

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inv. ....

3137

V. MAGNY

LA CONSTRUCTION  
EN  
BÉTON ARMÉ

THÉORIE ET PRATIQUE

PARIS & LIÈGE

CH. BÉRANGER EDITEUR

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297586







*F. 109 a*  
*109.*



LA CONSTRUCTION  
EN  
BÉTON ARMÉ

---

THÉORIE ET PRATIQUE



519a  
109





LA CONSTRUCTION  
EN  
BÉTON ARMÉ

---

THÉORIE ET PRATIQUE

PAR

A. V. MAGNY

Ingénieur Civil

---

*Avec une Préface de Paul PIKETTY.*

---

Avec 428 figures dans le texte et 9 planches hors texte

---

*7. N. 30932*



PARIS ET LIÈGE

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE CH. BÉRANGER, ÉDITEUR

PARIS, 15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15

LIÈGE, 21, RUE DE LA RÉGENCE, 21

1914

Tous droits réservés

*4.19*  
*10/22*

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

113137

~~Akc. Nr. ....~~

2860/49

# TABLE DES MATIÈRES

## PREMIÈRE PARTIE

### TABLES ET RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX

	Pages.
Tableau n° 1. — Moments d'inertie et modules de section des pièces homogènes.	3
— n° 2. — Résistance des poutres en bois . . . . .	7
— n° 3. — Charge des poteaux en bois. . . . .	8
— n° 4. — Résistance des cornières en fer et en acier. . . . .	9
— n° 5. — Diamètres, poids et sections des aciers ronds . . . . .	10
— n° 6. — Poids des fers feuillards . . . . .	11
— n° 7. — Résistance des fers à T . . . . .	12
— n° 8. — Résistance des L en fer et en acier: . . . . .	13
— n° 9. — Résistance des fers U ordinaires: . . . . .	16
— n° 10. — Moments fléchissants et efforts tranchants des pièces droites. . . . .	17
— n° 11, 12 et 13. — Moments fléchissants maxima dans les poutres continues . . . . .	28
— n° 14. — Charges sur les appuis des poutres continues . . . . .	31
— n° 15. — Angle du talus naturel et poids des terres . . . . .	31
— n° 16. — Charges pratiques sur les sols et coefficients de frottement sur béton . . . . .	32
— n° 17. — Poids, angles du talus naturel et coefficients de frottements des grains, charbons, etc. . . . .	32
— n° 18. — Poids des matériaux de construction . . . . .	33
Instructions ministérielles du 20 octobre 1906 . . . . .	34
Arrêté Ministériel concernant les fournitures de ciments et chaux hydrauliques aux services des Ponts et Chaussées. . . . .	62

## DEUXIÈME PARTIE

### MATÉRIAUX ET LEUR MISE EN ŒUVRE

#### CHAPITRE PREMIER. — Matériaux.

Définition . . . . .	75
Ciment Portland :	
Propriétés . . . . .	75

	Pages.
Réception et magasinage . . . . .	79
Essais . . . . .	79
Agglomérants divers . . . . .	83
Sable . . . . .	86
Gravillon et pierraille . . . . .	87
Métal :	
Fer et acier doux . . . . .	90
Acier dur . . . . .	94
Réception et magasinage . . . . .	97

### CHAPITRE II. — Mortiers et bétons.

Mortiers de ciment :	
Emploi et proportion . . . . .	98
Résistance . . . . .	100
Enduits et dallages . . . . .	102
Mortiers divers . . . . .	103
Bétons :	
Proportions et gâchage . . . . .	104
Propriétés . . . . .	113
Résistance . . . . .	120

### CHAPITRE III. — Coffrages et échafaudages.

Coffrages :	
Choix du bois . . . . .	131
Rigidité, assemblage et fini . . . . .	132
Mise en position . . . . .	139
Décoffrage et réemploi des moules . . . . .	140
Moules en métal et divers . . . . .	141
Echafaudages et divers . . . . .	143

### CHAPITRE IV. — Mise en œuvre.

Installation des chantiers . . . . .	145
Aciers :	
Forge . . . . .	148
Mise en place . . . . .	151
Béton :	
Coulée . . . . .	152
Fini des surfaces exposées . . . . .	155
Surveillance des travaux . . . . .	160

### CHAPITRE V. — Etablissement des devis.

Feuilles de travail . . . . .	163
Divisions du devis . . . . .	164

## TROISIÈME PARTIE

## PRINCIPAUX SYSTÈMES DE CONSTRUCTION

## CHAPITRE PREMIER. — Généralités.

	Pages.
Historique du béton armé. . . . .	169
Éléments des constructions . . . . .	174

## CHAPITRE II. — Caractéristiques des principaux systèmes.

Système Bonna. . . . .	179
— Boussiron . . . . .	179
— Coignet . . . . .	181
— Considère . . . . .	183
— Cottancin . . . . .	185
— Coularou . . . . .	186
— Dégon. . . . .	187
— Demay frères . . . . .	187
— Hennebique. . . . .	189
— Matrai . . . . .	191
— Métal Déployé. . . . .	193
— Monier . . . . .	193
— Pavin de Lafarge . . . . .	194
— Piketty . . . . .	194
— Turner . . . . .	196
— Siegwart. . . . .	197
— Visintini. . . . .	198
— Viennot . . . . .	199

