultats très réguliers. Les mortiers de chaux hydraulique ont une résistance bien moins grande, surtout quand ils ont fait prise à l'air libre. En outre, et c'est un résultat inquiétant, quel que soit le soin qu'on apporte à la confection des mortiers, leur résistance présente souvent des écarts considérables qui sont difficiles à expliquer d'une manière positive, mais qui paraissent avoir leur cause principale dans les circonstances climatériques qu'on a supportées pendant la confection desdits mortiers.

Inutile, du reste, d'ajouter que la moindre malfaçon, ou même la moindre imperfection dans la fabrication suffit pour enlever aux mortiers toutes leurs qualités au point de vue de la résistance à la traction.

Si des mortiers on passe aux bétons, on constate des résistances notablement plus faibles, sans doute parce que l'adhérence des mortiers sur les pierres est moindre que la résistance du mortier lui-même, et on est porté à croire, dès lors, qu'il en est de même dans les maçonneries.

Étant donnée l'importance de la question, nous avons voulu nous rendre compte à peu près de la résistance à la tension d'une bonne maçonnerie ordinaire. Nous avons construit, dans ce but, une poutre droite en maçonnerie avec les pierres qui doivent servir au barrage de l'Oued-Atménia et avec un excellent mortier de chaux du Teil, à 400 kilogrammes. Toutes les précautions ont été précises pour bien lier les moellons, et l'exécution avait été faite dans des conditions de perfection qu'on réaliserait difficilement en grand. Au bout de 7 mois, on a décintré la poutre et la rupture s'est produite immédiatement. Or, quand on calcule, *par les formules ordinaires*, la tension maximum qui s'est produite, on trouve 2 kilogrammes seulement par centimètre carré. Pour tenir compte de l'inégalité des deux coefficients, il faudrait multiplier cette tension par :

$$\frac{1+\sqrt{K}}{2\times\sqrt{K}}.$$

Pour $K = 25$, on aurait une tension de $1^{kg},2$.
Pour $K = 100$, — — $1^{kg},1$.

Les considérations théoriques qui viennent d'être sommairement développées, se trouvant confirmées par l'expérience [1], il nous paraît incontestable qu'on doit s'efforcer, dans un profil de barrage, de supprimer les tensions d'une manière aussi complète que possible. En tout cas, je n'accepterais pas volontiers la responsabilité d'un ouvrage qui ne satisferait pas à cette condition.

Mais, si les mortiers résistent mal à la tension, ils résistent, au contraire, très bien à la compression. Dans les expériences faites sur des cubes de mortier, on trouve déjà des chiffres très supérieurs aux efforts auxquels on soumet ordinairement les maçonneries; mais quand on se place dans les conditions où le mortier doit travailler pratiquement, c'est-à-dire si on agit sur un joint, on constate des résultats absolument rassurants.

1. Quand on a décintré la poutre, on comptait sur une plus grande résistance, et on n'a pas conservé de points d'appuis intermédiaires. La rupture a été si brusque qu'on peut considérer les chiffres précédemment donnés comme supérieurs à la vérité. Nous en avons construit trois autres, une en maçonnerie, une en béton et une en mortier, qui seront décintrés par sections, de manière à pouvoir reconnaître à quelles tensions correspondent les déformations dangereuses avant rupture.

Un joint de mortier de 0m.01 d'épaisseur, placé entre deux blocs de pierre tendre, résiste mieux que la pierre, à la condition d'avoir été fabriqué avec du sable dur, et, entre deux blocs de pierre dure, nous n'avons jamais eu moins de 200 kilogrammes par centimètre carré. La résistance croît, du reste, avec les dimensions des blocs d'essai.

Donc, si l'on doit craindre extrêmement les mortiers au point de vue des tensions, il n'y a pas à s'en préoccuper beaucoup au point de vue des pressions.

Ceci posé, venons à la section d'un grand barrage.

II. — PROFIL DES GRANDS BARRAGES ET EFFORTS MAXIMA

Pour abréger le langage, faisons quelques conventions :

La courbe que présentent tous les profils du côté d'aval sera désignée sous le nom de « courbe de résistance à l'eau ». Quand il y aura courbe du côté d'amont, à partir d'une certaine hauteur, on l'appellera « courbe de résistance au poids ».

Quand le réservoir est vide, les efforts qu'il supporte résultant de son poids seul, la courbe de pression correspondante sera « la courbe de pression au poids ». Quand le réservoir est complètement plein, la courbe de pression dépend à la fois du poids des maçonneries et de la poussée de l'eau ; mais on dira simplement « la courbe de pression à l'eau ».

Quand la courbe de pression à l'eau coupera le joint au tiers à partir du parement aval, on dira que le profil est « tiers à l'eau » ; si elle se rapproche du centre de figure, le profil sera « plus que tiers à l'eau » et « moins que tiers à l'eau » dans le cas contraire.

De même pour la courbe de pression au poids.

Conditions à remplir.

J'avais étudié autrefois, dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, la forme à donner aux courbes de résistance pour que la pression maximum fût la même, à toutes les hauteurs, sur les deux parements. L'équation différentielle n'étant pas intégrable sous forme finie, je l'ai intégrée en série, et la série s'est trouvée si rapidement convergente, qu'un petit nombre de termes suffiraient pour les plus grandes hauteurs.

On arrive ainsi à des profils d'égale résistance à la compression. Ils ont des propriétés assez nombreuses, mais ils n'offrent, en réalité, qu'un intérêt purement théorique.

Ils ne satisfont pas, en effet, à la condition de non-extension, et, en outre, il n'est pas possible, même théoriquement, d'admettre des efforts aussi grands au sommet qu'à la base du profil.

Si un réservoir était établi de manière qu'on puisse n'y introduire que l'eau nécessaire, on connaîtrait exactement le niveau statique du plan d'eau. Mais il en est rarement ainsi, et, pour mon compte, je n'ai jamais rencontré qu'un seul emplacement susceptible de satisfaire à cette condition. Ordinairement le réservoir est obligé de laisser passer toutes les crues de la rivière. Que le déversoir soit un ouvrage à part ou qu'il fasse partie du mur lui-même, on est alors obligé de déterminer le niveau auquel la crue maximum peut amener le plan d'eau. Ce n'est pas toujours facile, car il faut posséder une connaissance bien exacte du régime de la rivière, pour pouvoir chiffrer d'une manière certaine le débit de cette crue maximum. Si on n'a pas d'observations très anciennes et très multipliées, comme c'est le cas en Algérie, on est obligé *d'estimer* seulement le débit, et il y a là, dès lors, un aléa qu'on ne peut éviter[1].

D'un autre côté, dans les grandes retenues, il y a formation de vagues plus ou moins puissantes, qui relèvent momentanément le plan d'eau, et, quelle que soit la connaissance qu'on puisse avoir des vents régnants dans la contrée, il est à peu près impossible de fixer *a priori* la hauteur de ces vagues : d'où un nouvel élément d'incertitude dans la hauteur maximum possible du plan d'eau d'amont.

Si large qu'on ait été dans l'appréciation de cette hauteur maximum, rien ne prouve que les prévisions ne viendront pas un jour à être dépassées dans une certaine limite. Quand on se trouve à proximité d'un centre habité, cette perspective n'est pas très rassurante. On ne peut alors accepter une aussi lourde responsabilité qu'à la condition d'avoir prévu le profil dans des conditions telles que la situation ne deviendrait pas inquiétante, même s'il survenait une surélévation imprévue du plan d'eau aussi forte qu'on peut l'admettre sans tomber dans une exagération manifeste.

1. Pour le barrage projeté de l'Oued-Atmenia, sur le Rhumel, à 40 kilomètres de Constantine, le cas s'est présenté. Nous ne connaissions le régime de la rivière, en amont de l'emplacement choisi, que depuis six années. Une crue de 600 mètres cubes à la seconde avait été observée; mais, d'après les renseignements pris dans le pays, des crues plus importantes paraissaient s'être produites antérieurement. Pour fixer le couronnement de la partie insubmersible du mur de retenue, nous avons supposé que la crue serait de 700 mètres cubes; mais, dans le calcul du profil, nous avons admis que le plan d'eau pourrait s'élever jusqu'au couronnement de cette partie insubmersible, en effaçant la revanche prévue. Dans cette situation, en tenant compte du fonctionnement des déversoirs, et aussi de la dénivellation qui se produirait dans la retenue, on pourrait supporter, sans sortir des prévisions, une crue de 1 600 mètres cubes à la seconde, alors qu'à Constantine, sur la même rivière, avec un bassin 5 fois supérieur, on n'a pas observé, depuis trente ans, une crue de plus de 2 000 mètres cubes.

Cette prévision pourra donc paraître exagérée; mais, en Algérie, il ne faut pas établir un rapport intime entre les bassins d'une même rivière, en amont de certains points, et les crues possibles en ces mêmes points.

D'abord les crues sont toujours déterminées par des orages, et ces orages sont particulièrement à craindre, comme fréquence et comme intensité, dans la région des hauts plateaux. D'un autre côté les orages éclatent ordinairement dans une région très circonscrite, de telle sorte que les crues maxima d'une rivière, en un point du Tell, peuvent très bien provenir uniquement des crues d'un seul de ses affluents des hauts plateaux.

Or, une surélévation du plan d'eau, même importante, ne produit, si l'ouvrage est élevé, qu'une faible augmentation des efforts dans le plan de base, tandis que, au contraire, elle modifie complètement la situation de l'ouvrage à sa partie supérieure.

Il faut donc que les efforts *prévus* soient beaucoup plus faibles, dans cette partie supérieure, que dans le plan inférieur, et on peut alors formuler comme il suit les deux conditions que le profil doit remplir :

1° Suppression aussi complète que possible des extensions;

2° Diminution notable des efforts prévus depuis le plan de base jusqu'à la partie supérieure.

Il est clair qu'on ne peut pas éviter complètement les extensions.

Sans parler, en effet, des extensions locales qui se produisent forcément en certains points d'un massif en maçonnerie ordinaire, par suite des positions particulières des matériaux les uns par rapport aux autres, sans parler, dis-je, des extensions locales, le barrage, une fois en eau, se déformera certainement, et il en résultera deux efforts de sens contraire : le centre de gravité des maçonneries sera reporté vers l'aval; mais, d'autre part, la force horizontale ne sera plus qu'une composante de la poussée de l'eau, et il s'introduira une composante verticale qui s'ajoutera au poids des maçonneries pour ramener vers l'amont la résultante totale.

Il est bien difficile d'exprimer exactement le résultat de ces deux effets combinés; mais, le profil travaillant comme un solide encastré, on ne peut guère admettre qu'on échappera complètement à la tension sur l'arête amont.

Même si le profil était indéformable, il y aurait encore tension dans le cas où le plan d'eau viendrait à dépasser la hauteur prévue.

Tout ce qu'on peut faire, c'est de tracer le profil de manière que sa forme primitive ne donne pas naissance à des extensions dans les conditions de fonctionnement normal. Mais, précisément parce qu'on doit s'attendre à des tensions forcées, il convient de satisfaire aussi bien que possible à la condition qui vient d'être énoncée.

Profil théorique.

Soit donc (fig. 1) un profil triangulaire dont le sommet S est placé au niveau du plan d'eau maximum.

Il sera toujours tiers au poids, et il sera aussi tiers à l'eau, c'est-à-dire *sans extension* ni au poids ni à l'eau, si le parement d'aval fait avec la verticale un angle α tel que

$$\operatorname{tang} \alpha = \sqrt{\frac{1}{D}},$$

D étant la densité des maçonneries.

Du moment que le profil est toujours tiers, *on n'a pas à se préoccuper* *de la valeur de* K, qui n'intervient pas, et la pression maximum N, sur l'arête aval comme sur l'arête amont, sera toujours double de la pression moyenne, c'est-à-dire que

(4) $$N = H \times D,$$

H étant la profondeur de la section considérée.

Le profil satisfait donc aussi largement que possible à la condition de décroissance des efforts, depuis la base jusqu'au sommet de l'ouvrage.

Ce qui précède suppose, à la vérité, que la rupture tendrait à se faire dans des plans horizontaux, et *a priori* il n'y a aucune raison pour cela, dans une maçonnerie qui n'est pas assisée. Il convient donc de vérifier le sens et la grandeur des efforts dans une section oblique quelconque.

Sections obliques.

Soit MN une semblable section définie par l'angle ω qu'elle fait avec la verticale, et par la distance l du point M au sommet S.

Si on suppose le barrage vide, le profil sera encore un tiers au poids.

Supposons-le plein.

$$GK = \frac{\overline{SC}}{3} = \frac{l \cos \alpha}{3}$$

$$\overline{KL} = \overline{GK} \times \frac{\sin \varphi}{\sin (\varphi + \omega)} = \frac{l \times \sin \varphi \times \cos \alpha}{3 \times \sin (\varphi + \omega)}$$

d'autre part :

$$\overline{MN} = l \times \frac{\sin \alpha}{\sin \omega}.$$

Pour qu'il n'y ait pas extension, il faut que $\overline{KL}$ soit plus petit que le tiers de $\overline{MN}$, ce qui donne la condition :

$$\frac{\sin \varphi \cos \alpha}{\sin (\varphi + \omega)} < \frac{\sin \alpha}{\sin \omega}$$

ou

(5) $$\operatorname{cotg} \alpha < \operatorname{cotg} \omega + \operatorname{cotg} \varphi.$$

P étant le poids des maçonneries et Q la poussée de l'eau, on a :

$$P = \frac{1}{2} \times D \times l \times \overline{SN} . \sin \alpha; \qquad Q = \frac{1}{2} \times \overline{SN}^2$$

$$\operatorname{cotg} \varphi = \frac{P}{Q} = \frac{D . l . \sin \alpha}{\overline{SN}} = \frac{D \times \sin \alpha \times \sin \omega}{\sin (\alpha + \omega)} = \frac{D}{\operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{cotg} \omega}$$

et l'inégalité ci-dessus devient :

(5) $$\operatorname{cotg}^2 \alpha < \operatorname{cotg}^2 \omega + D,$$

condition qui est toujours remplie, puisque $\cotg^2 \alpha = D$.

Si on avait donné à la section une direction telle que MM′, on aurait eu encore

$$\overline{G'K'} = \frac{\overline{SC}}{3}$$

et on serait arrivé à la même inégalité.

Le profil est donc toujours *au moins tiers*, à l'eau comme au poids, et, quelle que soit la section de rupture, elle ne comporte pas de tensions.

Voyons ce que devient la compression maximum.

Quand le barrage est vide, la résultante se réduit au poids dont la composante perpendiculaire à $\overline{MN}$ est : $P \times \sin \omega$.

La pression moyenne est :

$$\frac{P \sin \omega}{\overline{MN}} = \frac{D}{2} \times \overline{SN} \cdot \sin^2 \omega.$$

et, puisque le profil est encore tiers, on a, pour la pression maximum :

$$D \times \overline{SN} \times \sin^2 \omega$$

Si donc on fait tourner la section au tour du point N, la pression sera maximum quand $\omega = 90$ degrés, c'est-à-dire quand la section sera horizontale.

Quand le barrage est plein, ce n'est plus la même chose :

C'est le point M qu'il faut supposer fixe, puisque la pression maximum se produit sur l'arête aval.

La composante normale au plan de rupture est

$$P \cdot \sin \omega + Q \cdot \cos \omega$$

$$1 + 3n = \frac{G \times \overline{KL}}{\overline{MN}}$$

et la pression en M, en posant $\cotg \omega = x$, est :

$$N_1 = l \cdot \cotg \alpha \times \frac{(x \sin \alpha + \cos \alpha)(x + \cotg \alpha)}{1 + x^2} \tag{6}$$

ou :

$$N_1 = l \cdot \cos \alpha \times \frac{\overline{(x + \cotg \alpha)^2}}{1 + x^2}. \tag{6}$$

N_1 prend donc son maximum quand $\cotg \omega = x = \tang \alpha$, c'est-à-dire quand MN est dans la position MN″ perpendiculaire au parement aval.

Si on désigne la profondeur variable $\overline{SN}$ par h, on a

$$h = l \times \frac{\sin(\omega + \alpha)}{\sin \omega} = l \cdot \sin \alpha \times (x + \cotg \alpha)$$

et on peut écrire :

$$(7) \qquad N_1 = \frac{h \times \cot g\, \alpha \times (x + \cot g\, \alpha)}{1 + x^2}.$$

Dans le cas du maximum, on a :

$$(8) \qquad N_2 = h \times D.$$

La pression maximum que l'on peut obtenir en M est donc celle qu'on aurait dans la section horizontale N″M′.

Si du point B, pied amont du barrage, on abaisse une perpendiculaire BD sur le parement aval, la pression en D, supposé appartenant à la section oblique BD, sera la même que la pression en A, dans la section horizontale BA.

Si on prend un point du parement compris en D et A, on ne pourra pas donner à la section oblique sa position la plus dangereuse; mais, malgré cela, la pression sera supérieure à la pression commune en D et en A, et on aura son maximum en cherchant le maximum de l'expression (7), dans laquelle il suffit de remplacer la variable h par la hauteur H de l'ouvrage.

On trouve alors :

$$\cot g\, \omega = x = \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} = \operatorname{tang} \frac{\alpha}{2}.$$

La pression maximum que l'on peut obtenir sur l'arête aval est donc au point A′, obtenu en menant AA′ perpendiculaire à la bissectrice de l'angle S, et elle a pour valeur :

$$(9) \qquad N_3 = H . \frac{1}{2\sqrt{D}\,[\sqrt{D+1} - \sqrt{D}]}.$$

Dans le cas particulier du barrage projeté de l'Oued-Atmenia, D = 2, 4 et :

$$\frac{N}{N_3} = 0{,}90.$$

L'hypothèse d'une rupture possible dans le plan oblique le plus dangereux conduirait donc à prévoir une pression maximum dépassant de $\frac{1}{10}$ seulement celle qu'on aurait avec l'hypothèse d'une rupture dans un plan horizontal.

Étant donné que, dans les barrages existants on a adopté pour N des valeurs variant depuis 4 jusqu'à 15 kilogrammes par centimètre carré, j'admets, dès lors, qu'il n'y a pas lieu de se préoccuper des sections obliques.

Qu'importe, en effet, que la pression maximum puisse être supérieure de $\frac{1}{10}$ à celle qu'on trouve, en supposant les plans de rupture horizontaux, quand un ingénieur est libre de faire varier cette pression maximum dans une aussi large proportion, et l'on en revient encore à ce point capital : quel est le rapport que l'on peut admettre sans imprudence entre les efforts calculés et les efforts limites susceptibles d'être supportés par les matériaux.

Je reviendrai, dans un instant, sur ce point, pour bien poser la question; mais, d'ores et déjà, je le répète, j'admets qu'il n'y a pas à se préoccuper des sections obliques.

Glissement.

Certains ingénieurs paraissent attribuer une grande importance au glissement possible d'une tranche sur une autre, c'est-à-dire à ce qu'on est convenu d'appeler « l'effort tranchant ».

En ce qui me concerne, je comprends mal l'effort tranchant, dès qu'il peut y avoir déformation, et mon esprit se refuse à concevoir un effort qui a deux valeurs différentes, dans une même section d'une poutre, selon qu'on la regarde dans un sens ou dans l'autre. Mais, dans le cas particulier d'une maçonnerie, on peut, je crois, éviter de discuter cette question.

Un plan de rupture peut se former dans une maçonnerie d'une manière accidentelle, par suite d'une malfaçon. Alors sa direction est quelconque; mais on ne peut pas tenir compte de cette éventualité dans la discussion de la forme d'un profil. Quelle que soit cette forme, la malfaçon est possible, et on ne peut, dès lors, qu'envisager la possibilité d'une rupture résultant des dispositions adoptées. Si on prend un point du parement amont, à une profondeur h, et si on fait tourner un plan de rupture autour de ce point, la poussée de l'eau reste la même. La tendance à la rupture par arrachement, ou par cisaillement, devra donc être la plus grande dans la section la plus petite, c'est-à-dire dans la section perpendiculaire au parement d'aval.

Supposons que, dans cette section, on ait fait exprès de préparer un vrai joint, avec des pierres bien dressées, sans liaison avec la maçonnerie inférieure, et sans aucun mortier. Pour que l'ouvrage périsse, il faudrait encore que le glissement pût se produire.

Or, dans ce cas, la composante normale est :

$$Q \times \sin \alpha + P \times \cos \alpha$$

et la composante parallèle au plan

$$Q \times \cos \alpha - P \times \sin \alpha$$

avec :

$$Q = \frac{h^2}{2} \qquad P = \frac{1}{2} \times D \times h^2 \times \sin \alpha \times \cos \alpha.$$

Si f est le coefficient de frottement, on a alors, comme condition de non glissement.

$$(10) \qquad f > \frac{Q \times \cos\alpha - P \times \sin\alpha}{Q \times \sin\alpha + P \times \cos\alpha} = \frac{\sqrt{D}}{D^2 + D + 1}.$$

Quelle que soit la valeur de D, elle est toujours remplie.

La poussée de l'eau n'étant pas suffisante pour amener la ruine de l'ouvrage, quand bien même on aurait préparé cette ruine par l'introduction d'un plan de rupture tout fait, dans la direction où il doit tendre à se produire, il est difficile d'admettre que cette poussée soit capable de produire cette rupture quand les maçonneries seront liées entre elles et réunies par un bon mortier.

On peut cependant craindre que les conditions particulières dans lesquelles se trouve le plan de base ne soient de nature à provoquer la rupture, non dans la section minimum passant par le pied amont du mur, mais dans la section de base elle-même.

Dans cette section, la condition de non-glissement est :

$$f > \frac{1}{\sqrt{D}}$$

et elle est déjà remplie, en général, même en ne tenant pas compte de la résistance du mortier, ni de l'encastrement du mur dans le terrain naturel.

Épaisseur en couronne.

L'épaisseur en couronne varie peu dans les ouvrages importants, et il est évident, *a priori*, qu'elle est toujours trop faible pour exercer une influence sérieuse sur la résistance d'ensemble d'un barrage élevé. Cependant, elle joue un rôle important quand le plan d'eau s'élève au-dessus du couronnement. Il n'est donc pas inutile de préciser son action.

Soit donc (fig. 2) un profil dont l'épaisseur en couronne est a, et qui conserve cette épaisseur jusqu'à la rencontre du profil théorique. Le couronnement est d'ailleurs encore au niveau du plan d'eau.

Supposons d'abord le barrage vide.

Jusqu'au plan MN, la courbe de pression passe par le centre de figure, c'est-à-dire que n est nul. Si on prend un plan à la profondeur $2 . a\sqrt{D}$, les centres de gravité des deux triangles SEN et SM'N' sont sur une même verticale, et $n = \frac{1}{3}$. Il devient ensuite supérieur à $\frac{1}{3}$ pour reprendre cette valeur à l'infini. Au-dessous du plan M'N', le profil est donc moins que tiers au poids; mais cette situation ne peut donner lieu qu'à des extensions insignifiantes.

Dans une section quelconque $\overline{\mathrm{MN}}$ à la profondeur h, en appelant X la distance du centre de gravité au parement amont,

$$\overline{\mathrm{MN}} = \frac{h}{\sqrt{\mathrm{D}}}$$

$$2 \, . \, \mathrm{P} = h^2 \, . \sqrt{\mathrm{D}} + a^2 \times \mathrm{D} \times \sqrt{\mathrm{D}}$$

$$6 \, . \, \mathrm{P} \;\; \mathrm{X} = h^3 + 2 \, . \, a^3 \times \mathrm{D} \times \sqrt{\mathrm{D}}$$

$$n = 1 - \frac{2\mathrm{X}}{\overline{\mathrm{MN}}}.$$

Si on pose :

$$z = \frac{h}{a \, . \sqrt{\mathrm{D}}},$$

on trouve :

$$n = \frac{z^3 + 3z - 4}{3z^3 + 3z},$$

valeur constante pour tous les ouvrages, pourvu qu'on mesure les profondeurs à l'échelle $\frac{h}{a \, . \sqrt{\mathrm{D}}}$.

n devient maximum quand

$$z^3 - 3z^2 - 1 = 0$$

équation sensiblement satisfaite par $z = 3$, et alors :

$$n = \frac{32}{90},$$

c'est-à-dire que n ne dépasse $\frac{1}{3}$ que de $\frac{1}{45}$.

La pression moyenne dans la section $\overline{\mathrm{MN}}$ est

$$\frac{\mathrm{P}}{\overline{\mathrm{MN}}} = \frac{a \, . \, \mathrm{D} \, . \sqrt{\mathrm{D}}}{2} \left(\frac{z^2 + 1}{z} \right).$$

Dans la section où n est maximum, cette pression moyenne devient :

$$\frac{10}{6} \times a \, . \, \mathrm{D} \, . \sqrt{\mathrm{D}}$$

et elle ne peut guère dépasser 30 à 35 tonnes dans les cas extrêmes.

n étant très voisin de $\frac{1}{3}$ la valeur K n'exerce qu'une influence très faible sur la tension maximum, et, avec $\mathrm{K} = 1$, cette tension maximum est égale à $\frac{1}{15}$ de la pression moyenne, c'est-à-dire à 2 tonnes environ, soit 2 hectogrammes par centimètre carré. Elle est donc négligeable.

Quant à la compression maximum, elle est :

(11) $$N_4 = \frac{a \cdot D \cdot \sqrt{D}}{2} \left(\frac{2z^3 + 4z - 4}{z^2} \right).$$

Si on la compare à la pression maximum N, qui se produirait à la même hauteur, dans un profil sans épaisseur en couronne, on a :

$$N = h \cdot D = a \cdot D \cdot \sqrt{D} \times z$$

(12) $$\frac{N_4 - N}{N} = \frac{2(z-1)}{z^3}.$$

Ce rapport maximum est pour $z = \frac{3}{2}$, auquel cas il prend la valeur de $\frac{8}{27}$; mais, à cette hauteur, il n'y a pas d'inconvénient à cela, car, avec les plus grandes valeurs possibles de a et de D, N_4 ne dépasse pas 4 kilogrammes par centimètre carré.

Dans les grands ouvrages, z sera, en général, compris entre 4 et 5, e alors le rapport (12) variera entre $\frac{1}{11}$ et $\frac{1}{16}$ à peu près.

Sur le barrage supposé vide, l'épaisseur en couronne a donc pour effet :

1° De faire prendre à n une valeur légèrement supérieure à $\frac{1}{3}$, à partir d'une certaine profondeur; mais les extensions qui peuvent en résulter sont insignifiantes;

2° D'augmenter les compressions dans une proportion assez sérieuse à la partie supérieure de l'ouvrage, mais sans jamais pouvoir les amener à un chiffre égal à celui des pressions maxima admises;

3° D'augmenter les compressions dans une proportion tout à fait négligeable, quand on arrive aux profondeurs pour lesquelles la pression s'approche du maximum admis.

Si faibles que soient ces effets, ils sont, du reste, encore supérieurs à ceux qui se produisent en réalité. D'abord bien des réservoirs ne seront que très rarement complètement à vide, et ensuite il se formera au pied du mur des dépôts qui reporteront les pressions vers l'aval, dans une certaine mesure.

Supposons maintenant le barrage en eau :

On a, dans le plan $\overline{MN}$:

$$KL = \frac{y^3}{6 \cdot P}$$

$$n = \frac{(2 \cdot X + \overline{KL})}{\overline{MN}} - 1 = \frac{z^3 - 3z + 4}{3z^2(z+1)}.$$

n, qui est d'abord nul, devient égal à $\frac{1}{3}$ pour $z = 1$, c'est-à-dire dans le plan $\overline{MN}$. Il est ensuite plus petit que $\frac{1}{3}$ et redevient égal à $\frac{1}{3}$ pour $z = \infty$. Le profil est donc toujours plus que tiers à l'eau, ce qui était, du reste, évident *à priori*.

La pression moyenne est la même que dans le cas précédent, et :

$$1 + 3n = \frac{2z^3 - 2z + 4}{z^3 + z}.$$

La pression maximum est donc :

$$N_3 = \frac{a \cdot D \cdot \sqrt{D}}{2} \times \left(\frac{2z^3 - 3z - 4}{z^2}\right) \tag{13}$$

et, dès que z est supérieur à $\frac{4}{3}$, N_3 devient inférieur à N.

Quand le barrage est en eau, l'épaisseur en couronne a donc pour effet :

De rendre le profil plus que tiers ;

De diminuer la pression maximum.

Plan d'eau au-dessus du couronnement.

C'est la situation dans laquelle peut se trouver exceptionnellement la partie insubmersible du mur, si on lui a donné une revanche inférieu e à la hauteur des lames maxima. C'est aussi la situation normale du déversoir, pendant les crues, quand ce déversoir fait partie du mur de retenue.

Soit donc (fig. 3) SS_1, le niveau du couronnement, et $S'S'_1$ celui du plan d'eau.

Par le point S', menons une droite faisant avec la verticale l'angle α, dont la tangente est $\sqrt{\frac{1}{D}}$; portons l'épaisseur en couronne SE dans le plan du couronnement, et prenons SEFA comme profil du mur.

Dans la partie rectangulaire, la courbe de pression, rapportée à l'axe vertical qui passe par les centres de figure, a pour équation :

$$6.D \cdot a \cdot x = y\,(3h_1 + y)$$

h_1 étant la surélévatiou $s's$ du plan s' au-dessus du couronnement.

On ne peut pas faire une hypothèse quelconque sur la valeur de h_1. Les plus fortes lames ne dépassent jamais 2 m. 50 à 3 mètres, et le déversoir sera toujours calculé de manière à réduire suffisamment la lame d'eau correspondant à la plus forte crue; vraisemblablement, h_1 ne dépassera jamais 5 mètres.

Pour que n soit plus petit que $\frac{1}{3}$ dans le plan FF′, il suffit que :

$$D \,.\, a^2 < y\,(3h_1 + y)$$

avec

$$h_1 + y = a\sqrt{D},$$

ce qui donne :

$$a > \frac{2h_1}{\sqrt{D}}. \tag{14}$$

On pourrait donc, tout au plus, être conduit à donner à a une valeur égale à 6 m. 50, ce qui n'aurait aucun inconvénient, même au point de vue de la dépense qui n'en serait pas sensiblement influencée.

Prenons le cas limite de

$$a = \frac{2h_1}{\sqrt{D}}$$

ce qui donne

$$\overline{EF} = h_1 = \frac{a\sqrt{D}}{2}.$$

Il est visible qu'on n'a pas besoin de s'occuper du barrage vide, puisque le profil est plus favorable que dans le cas précédent. Supposons donc le barrage en eau.

Prenons une section $\overline{MN}$ située à une profondeur h au-dessous du plan FF′, et posons :

$$Z = \frac{h}{a\sqrt{D}}$$

$$P = D \times \left(a\,.\,h + \frac{a^2\,.\,\sqrt{D}}{2} + \frac{h^2}{2\sqrt{D}}\right) = \frac{D\,.\,a^2\,.\,\sqrt{D}}{2} \times \overline{(1+z)}^2$$

$$Q = \left(h + \frac{a\sqrt{D}}{2}\right)\left(\frac{3a\sqrt{D}}{H} + \frac{h}{2}\right) = \frac{Da^2\,(1+2z)\,(3+2z)}{8}$$

$$GK = \left(\frac{a\sqrt{D}}{2} + h\right)\left\{\frac{2a\sqrt{D} + h}{3\left(\frac{3a\sqrt{D}}{2} + h\right)}\right\} = \frac{a\sqrt{D}\,(1+2z)\,(2+z)}{3\,(3+2z)}$$

$$\overline{LK} = \frac{a}{12} \times \frac{\overline{(1+2z)}^2\,(2+z)}{\overline{(z+1)}^2}$$

$$P\,.\,X = D\left[\frac{a^2h}{2} + \frac{a^3\sqrt{D}}{4} + \frac{h^2}{2\sqrt{D}}\left(a + \frac{h}{3\sqrt{D}}\right)\right] = \frac{D\,.\,a^3\sqrt{D}}{12} \times (2z^3 + 6z^2 + 6z + 3)$$

$$X = \frac{a}{6} \times \left\{\frac{2z^3 + 6z^2 + 6z + 3}{\overline{(z+1)}^2}\right\}$$

$$\lambda + X = \frac{a}{12} \times \left\{\frac{8z^3 + 24z^2 + 21z + 8}{\overline{(z+1)}^2}\right\}$$

$$\overline{MN} = a + \frac{h}{\sqrt{D}} = a\,.\,(1+z)$$

$$\lambda + X - \frac{\overline{MN}}{2} = \frac{a}{12} \times \left\{\frac{2z^3 + 6z^2 + 3z + 2}{\overline{(z+1)}^2}\right\}$$

$$n = \frac{1}{6} \times \frac{2z^3 + 6z^2 + 3z + 2}{\overline{(z+1)}^2}.$$

Pour $z=0$, n est bien égal à $\frac{1}{3}$. Il redevient aussi égal à $\frac{1}{3}$ pour $z=\infty$. Entre ces deux valeurs extrêmes de z, n est toujours plus petit que $\frac{1}{3}$, et le profil est plus que tiers à l'eau.

$$1+3n=\frac{4z^3+12z^2+9z+5}{2\overline{(z+1)}^3}.$$

La pression maximum N_5 est donc :

$$(15) \qquad N_5=\frac{D.a.\sqrt{D}}{4}\left\{\frac{4z^3+12z^2+9z+5}{(z+1)^2}\right\}.$$

La pression N qu'on aurait dans un profil rectangulaire de sommet S' serait :

$$N=D.H=D.(h+a\sqrt{D})=D.a\sqrt{D}(1+z)$$

et alors :

$$\frac{N_5}{N}=\frac{4z^3+12z^2+9z+5}{4\overline{(z+1)}^3}$$

rapport qui devient plus petit que 1 dès que :

$$z>\frac{1}{3}.$$

A la condition de tracer le parement aval en partant d'un point situé dans le plan d'eau maximum, le profil satisfera donc encore à toutes les conditions désirables.

Surélevation imprévue du plan d'eau.

Supposons qu'on se soit trompé dans l'appréciation de la hauteur maximum h_1 à laquelle le plan d'eau peut s'élever au-dessus du couronnement et, pour être dans les conditions les plus défavorables, admettons que cette erreur se produise dans un profil où h_1 a déjà été pris avec sa valeur limite.

Si h_1 au lieu de rester égale à $\frac{a\sqrt{D}}{2}$ devenait $\frac{3a\sqrt{D}}{H}$, l'erreur serait grossière ; cependant on va voir que l'inconvénient ne serait pas bien grand.

Dans le plan FF' n serait plus grand que $\frac{1}{3}$, et le barrage travaillerait à l'extension. C'est impossible à éviter, et, quel que soit le profil, cela arriverait toujours avec un plan d'eau plus élevé que le plan prévu.

Les valeurs de P et de X restant les mêmes que dans le cas précédent, on aurait ici :

$$Q = \left(h + \frac{a\sqrt{D}}{2}\right)(a\sqrt{D} + h) = Da^2 \times \frac{\overline{(2z+1)}^2 (2+z)}{4}$$

$$\overline{GK} = \left(\frac{a\sqrt{D}}{2} + h\right)\left\{\frac{\frac{11a.\sqrt{D}}{4} + h}{3(2a\sqrt{D} + h)}\right\} = \frac{a\sqrt{D}(1+2z)(11+4z)}{24.(2+z)}$$

$$\lambda = a \times \frac{\overline{(1+2z)}^2 (11+4z)}{48\overline{(1+z)}^2}$$

$$\lambda + X - \frac{MN}{2} = a \times \frac{8z^3 + 36z^2 + 24z + 11}{48\overline{(1+z)}^2}$$

$$n = \frac{1}{24} \times \frac{8z^3 + 36z^2 + 24z + 11}{\overline{(1+z)}^3}.$$

Cette valeur de n est toujours plus grande que $\frac{1}{3}$ et ne redevient égale à $\frac{1}{3}$ que pour $z = \infty$.

$$3n - 1 = \frac{12.z^2 + 3}{8\overline{(z+1)}^3}$$

$$3n + 1 = \frac{16z^3 + 60z^2 + 48z + 19}{8\overline{(z+)}^3}.$$

Calculée d'après les formules ordinaires, la tension maximum T serait

$$T = \frac{D.a.\sqrt{D}.(12z^2 + 3)}{16\overline{(z+1)}^2}.$$

Cette expression prend son maximum pour :

$$z = \frac{1}{4}$$

auquel cas elle devient :

$$T_1 = \frac{39}{100} \times D.a.\sqrt{D}.$$

En donnant à D et à a les plus grandes valeurs possibles, T_1 devient égale à peu près à 8, soit à 8 hectogrammes par centimètre carré, ce qui n'est pas énorme, pour une tension qui ne peut se produire que pendant un temps très court.

La compression maximum N_6 aurait pour expression :

$$N_6 = \frac{D.a.\sqrt{D}(16z^3 + 60z^2 + 48z + 19)}{16\overline{(z+1)}^2}.$$

N_6 serait donc toujours supérieure à N, et ne pourrait lui devenir égale qu'à l'infini; mais :

$$N_6 - N = \frac{D.a.\sqrt{D}(12z^2 + 3)}{16\overline{(z+1)}^2}.$$

Cette différence devient également maximum pour $z = \frac{1}{4}$. Elle est alors égale à 8, et une compression supplémentaire de 8 hectogrammes par centimètre carré est tout à fait négligeable.

Une tension de 8 hectogrammes par centimètre carré pouvant inspirer quelques craintes, il convient de voir ce qui arriverait si le barrage venait à être décapité.

La plus grande tension étant dans le plan PP′, à une distance $\frac{z}{4}$ de FF′, et cette tension maximum étant égale à 8 hectogrammes par centimètre carré, l'arrachement ne pourra se faire, dans le plan PP′, que si la résistance des mortiers est précisément égale à 8 hectogrammes. Si elle est plus grande, il n'y aura rien à craindre; si elle est plus petite, l'arrachement se fera au-dessus de PP′, dans un plan qui sera d'autant plus voisin du couronnement que les mortiers seront moins résistants. Pour qu'il puisse se faire dans un plan plus bas que PP′, il faudrait que, dans le barrage décapité, les tensions persistent avec une intensité suffisante. Mais il est visible que, la capacité du déversoir augmentant dans une proportion considérable, le plan d'eau s'abaisserait rapidement, et que, dès lors, l'ouvrage serait soulagé. Il est donc probable, *à priori*, que l'ouvrage résisterait après le premier accident.

Pour le démontrer, supposons que la rupture se fasse dans le plan FF′, *et que cependant le plan d'eau ne baisse pas.*

En refaisant un calcul analogue à celui qui vient d'être indiqué déjà deux fois, on trouverait :

$$P = \frac{D \, . \, a^2 \sqrt{D} \, . \, (2+z)\, z}{2}$$

$$n = \frac{1}{6} \cdot \left[\frac{2z^2 + 9z}{(2+z)(1+z)}\right]$$

n est nul pour $z = 0$, et il ne peut prendre la valeur $1/3$ que pour $z = \infty$. Le profil est donc revenu sans extension.

Quant à la compression maximum N_7, elle serait :

$$N_7 = \frac{D \, . \, a \, . \sqrt{D}}{4} \times \frac{z\,(4z^2 + 15z + 4)}{(1+z)^2}.$$

Si on écrit que N_7 est plus petit que N_1, c'est-à-dire que $D.a.\sqrt{D}\,(1+z)$ on trouve : $z < 3$.

Si on fait $z = 4$, on aurait :

$$N_7 - N = \frac{12}{100} . D . a . \sqrt{D}$$

c'est-à-dire moins de 3 hectogrammes par centimètre carré.

Malgré l'hypothèse impossible qui a été admise, l'ouvrage serait donc en sécurité. Il en résulte que si les mortiers ne pouvaient pas avoir une résistance supérieure à 8 hectogrammes, il serait préférable que cette résistance fût très faible, de manière à réduire l'accident, par la production d'une rupture dans un plan le plus élevé possible.

Quoi qu'il en soit, un ouvrage est nécessairement compromis plus ou moins quand les événements trompent complètement les prévisions. Mais si on cherche à appliquer aux barrages déjà existants l'hypothèse extrême qui vient d'être envisagée, on reconnaît sans calculs que ces ouvrages, à leur partie supérieure, laissent bien moins de marge pour parer à l'imprévu. Le profil rectiligne est donc très satisfaisant à cet égard.

Si, d'autre part, on réfléchit que, pour en arriver à une extension de 8 hectogrammes, il a fallu entasser maximum sur maximum, et supposer ensuite une erreur grossière dans les prévisions, on se sentira certainement bien rassuré.

Profil à adopter.

Prenons donc un profil rectiligne d'angle α, ayant son sommet à la hauteur du plan d'eau maximum, et supposons-le arasé dans le plan du couronnement, avec une épaisseur satisfaisant à l'inégalité (14).

Il résulte de ce qui vient d'être exposé que :

1° La pression maximum est toujours sensiblement égale à DH, H étant la hauteur maximum du plan d'eau;

2° Aucune partie du profil ne travaille à l'extension;

3° Il n'y a pas à se préoccuper du glissement ni de l'effort tranchant;

4° Il n'est pas nécessaire de vérifier les conditions de résistance dans les sections obliques;

5° Si la hauteur du plan d'eau dépasse les prévisions, à moins d'en arriver à des hypothèses invraisemblables, contre l'éventualité desquelles on ne peut pas songer à se prémunir, le profil est encore dans de bonnes conditions. Il peut travailler momentanément à l'extension, mais dans des limites très étroites, et la plus forte des pressions maxima n'est pas sensiblement augmentée.

Cette forme paraît donc très favorable, au point de vue de la sécurité, et, pour en faire un excellent profil, il suffit d'introduire un très léger fruit à l'amont, afin de ne pas avoir un grand parement absolument vertical, dont la parfaite exécution serait difficilement réalisable.

La seule objection que pourrait soulever ce profil, c'est la dépense, et il faut dès lors comparer la section à celle d'un profil non rectiligne; mais, auparavant, une question se pose qui est la suivante :

Jusqu'à quelle hauteur pourra-t-on monter avec un profil rectiligne?

Hauteur maximum.

Théoriquement on peut faire toutes espèces d'hypothèses sur les valeurs de a et de D; mais, en réalité, les matériaux ont des densités qui varient dans des limites étroites, et l'épaisseur en couronne des grands barrages est généralement inférieure à 5 m. 50.

On a vu, du reste, que la pression maximum diffère peu de H. D. S'il y avait proportionnalité entre la densité et la résistance, la hauteur à laquelle on pourrait s'élever serait la même quels que soient les matériaux employés. Cette proportionnalité ne se vérifie pas dans tous les cas; mais cependant les matériaux les plus denses ont une tendance à être les plus résistants et, dès lors, en raisonnant sur le cas particulier de $D = 2{,}25$ par exemple, on aura des résultats très comparables à ceux qu'on pourrait obtenir dans tous les autres cas.

Je suppose donc $a = 5$ m. 50; $D = 2{,}25$.

En admettant qu'on soit dans le cas limite, la formule (15) donne la pression maximum quand le barrage est en eau, et a une profondeur H au-dessous du plan d'eau telle que :

$$H = (z + 1)\, a \,.\, \sqrt{D}.$$

Quelle valeur peut-on admettre pour cette pression maximum, de laquelle H se déduira ensuite?

Dans les barrages existants, on trouve des nombres variant depuis 4 kilogrammes jusqu'à 15 kilogrammes par centimètre carré.

On peut expliquer en partie cet énorme écart par la nature des matériaux employés; mais il n'en reste pas moins certain que l'appréciation des constructeurs a varié dans une large mesure, et qu'ils ont admis, pour le travail maximum, des fractions très différentes de la résistance à l'écrasement. Cette appréciation devient donc le point le plus important de la question, puisque toutes les hypothèses que l'on peut faire, soit sur la surélévation du plan d'eau, soit sur l'obliquité des sections de rupture, ne peuvent conduire qu'à des variations de travail insignifiantes devant celles qui résultent du coefficient de sécurité adopté par l'ingénieur.

Si on admet que le barrage ne sera pas exécuté en pierres tendres, ce qui doit limiter les compressions, c'est la résistance des mortiers à l'écrasement, et alors intervient une question délicate, car cette résistance variera considérablement suivant les conditions de l'exécution, lesquelles échappent en partie à la prévoyance de l'ingénieur.

A mesure qu'on monte les maçonneries, au lieu de se débarrasser complètement du débit de la rivière, on peut introduire l'eau en amont, de manière à repartir mieux la pression. A partir d'une certaine hauteur, il est même possible de régler le plan d'eau amont, de manière que la pression soit uniformément répartie sur les maçonneries fraîches. On est alors dans d'excellentes conditions. D'une part, en effet, les maçonneries d'amont sont en contact avec l'eau avant d'avoir fait prise complète, ce qui les prépare très bien pour des efforts d'extension possibles; d'autre part, les maçonneries se serrent également; enfin la pression n'est que la moitié de la pression maximum qu'on aurait sans cela. On peut donc régler très facilement l'avancement des maçonneries pour que les mortiers ne supportent que des compressions en rapport avec la durée de leur existence.

En montant ainsi jusqu'à la partie supérieure, et en laissant assez longtemps le barrage en charge incomplète pour que la prise des mortiers soit bien faite, on pourrait considérer que les mortiers se trouvent presque, au point de vue de la résistance à la compression, dans les conditions théoriques des expériences de laboratoire, et des pressions relativement élevées pourraient être acceptées sans aucune crainte.

Mais souvent on ne sera pas maître de régler l'introduction de l'eau, et il faudra supporter les crues quand elles se présenteront.

Il en résultera des variations brusques dans les pressions, surtout si l'ouvrage est déjà assez élevé, et des mortiers encore frais recevront des à-coups qui pourront changer très sérieusement leurs qualités de résistance définitive.

Il y a là un aléa contre lequel on ne peut pas se prémunir entièrement. L'inconvénient sera cependant atténué si le barrage est dejà partiellement en eau quand il recevra la crue.

Quoi qu'il en soit, dans le cas de $a = 5,50$ et $D = 2,25$, on trouve les résultats suivants :

HAUTEUR MAXIMUM prévue par le plan d'eau au-dessus du plan de fondation.	PRESSION MAXIMUM par centimètre carré, quand le plan d'eau sera à sa hauteur maximum.	PRESSION MAXIMUM quand le plan d'eau sera à la hauteur du couronnement du mur.
mètres.	kilog.	kilog.
33 00	7 02 par cm².	5 00 par cm².
41 25	9 01 —	6 08 —
49 50	10 09 —	8 06 —
57 75	12 08 —	10 04 —

Des pressions maxima de 10 kilogrammes n'ont rien d'effrayant. Que ces pressions puissent même augmenter, dans un cas improbable, et pendant quelques instants, de 2 ou 3 kilogrammes je n'y vois pas, pour mon compte, un grand inconvénient, et un profil travaillant normalement à la compression, à 10 kilogrammes, sans extension, m'inspirerait plus de confiance qu'un profil dans lequel la compression serait réduite à 8 kilogrammes par exemple, et même à 7 kilogrammes, mais qui présenterait des parties travaillant à l'extension, quand bien même cette extension serait très faible.

Il me paraît donc résulter, du tableau précédent, que, à moins de rencontrer un barrage d'une hauteur tout à fait exceptionnelle, le profil rectiligne pourra être conservé à toutes hauteurs.

Comparaison avec le profil d'égale résistance.

Reste à voir si l'augmentation de dépenses que comporte le profil rectiligne est suffisante pour faire renoncer aux avantages qu'il présente d'autre part.

Un profil d'égale résistance à l'eau, dont l'épaisseur en couronne serait nulle, pris jusqu'à la profondeur y, a une section donnée par la formule :

$$(*)\quad S = \frac{N^2}{D^2\sqrt{2D}}\left\{\frac{1}{2}\times\left(\frac{Dy}{N}\right)^2 + \frac{0,2857}{3}\left(\frac{Dy}{N}\right)^3 + \frac{0,0808}{4}\left(\frac{Dy}{N}\right)^4 + \frac{0,01856}{5}\left(\frac{Dy}{N}\right)^5\right\}$$

à la hauteur : $y = \frac{N}{D}$

on a :

$$S = \frac{N^2}{D^2\sqrt{2D}}\left(\frac{1}{2} + \frac{0,2857}{3} + \frac{0,0808}{4}\ldots\ldots\right) = 0,621 \times \frac{N^2}{D^2\sqrt{2D}}.$$

A la même hauteur, un profil rectiligne a une surface S_1 qui est :

$$S_1 = \frac{H^2}{2\sqrt{D}} = \frac{N^2}{2D^2\sqrt{D}}$$

d'où :

$$\frac{S}{S_1} = \sqrt{2} \times 0,621 = 0,88.$$

Pour deux profils ayant une épaisseur en couronne, l'écart serait encore plus faible. D'un autre côté, personne, sans doute, ne songerait à adopter exactement le profil d'égale résistance. C'est donc 4 ou 5 pour 100 au plus que coûte le profil rectiligne, et celui-ci, dès lors, paraît devoir être adopté sans hésitations.

On doit faire cependant une observation :

Si, au lieu de supposer les profils montés jusqu'à la hauteur extrême $\frac{N}{D}$, on les supposait moins élevés, le rapport $\frac{S}{S_1}$ diminuerait.

Pour $y = \frac{N}{2D}$, par exemple :

$$\frac{S}{S_1} = 0,78.$$

Donc : plus on monte, c'est-à-dire plus il est nécessaire de faire des sacrifices à la sécurité, plus le rapport entre ces deux profils augmente, plus il y a de raisons pour adopter le profil rectiligne, tel qu'il a été défini précédemment.

Résumé et conclusions.

Si on voulait s'élever indéfiniment haut, il arriverait toujours un moment où il faudrait absolument introduire une courbe de résistance à

(*) J'ai établi cette formule dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1876, n° 46.

l'amont, et augmenter successivement le fruit d'aval. A cette hauteur, les courbes de pression sont suffisamment ramenées l'une et l'autre vers le centre de figure pour que l'extension ne soit plus à craindre dans la partie inférieure de l'ouvrage. Cette partie inférieure ne peut alors être calculée que d'une seule manière; elle est uniquement déterminée par l'effort de compression limite que le constructeur a jugé à propos d'admettre.

La discussion relative à la forme ne peut donc porter que sur la partie supérieure de l'ouvrage, c'est-à-dire jusqu'à la profondeur $\frac{N}{D}$.

Jusqu'à la profondeur $\frac{N}{D}$, il y a deux profils qu'on peut considérer comme des limites : le profil rectiligne et le profil d'égale résistance à l'eau. Entre les deux, il y a une différence d'à peu près 12 pour 100 dans les grandes hauteurs. Mais le second ne peut pas être adopté complètement parce qu'on serait exposé, à la partie supérieure de l'ouvrage, à des efforts accidentels qui pourraient être dangereux. Rien qu'à ce point de vue, on est déjà obligé de prendre un profil intermédiaire qui ne peut dès lors réaliser qu'une économie de 4 à 5 pour 100 sur le profil rectiligne; mais, tant qu'on n'arrive pas jusqu'à ce dernier, on est certain d'avoir des efforts d'extension qui sont de nature à effrayer, à cause de la faible adhérence des mortiers sur les moellons. Il paraît donc naturel d'adopter franchement le profil rectiligne.

III. — DÉVERSOIR ET FORME EN PLAN

Déversoir.

Pendant longtemps, le déversement par-dessus le mur lui-même a été considéré comme dangereux. On a même soutenu que certains accidents retentissants n'avaient pas eu d'autres causes que l'affouillement causé par la chute des eaux. Aujourd'hui, je crois qu'on est beaucoup revenu de cette opinion; mais cependant le déversement direct a encore des adversaires résolus. C'est donc une question dont il peut être parlé dans un congrès.

Si les circonstances permettent d'établir facilement un déversoir indépendant, qui renvoie les eaux en rivière loin du pied du mur, il paraît incontestable que cette solution est la meilleure de toutes; mais il y a lieu de se demander si le déversement direct a des inconvénients tels qu'il faille l'éviter absolument, même au prix d'une forte dépense.

h_1 étant toujours la hauteur du plan d'eau au-dessus du couronnement du mur, si on admet que la lame déversante est les $\frac{2}{3}$ de h_1, le débit est maximum, et si on donne, en outre, à h_1 sa valeur la plus grande $\frac{a\sqrt{D}}{2}$, on sera dans les conditions les plus défavorables. La valeur de h_1 étant fixée, on peut calculer le point où le filet moyen rencontre le parement d'aval, la vitesse tangentielle en ce point, sa composante normale au parement, et l'intersection, par le plan du parement, de la nappe liquide, en supposant qu'elle ait conservé toujours la section $\frac{2}{5} h_1$ normalement à sa trajectoire. Comme on connaît d'ailleurs le débit du déversoir au mètre courant, en supposant toujours $a = 5$ m. 50 et $D = 2{,}25$, on trouve que la lame déversante rencontre le parement aval à 22 mètres au-dessous du couronnement, et que le choc est égal à celui que produiraient 1 500 kilogrammes, en tombant sur 1 mètre carré de parement d'une hauteur de 1 m. 50.

En réalité, l'effort sera bien moindre, puisque la résistance de l'air diminuera la vitesse et épanouira la lame. Il n'y a donc pas à se préoccuper du choc de l'eau sur le parement d'aval.

Dans tous les ouvrages un peu élevés, dans ceux par conséquent où le danger d'affouillement pourrait être le plus à craindre, l'eau n'arrivera au pied de l'ouvrage qu'avec une vitesse réduite par le choc et par le frottement sur le parement. Si on examine comment se sont comportées les cascades — celle du Rhumel par exemple — dans la série des siècles, avec une chute directe très supérieure à celle de tous les barrages existants, on se sent bien rassuré sur les conséquences d'une attaque possible contre un rocher sain.

Si le rocher était à nu au pied de l'ouvrage, tout au plus pourrait-on admettre qu'au bout d'un temps très long il faudrait exécuter un glacis en maçonnerie pour remplacer la partie du rocher usée par les eaux; mais il n'en est même plus ainsi si la rivière coule sur une couche plus ou moins épaisse de limon, qu'il a fallu traverser pour asseoir la fondation sur le terrain solide.

Il se forme dans ces alluvions, une poche qui se remplit d'eau, et qui constitue un matelas d'une grande puissance. Le pied de l'ouvrage est alors absolument défendu contre toute attaque.

Après l'expérience de Tibi, les Espagnols n'ont pas hésité à fermer le déversoir rocheux, et je crois qu'ils ont admis depuis le passage des crues sur deux autres barrages.

A Relizane, le barrage construit par les Turcs a 15 mètres de hauteur. L'eau fait chute directement sur le sol. Cependant, toutes crues de la Mina n'ont affouillé que de quelques mètres depuis des siècles, dans un terrain relativement peu résistant, et qui n'est pas garanti par un matelas d'eau.

A l'Habra, c'est la partie du mur servant de déversoir qui seule est restée intacte au moment de l'accident.

A Orléansville, il y avait à l'aval une cuvette maçonnée; elle a été disloquée; mais le matelas d'eau qui s'est formé à sa place, a suffi pour protéger un terrain très affouillable, et si des réparations sont souvent nécessaires, elles tiennent à la nature des berges constituées par des argiles éboulives.

A la Djidiounia, des crues importantes ont déjà surmonté l'ouvrage sans laisser de traces de leur passage.

Aux grands Cheurfas et au petit barrage du Sig, les causes des accidents paraissent n'avoir aucun rapport avec l'affouillement.

Pour le barrage projeté de l'Oued-Atménia, étant données les circonstances, nous aurions été conduit à une dépense élevée, si nous avions voulu établir nos déversoirs complètement en déblai rocheux. Encouragé par les exemples qui viennent d'être cités, nous nous sommes décidé à faire sur le mur lui-même un déversoir de 73 mètres. Le reste du mur a été monté suffisamment haut pour protéger les prises. Le déversoir de 73 mètres étant tout à fait insuffisant, nous l'avons prolongé de 105 mètres dans le rocher de la rive droite, en lui donnant une forte pente dans le sens de l'écoulement des eaux. Le déversoir rocheux est à la cote 723, la partie submersible du mur est à 723 m. 50; elle ne fonctionnera donc comme déversoir que dans les crues de 120 à 130 mètres cubes. Enfin, sur l'autre rive, on a pu établir, presque sans dépenses, un second déversoir rocheux, à la cote 724 m. 10, avec une section droite de 46 mètres. Il constitue, dans le sens de la rivière, une plate-forme très large qui, non seulement soulagera les autres déversoirs, mais qui servira aussi de crique d'épanouissement pour les lames.

Ces dispositions ont permis de réaliser une économie de 180 000 francs, et elles ont été approuvées par l'Administration.

Forme en plan.

Quand une vallée est très étroite, on peut diminuer beaucoup la section du barrage, en lui donnant la forme d'un voûte à axe vertical; mais, dès que la vallée dépasse 50 ou 60 mètres, l'économie n'est plus suffisante pour compenser les sujétions dans l'exécution des maçonneries.

A l'Oued-Atménia, le barrage aura 120 mètres en couronne et 36 mètres à la hauteur de l'étiage. La forme véritablement courbe ne donnerait donc pas de résultat au point de vue de la dépense. Cependant, nous avons cintré le barrage[1] sans imposer aucune sujétion particulière pour l'exécution des maçonneries, et nous n'avons pas tenu compte de la résistance des flancs de la vallée dans le calcul du profil. Sans doute, dans cette gorge presque triangulaire, la sécurité sera augmentée par cette disposition qui a principalement pour but de parer aux effets possibles de la dilatation.

Il n'est pas sûr que cette dilatation puisse produire des effets sensibles, car on n'a pas constaté de fissures aux Grands Cheurfas, avec une largeur en

1. La plate-forme supérieure a un rayon de 250 mètres.

couronne un peu supérieure à celle de l'Oued-Atmenia, et, au Hamiz, les fissures ne se sont manifestées qu'à 16 mètres au-dessus de l'étiage, hauteur à laquelle la gorge est déjà plus large que celle de l'Oued-Atmenia dans le plan supérieur du barrage.

Si cependant des fissures se produisent, leur inconvénient sera très atténué par la forme courbe.

Quand le réservoir sera en eau, la dilatation sur le parement aval ne pourra occasionner qu'un serrage dans le sens horizontal. Quand il sera vide, la double dilatation et le retrait qui suivra cette dilatation auront une tendance à produire des fissures verticales. Si cela arrive réellement, l'ouvrage sera décomposé, à partir d'une certaine hauteur, en grands voussoirs qui viendront de nouveau s'appliquer les uns contre les autres quand on remettra l'eau dans le réservoir. Avec la forme rectiligne, au contraire, la dislocation une fois accomplie, ces blocs ne se prêteraient plus un appui réciproque, et chaque section du barrage devrait résister isolément.

IV. — QUESTIONS DIVERSES

Je n'ai pas d'autres observations générales à présenter, et ce qui suit s'applique particulièrement au barrage de l'Oued-Atmenia ; ce sont des solutions d'espèce.

Exécution.

Arrivé à sa hauteur définitive, le mur de retenue comprendra une partie submersible à 32 mètres au-dessus de l'étiage et une partie insubmersible à 34 m. 50.

Pour trouver le solide, il faudra descendre à 8 mètres au-dessous de l'étiage, et, comme on s'encastrera d'un mètre environ, la hauteur totale de l'ouvrage sera de 43 m. 50.

Étant donnée l'insalubrité de la région en été, il faudra fonder à l'automne, et on doit s'attendre, dès lors, qu'on aura à supporter plusieurs crues sérieuses. Le débit apparent ordinaire de la rivière pourra être détourné latéralement. On évacuera les petites crues au moyen d'un tunnel percé dans le rocher de la rive gauche, et qui restera ensuite un des organes du réservoir. Quant au débit souterrain, qui est de 200 litres, on ne peut pas songer à s'en débarrasser parce que le lit majeur, en amont de la gorge, est beaucoup trop large. Mais, si le terrain solide est profond, en revanche, il est excellent. C'est un bon calcaire parfaitement sain et bien compact, qui permettra d'asseoir la fondation, et de s'encastrer latéralement, dans des conditions exceptionnellement favorables.

Fondations.

En construisant un mur, à chaque extrémité de la fouille, ces murs constitueront, avec les parois en rocher, une caisse parfaitement étanche, dans laquelle, sauf les cas de grandes crues, on pourra maçonner à son aise. La difficulté sera donc réduite à la construction des deux murs.

Un caisson en tôle s'adapterait difficilement au rocher, qui est très inégal; mais il sera facile de descendre un caisson en bois, au fur et à mesure de l'avancement, à la condition que ce caisson ne soit pas trop large. Cette condition conduit à exécuter d'abord, aux deux extrémités de la fouille, des murs ayant une épaisseur juste suffisante pour résister à une poussée d'eau de 8 mètres. Les murs une fois achevés, pour ne pas les exposer, encore frais, à une charge d'eau trop forte, on maintiendra le niveau de l'eau à 3 mètres au-dessous de l'étiage, puis on renforcera immédiatement les murs en arrière par une maçonnerie complémentaire. Les épuisements seront ensuite supprimés, et le débit souterrain s'écoulera de lui-même par un canal latéral.

Les épuisements seront faits et par des pompes et par des pulsomètres.

Les pompes fonctionnent mal quand on les met en aspiration de plus de 5 mètres. Elle demandent aussi à être rapprochées du générateur de vapeur, et c'est une opération compliquée que de descendre dans une fouille une machine et des pompes, qui peuvent être ensuite culbutées par la plus petite crue. Les pulsomètres ne peuvent pas non plus travailler à l'aspiration au delà d'une faible hauteur; mais ils se descendent facilement à la demande, et ils n'ont qu'un inconvénient : c'est d'exiger beaucoup plus de vapeur que les pompes.

Il est alors naturel d'installer, à poste fixe, les machines et les pompes, qui épuiseront jusqu'à 5 mètres au-dessous de l'étiage. A cette profondeur, on établira un canal formant relais. Les pulsomètres commenceront à fonctionner au-dessous de 5 mètres. Ils prendront les eaux dans le fond de la fouille et les amèneront dans le canal, où elles seront reprises par les pompes.

Avec ce système, l'estimation fait ressortir à 75 francs par mètre cube, tout compris, la plus value pour les maçonneries des murs formant batardeau. Le cube étant de 1 400 mètres, une fondation à l'air comprimé coûterait sans doute plus cher; mais il y aurait lieu de faire même un sacrifice pour fonder à l'air libre.

Sable artificiel.

Sur les hauts plateaux de la province de Constantine, il n'y a pas de sable. Dans toute la vallée du Rhumel, le sable est terreux, et, surtout, abominablement schisteux. Il donne lieu à des mortiers qui se décomposent et qui éclatent, en démolissant les maçonneries comme si on les avait pétardées dans tous les sens. On a bien essayé de broyer le sable dans un manège et de le laver ensuite par un jet d'eau, dans des caisses oscillantes à parois formées par des toiles métalliques; mais ce procédé ne réussit pas complètement. Après avoir dépensé beaucoup d'argent, on a encore du sable très médiocre.

Même le sable de mer de Philippeville est mauvais, à cause des apports des rivières qui débouchent dans la baie, et, pour les travaux du port, on a dû aller chercher les approvisionnements sur une grande plage, en dehors de ladite baie.

Dans un ancien avant-projet, on avait prévu ce dernier sable pour le barrage. Mais il coûte déjà 5 francs à Philippeville, et, pour l'amener à pied d'œuvre, il faudrait lui faire parcourir 85 kilomètres en chemin de fer, à 0 fr. 11 la tonne kilométrique, et 44 kilomètres sur route. Il reviendrait à peu près à 55 francs.

Nous avons alors essayé de fabriquer du sable avec la roche calcaire qui forme la gorge d'Hammam Grouss, dans laquelle le barrage doit être édifié, et, après une longue série d'expériences, il a été possible de présenter à l'administration des résultats tels qu'elle n'a pas hésité à approuver la substitution du sable fabriqué au sable naturel.

Le sable artificiel a été employé déjà dans des travaux importants, et notamment : pour les forts de Langres, pour le tunnel du canal de la Marne à la Saône, pour le corps du grand barrage de Saint-Geosmes. Cependant, au grand tunnel de Teniet-El-Merdj, sur la ligne Alger-Constantine, et au barrage du Hamiz, les entrepreneurs y ont renoncé, après de nombreux essais, parce que le prix de revient était trop élevé. Il n'est donc pas inutile de donner quelques indications sur les résultats obtenus avec les calcaires de l'Oued-Atmenia.

Comme composition chimique, le tableau ci-dessous montre que cette roche présente une analogie des plus grandes avec les calcaires de la Haute-Marne.

	CALCAIRE OOLITHIQUE DE SAINT-GEOSMES (Haute-Marne).	CALCAIRE NÉOCOMIEN DE L'OUED-ATMENIA.
Silice et silicates insolubles . . .	0.70	1.77
Oxyde de fer et alumine	0.90	0.94
Chaux	55.90	53.40
Magnésie	0.79	0.76
Acide carbonique. . . . . . . , ...	42.90	42.76
Humidité, pertes et corps non dosés.	0.81	0.37

La réussite était donc à peu près certaine, et, s'il ne s'était pas agi, en l'espèce, d'un barrage à construire à l'amont d'un village, sans doute nous n'aurions pas cru nécessaire de procéder à des expériences directes.

Le sable a été obtenu au granulateur Loiseau, et, sans se préoccuper tout d'abord d'obtenir un type plus ou moins parfait, on a fabriqué des briquettes qui ont été mises dans l'eau, où elles ont passé deux hivers, exposées à toutes les intempéries, sans avoir donné le moindre signe d'altération. Il est donc démontré que les mortiers ne sont pas gélifs, et qu'ils ne se décomposent pas.

Cela suffirait, à la rigueur, pour des mortiers qui ne doivent pas travailler à l'extension. Cependant, on a voulu se rendre compte aussi de leurs propriétés au point de vue de la résistance à la traction.

Le granulateur employé avait un cylindre de 0 m. 63, avec quatre marteaux. Le crible de l'avant, à 12 millimètres, présentait une largeur utile de 0 m. 50 et une hauteur utile de 1 mètre. La grille d'arrière avait 0 m. 54 de largeur et 0 m. 40 de hauteur.

Le tout venant donne un sable dont la composition varie beaucoup selon la force de la machine et la vitesse. Après avoir essayé avec une machine de six chevaux, qui a donné de mauvais résultats, on en a pris une de douze chevaux, et on a réalisé un premier type de sable dont la composition moyenne est la suivante :

Grains passant au crible de		12^{mm}	, mais ne passant pas au crible de		9^{mm}	28 p. 100
—	—	9^{mm}	—	—	6^{mm}	9 —
—	—	6^{mm}	—	—	3^{mm}	21 —
—	—	3^{mm}	—	—	$1^{mm},5$	23 —
—	—	$1^{mm},5$ (poussière)		—		19 —

On a ensuite pris du tout venant, et on en a fait passer successivement dans chacun des cribles.

Dans chaque opération, on a mis de côté ce qui passait au crible et ce qui y restait. On a eu ainsi une série d'échantillons de sable qui ont tous été comparés entre eux, au point de vue de la résistance des mortiers.

On a reconnu que les meilleurs sables sont ceux qui ont été débarrassés complètement de la poussière ; mais on a constaté, en même temps, que les autres types sont très comparables, et les sables privés de poussière ne présentent pas sur les autres une supériorité suffisante pour justifier et une main-d'œuvre supplémentaire et un déchet considérable. Dans les mortiers de moins de deux ans, ils se comportent même moins bien que les sables de tout venant.

Parmi ceux-ci, le meilleur échantillon est celui qui provient du crible de 9 millimètres. En prenant pour unité la résistance des mortiers fabriqués avec ce type, la résistance des autres mortiers a été trouvée de :

Sable provenant du crible de 3 millimètres.	à 3 mois.	0.83
	à 2 ans.	0.84
Sable provenant du crible de 6 millimètres.	à 3 mois.	1.00
	à 2 ans.	0.94
Sable provenant directement du granulateur.	à 3 mois.	1.00
	à 2 ans.	0.95

Dans ces conditions, il n'y avait pas d'hésitation possible, et le sable adopté pour les travaux a été le tout venant du granulateur, qui évite un déchet de 28 pour 100, tout en présentant des qualités qu'on peut considérer comme égales à celles du meilleur type.

Après avoir comparé entre eux les différents sables artificiels, on a comparé le sable artificiel avec le sable de mer.

Une première série d'expériences, entreprises en 1888, a montré, pour les mortiers[1] dans l'eau, que le sable artificiel se comportait mieux que le sable de mer, et que l'avantage allait en augmentant à mesure que les mortiers vieillissaient. On a trouvé, en effet, pour le rapport des résistances à la traction :

A 3 mois.	1.15
A 6 mois.	1.27
A 1 an.	1.37
A 2 ans.	1.51

Pour les mortiers dans l'air, le sable artificiel, après avoir eu d'abord l'avantage, l'a perdu à six mois. Mais, étant données certaines anomalies qu'avaient présentées les expériences, on s'est demandé s'il n'existait pas une cause d'erreur qu'on ne réussissait pas à découvrir, et on a jugé utile de refaire, en 1890, toute une série nouvelle. Elle a porté à la fois sur des mortiers à la truelle et sur des mortiers au rabot. Ces derniers s'étant beaucoup mieux comportés que les autres, j'indiquerai seulement les résultats qui leur correspondent.

Voici les résistances trouvées pour les mortiers dans l'air :

	MORTIERS A 400 KILOG. DE CHAUX POUR 1 MÈTRE CUBE DE	
	SABLE FABRIQUÉ.	SABLE DE MER.
	kilog.	kilog.
A 3 mois.	7.4 p. c. c.	6.6 p. c. c.
A 6 mois	7.6 —	6.6 —
A 1 an	10.00 —	9.5 —
A 2 ans.	14.8 —	14.2 —

L'avantage est donc constamment resté au sable fabriqué; mais, à l'inverse de ce qui s'était passé dans l'eau, les deux résistances tendent à devenir égales.

On remarque que la résistance n'a pas augmenté en passant de trois mois à six mois. Ce n'est pas une anomalie, car le même fait a été constaté dans toutes les séries d'expériences. Nous nous expliquons ce fait par l'époque à laquelle on a fabriqué des briquettes. Toutes les séries d'expériences ont commencé au mois de février, de sorte que, au bout de trois mois, les briquettes ont eu à supporter l'été pendant lequel elles n'ont pu absorber aucune humidité. Dans la série de 1888, l'été ayant été exceptionnellement sec, la résistance *a même diminué pour tous les sables sans exception*.

1. Tous les mortiers sans exception ont été faits à 400 kilogrammes de chaux du Teil par mètre cube de sable.

Cette influence de l'humidité de l'air paraît accusée d'autre part par les expériences sur les mortiers mixtes.

Dans la série de 1890, on a laissé des briquettes à l'air pendant un an, puis on les a ensuite plongées dans l'eau pendant une autre année. Des briquettes fabriquées en même temps ont été, au contraire, mises d'abord dans l'eau pendant un an, puis laissées à l'air pendant une autre année.

Au bout de deux ans, les premières ont donné une résistance de 22 kilogr. 8, et les secondes de 19 kilogr. seulement.

L'année 1890 a été très pluvieuse (92 centimètres d'eau) et le sirocco a peu soufflé. En 1891, il y a eu beaucoup de sirocco, et il n'est tombé que 50 centimètres d'eau. A part ces conditions climatériques, on ne voit pas qu'une différence quelconque ait pu exister entre les briquettes qui ont été d'abord dans l'eau et celles qui ont commencé par rester dans l'air. Elles ont été faites en même temps par le même agent, et le hasard seul a présidé à la répartition. Cependant, pas une seule des briquettes immergées d'abord dans l'eau n'a donné une résistance égale à la résistance la plus faible donnée par les autres briquettes.

Faut-il donc en conclure qu'il existe un certain degré d'humidité qui convient mieux que tous les autres aux mortiers frais? Nous nous contenterons de signaler le fait, et nous en ajouterons un autre, où l'influence climatérique paraît encore plus manifeste.

En 1888, année très sèche, avec 40 centimètres d'eau seulement, il n'est tombé que 9 centimètres dans les trois mois qui ont suivi la fabrication. En 1890, au contraire, pendant ces trois mois, il y a eu 29 centimètres. Au bout de ces trois mois, toutes les briquettes de la première série, avec tous les sables sans exception, ont donné des résistances qui n'ont pas atteint la moitié des résistances obtenues au même âge, avec les briquettes de 1890, ce qui justifie l'opinion émise au commencement de ce travail, à savoir : En Algérie, tout au moins, la résistance des mortiers à la traction subit des variations qui paraissent avoir pour cause principale les conditions climatériques, et ces variations sont si considérables qu'elles suffiraient, d'après moi, pour justifier complètement les profils sans extension.

En terminant ce qui est relatif à cette question de résistance, je donnerai encore un dernier renseignement. Un usinier des environs de Constantine perçait un grand tunnel dans le rocher d'El-Kantara, qui est le même que celui de l'Oued-Atmenia. Il se servait de la dynamite, et on trouvait dans les débris un sable qui a frappé par la contexture particulière de ses grains. Au lieu d'être presque cubiques comme ceux du granulateur, ces grains se présentaient sous la forme d'aiguilles. On a comparé ce sable au sable artificiel obtenu par le granulateur, et l'avantage lui est resté à tous les âges des mortiers. Le rapport des résistances a été de 1,10 à trois mois et de 1,14 à deux ans. Je cite ce fait sans commentaires, n'ayant pas d'explication à en donner.

Ce qui nous a frappé immédiatement, dans les divers essais de fabrication du sable, c'est l'influence exercée par la force et la vitesse de la machine et sur le rendement et sur la qualité. Il faut que la machine soit très forte et la vitesse très grande. Dès que l'appropriation de la machine au granulateur n'est pas parfaite, le rendement tombe brusquement. Avec une machine de douze chevaux, il a été quatre fois plus grand qu'avec une machine de six chevaux, à la condition de régler la machine à six cents tours à la minute. C'est cette vitesse qui a conduit au meilleur résultat; mais il passait encore, à la grille d'arrière, 59 pour 100 du cube total, se décomposant comme il suit :

14 pour 100 en poussière emportée par le vent,

14 pour 100 de grains très gros, à reprendre,

31 pour 100 de bon sable à ajouter à celui qui passait par le crible de l'avant.

La production était donc de 72 pour 100, et comme l'appareil consommait 6 mètres cubes de moellons par heure, en marchant dix heures, on pourrait fabriquer 43 mètres cubes de sable.

En prenant un granulateur à six marteaux et une machine plus forte, on arriverait sans doute à ne laisser passer par la grille d'arrière que les poussières seulement, ce qui économiserait le déchet et la main-d'œuvre nécessaire pour la reprise du bon sable.

Quoi qu'il en soit, le prix de revient du sable varie selon les quantités à produire dans une année, et aussi suivant les circonstances locales. Celui qui va être donné ci-dessous correspond à une fabrication journalière de 43 mètres cubes à l'Oued-Atmenia.

	fr.	c.
1° Extraction et cassage grossier de 50 mètres cubes de moellons à 2 fr. 50.	125	»
2° Chargement et transport au gueulard de ces 50 mètres cubes à raison de 75 centimes par mètre cube	37	50
3° Versement dans le gueulard de ces 50 mètres cubes à raison de 10 centimes par mètre cube	5	»
4° Passage au crible des matières provenant de la grille d'arrière, soit 44 pour 100 de 50 mètres cubes, à raison de 75 centimes le mètre cube.	16	50
5° Transport et versement de gros grains de la grille d'arrière, c'est-à-dire de $0,14 \times 50 = 7$ mètres cubes, à raison de 50 centimes par mètre cube	3	50
6° Mécanicien	12	»
7° Chauffeur	5	»
8° Charbon, 330 kilogrammes à 60 francs la tonne	19	80
9° Huile et graisse	4	»
10° Usure de marteaux à raison de 50 centimes par mètre cube	20	»
11° Réparations de la locomobile et du granulateur, autres que le remplacement des marteaux	7	»
12° Intérêt à 6 pour 100 du capital (12 000 francs environ)	2	»
13° Amortissement de la locomobile à raison de 20 pour 100 par an	5	50
14° Amortissement du granulateur en 30 000 mètres cubes pour un granulateur de 3400 francs	5	70
15° Installations et baraquements pour les machines	5	»
Total	271	50

	fr. c.
Soit, pour 1 mètre cube $\frac{271^f,50}{43}$ = ...	6 31
5 pour 100 pour frais et omissions	0 32
Total général.	6 63

Ce prix de revient ne doit être admis comme bon que pour un industriel qui s'établirait à l'Oued-Atmenia, avec un débit assuré de 43 mètres cubes par jour, mais aussi avec la nécessité d'extraire les moellons. Pour un entrepreneur qui aurait à construire le barrage, il doit être modifié dans beaucoup de ses éléments.

La production totale devant être de 14000 mètres cubes en deux ans et demi, on ne peut calculer le prix de revient que pour la totalité de la fabrication, car, d'une part, une partie des frais généraux restent les mêmes, et, d'autre part, la machine et le granulateur, bien que non encore amortis complètement, ne représenteraient plus pour l'entrepreneur, à la fin des travaux, qu'une valeur très faible.

Au moyen des éléments précédemment posés, on trouve alors 7 fr. 70; mais, par contre, le prix se réduirait beaucoup pour une raison qui est la suivante :

Quand on procédera à l'extraction des moellons, il restera en carrière environ 15 pour 100 de détritus. En y ajoutant le déchet résultant de la préparation des moellons avant emploi, on aura assez pour fabriquer les 6/10 du sable. Il faut donc retrancher 6/10 de l'extraction et du demi-cassage, ce qui ramène le prix de revient exactement à 6 francs [1].

Sauf le prix du charbon, on sera dans des conditions analogues toutes les fois que l'on voudra employer, dans une construction importante, un sable artificiel fabriqué avec la pierre qui doit fournir aussi les moellons [2].

Service du réservoir. — Évaporation.

Il serait peu intéressant d'entrer dans des détails au sujet du service du réservoir. Je dirai seulement qu'il est destiné à la fois à irriguer des terres et à fournir de l'eau aux usines qui en manquent actuellement, précisément à l'époque où elles en auraient surtout besoin. Avec les belles chutes dont on dispose à Constantine, il donnera accessoirement le moyen d'éclairer la ville à l'électricité, et il assurera son approvisionnement en eau et son assainissement.

Le problème est, du reste, bien compliqué par l'irrégularité du débit de

1. Au bordereau des prix, il a été compté comme si une extraction spéciale était nécessaire, et, malgré cela, la substitution du sable artificiel au sable naturel a permis de réaliser une économie de 480 000 francs.

2. Toutes les expériences sur la résistance du sable ont été faites par M. le conducteur Anglade, chef de bureau de l'ingénieur en chef, sous la direction de M. Souleyre, ingénieur ordinaire à Constantine. A l'heure actuelle, on a rompu à peu près 1000 briquettes.

la rivière. Le débit moyen annuel paraît avoir été, en trente-sept ans, de 40 000 000 de mètres cubes, mais il a varié de 12 000 000 à 180 000 000. En outre, ce débit est fourni presque complètement par les crues, qui sont subites et rapides. Il a fallu dès lors arriver à une capacité de 50 000 000 de mètres cubes, pour en utiliser 25 sur 40. Sur les 15 000 000 qui seront perdus en moyenne dans une année, 10 000 000 passeront sur le déversoir, sans pouvoir être retenus, et 5 000 000 seront absorbés par l'évaporation.

Il est assez difficile de savoir exactement quelle valeur aura cette évaporation. Cependant nous avons une base précise. J'avais fait autrefois, pendant cinq années consécutives, des expériences aux étangs du Djebel-Ouach qui dominent Constantine. Avec une surface d'évaporation de 2 hectares, une profondeur de 5 à 6 mètres et un cube de 120 000 mètres, on est déjà dans des conditions satisfaisantes.

J'ai obtenu 5,4 millimètres pour la moyenne de l'hiver, et 8 millimètres pour la moyenne de l'été, soit 6,7 millimètres pour la moyenne générale en vingt-quatre heures, et 2 m. 45 pour l'évaporation totale en un an.

Nous avons cru devoir augmenter ce chiffre et le porter à 2 m. 90. Au Djebel-Ouach, en effet, la température est sensiblement moins élevée qu'à Constantine, et les étangs sont défendus par des plantations importantes. D'autre part, sur les Hauts Plateaux, on est constamment balayé par des vents violents, et, dans une retenue de barrage, il y a lieu de tenir compte aussi du réchauffement par le sol des parties peu profondes.

Les pluies devant restituer au réservoir 0 m. 29 en hiver et 0 m. 21 en été, nous avons compté, pour les pertes par évaporation, 0 m. 80 en hiver et 1 m. 50 en été.

Envasement.

Le Rhumel a été jaugé pendant 6 ans non seulement en débit liquide, mais aussi en débit solide. Les apports, presque nuls en temps ordinaire, prennent, pendant les crues, une importance assez grande. En moyenne, le limon charrié par la rivière a été trouvé égal à 8/1000 du cube total, ce qui donne 320 000 mètres cubes pour un débit moyen de 40 000 000. En amont de la gorge, la rivière a une faible pente, et transversalement le terrain est presque plat. Il en résulte une retenue de près de 5 600 mètres qui présente un étranglement très marqué à mi-longueur à peu près. A l'entrée de la retenue, et à l'étranglement, la diminution brusque de vitesse donnera lieu à des dépôts dans lesquels les matières se rangeront par ordre de densité, et il n'arrivera au pied du mur que les parcelles de limon très tenues, c'est-à-dire une fraction seulement de l'apport solide.

En temps ordinaire, tout le débit solide sera retenu par le réservoir, même s'il est déjà plein ; mais, étant données la violence et la rapidité des crues, on peut espérer qu'elles entraîneront avec elles, par-dessus le déversoir, la plus grande partie des 80 000 mètres de limon correspondant au cube de 10 000 000 qui ne pourra pas être retenu, et on peut, je crois, estimer à 250 000 mètres cubes l'apport annuel moyen qui restera dans le réservoir.

D'après ce qui a été dit déjà, à propos du service du réservoir, on voit que la situation se présente très mal, puisqu'elle peut se résumer ainsi :

— Impossibilité de suspendre le service.

— Pas d'eau à perdre.

— Dépôts considérables ayant leur centre de gravité très loin du pied du mur.

Dans ces conditions, la plupart des systèmes employés jusqu'à ce jour sont à rejeter immédiatement.

On ne peut songer ni au procédé d'Almanza et du Sig, ni aux évacuateurs, ni aux désarenadors.

Du reste, à l'Habra, au Tlelat, à la Djidiounia, les évacuateurs n'ont pas empêché l'envasement; quant aux désarenadors, il en a été établi dans un grand nombre de barrages, et le succès a été au moins médiocre.

Au Hamiz, on n'a pas pu encore le juger parce que le barrage n'est pas en service. Aux Grands Cheurfas, ils n'ont pas eu le temps de fonctionner.

A Fuentes, les désarenadors n'ont pas servi ; au Val d'Inferno, ils ont échoué complètement.

A part les barrages espagnols, construits dans ces dernières années, sur lesquels nous n'avons pas encore de renseignements, les désarenadors paraissent avoir réussi seulement à Elche et à Alicante ; mais, tout au moins à Alicante, la capacité de la retenue est faible, et les pentes sont fortes, ce qui constitue un cas tout particulier.

Nous avons alors essayé un dragage direct et l'évacuation des déblais, mélangés d'eau, par une grande conduite. Le calcul a été fait dans 4 hypothèses différentes, en supposant successivement : qu'on draguerait les apports eux-mêmes ou bien un cube équivalent, aux abords du mur; qu'on emploierait la vapeur pour faire mouvoir les dragues, ou bien qu'on transporterait, à l'électricité, la force disponible au barrage.

Dans les 4 hypothèses, le prix de revient du mètre cube n'a pas changé beaucoup : le moins élevé a été de 0 fr. 229 et le plus élevé de 0 fr. 274, et ces chiffres ne doivent être considérés que comme des minima qui ne seraient atteints qu'après plusieurs années de marche régulière.

Si réduits qu'ils soient déjà, ces prix conduiraient encore à une dépense inacceptable. Le réservoir, porté à la capacité de 72 000 000 de mètres cubes ne coûte, en effet, que 1 800 000 francs. Le dragage de 250 000 mètres cubes représenterait une somme presque égale à l'intérêt du capital construction. Nous y avons renoncé complètement et nous avons adopté une autre combinaison, qui est très économique.

En construisant la courbe des dépenses en fonction des capacités, on a constaté qu'avec une dépense supplémentaire de 200 000 francs on pouvait élever le barrage de 2 m. 50, et passer de la capacité de 50 000 000 à celle de 72 000 000. Les 22 millions ainsi gagnés permettent de loger les vases presque pendant un siècle — l'éternité pour une entreprise humaine — et le désenvasement, amortissement compris, coûte à peine 10 000 francs par an, soit 4 centimes par mètre cube.

Au bout de ce siècle, l'ouvrage aura encore toute sa puissance, et le service ne sera pas beaucoup gêné pendant les quarante ans qu'il lui faudra ensuite pour s'envaser encore de 10 000 000. Après cela, on avisera, le cas échéant; mais, sans doute, il ne faudra pas attendre aussi longtemps pour que nos successeurs aient trouvé mieux que nous.

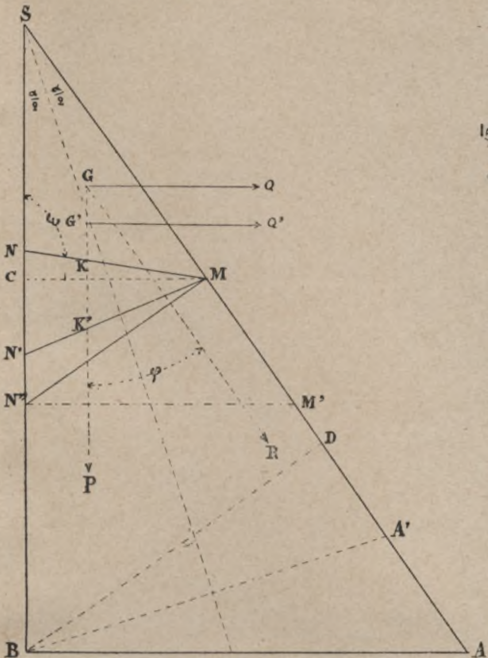
Si on pouvait toujours s'en tirer à aussi bon compte, l'envasement ne serait pas bien redoutable; malheureusement ce n'est pas là une vraie solution; ce n'est même pas du tout une solution. C'est simplement une circonstance favorable.

Paris, le 26 juillet 1892.

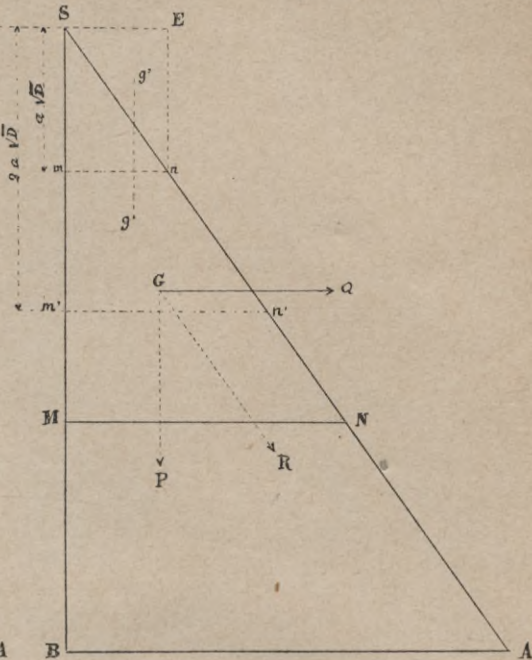
TABLE DES MATIÈRES

25940. — Imprimerie Lahure, 9, rue de Fleurus, à Paris.

(*Fig. 1*)



(*Fig. 2*)



(*Fig. 3*)