## QUATRIÈME PARTIE

## CALCULS

## CHAPITRE PREMIER. — Pièces comprimées; pression concentrique.

Charge pratique sur une pièce de section donnée :	
Divisions. . . . .	205
Poteaux dans lesquels on ne tient pas compte des liens transversaux . . . . .	206
Poteaux avec liens dans le plan de la section droite. . . . .	207
Poteaux avec frettes hélicoïdales. . . . .	209
Flambement . . . . .	211
Détermination d'un poteau pour porter une charge donnée :	
Calcul du poteau. . . . .	212
Détails de construction . . . . .	216

## CHAPITRE II. — Pièces fléchies, flexion simple.

	Pages.
Généralités :	
Charges variables . . . . .	218
Détermination des moments . . . . .	219
Moments des dalles reposant sur 4 poutres orthogonales . . . . .	224
Causes de rupture . . . . .	226
Taux de travail des matériaux . . . . .	229
Efforts perpendiculaires à la section droite :	
Généralités . . . . .	230
Dalles et poutres rectangulaires à armature simple . . . . .	234
Dalles et poutres rectangulaires à armature double . . . . .	240
2 <sup>e</sup> méthode de calcul des dalles et poutres rectangulaires . . . . .	243
Hourdis nervuré à armature simple . . . . .	248
Hourdis nervuré à armature double . . . . .	256
Efforts de cisaillement et de glissement longitudinal :	
Essais de M. le professeur Talbot . . . . .	258
Essais de M. le professeur Mörsch et du laboratoire de Stuttgart . . . . .	260
Calcul des armatures transversales . . . . .	262
Glissement des armatures longitudinales . . . . .	267
Déformations et flèches . . . . .	268
Détermination des moments d'inertie :	
Pièce entièrement comprimée . . . . .	270
Pièce soumise à une flexion simple . . . . .	270

## CHAPITRE III. — Flexion composée.

Pièces travaillant à la compression et à la flexion :	
Pièce entièrement comprimée . . . . .	273
Pièce soumise à des efforts de compression et de tension . . . . .	275
Pièces travaillant à la traction et à la flexion . . . . .	284

## CINQUIÈME PARTIE

## CONSTRUCTIONS PARTICULIÈRES ET BATIMENTS INDUSTRIELS

## CHAPITRE I. — Fondations.

Classification . . . . .	287
Semelles de répartition :	
Radier général . . . . .	290
Semelles sous murs et files de piliers . . . . .	292
Semelles isolées sous piliers . . . . .	293
Exemples de travaux exécutés . . . . .	295
Pieux et palplanches :	
Détails de construction et exemples . . . . .	298
Fonçage . . . . .	304

## CHAPITRE II. — Bâtiments.

	Pages.
Surcharges. . . . .	310
Bâtiments avec ossature en béton armé :	
Esthétique du béton armé. . . . .	312
Ecartement des poteaux et choix des planchers . . . . .	316
Planchers à poutres apparentes. . . . .	319
Parquets et plafonds . . . . .	322
Planchers évidés à plafond plat. . . . .	322
Murs de façade. . . . .	327
Murs de remplissage . . . . .	328
Exemples de travaux exécutés . . . . .	332
Constructions mixtes. . . . .	336
Escaliers. . . . .	341

## CHAPITRE III. — Charpentes et toitures.

Charpentes :	
Surcharges et pressions du vent. . . . .	346
Calculs. . . . .	350
Toitures :	
Toits en dents de scie, à la Mansard, voûtes. . . . .	352
Terrasses. . . . .	355
Dômes . . . . .	357
Exemples de travaux exécutés . . . . .	359

## SIXIÈME PARTIE

## PONTS ET VIADUCS

Renseignements généraux :	
Surcharges. . . . .	369
Taux de travail des matériaux, moments fléchissants et réactions d'appui . . . . .	373
Dimensions réglementaires . . . . .	375

## CHAPITRE I. — Ponts à travées droites.

Classification :	
Dispositions du tablier . . . . .	377
Dispositions des culées . . . . .	380
Détails de construction . . . . .	383
Calcul des piles. . . . .	384
Ouvrages avec deux montants et deux entretoises. . . . .	386
Ouvrages à plusieurs traverses . . . . .	387
Piles à arbalétriers inclinés. . . . .	389
Exemples de travaux exécutés . . . . .	390

## CHAPITRE II. — Ponts à poutres formant parapets.

	Pages.
Poutres paraboliques :	
Calculs . . . . .	397
Détails de construction . . . . .	400
Poutres droites évidées . . . . .	402
Exemples de travaux exécutés . . . . .	406

## CHAPITRE III. — Ponts en arc.

Classification :	
Superstructure . . . . .	408
Culées . . . . .	410
Calcul des arcs :	
Généralités . . . . .	413
Arcs à 3 articulations . . . . .	416
Arcs à 2 articulations . . . . .	419
Arcs sans articulations . . . . .	423
Formules simples . . . . .	430
Calcul des culées et piles . . . . .	433
Construction :	
Cintres . . . . .	436
Exécution . . . . .	440
Exemples de travaux exécutés . . . . .	443

## SEPTIÈME PARTIE

## MURS DE SOUTÈNEMENT, MURS DE QUAÏ ET SILOS

## CHAPITRE I. — Murs de soutènement et murs de quai.

Description :	
Murs de soutènement . . . . .	449
Murs de quai . . . . .	451
Poussées et butées dues aux terres :	
Poussées . . . . .	453
Butées . . . . .	461
Répartition des charges sur les fondations :	
Pièces pouvant subir des efforts de tension . . . . .	462
Pièces ne pouvant travailler en tension . . . . .	464
Calculs :	
Murs de soutènement . . . . .	465
Mur sur pieux . . . . .	468
Murs de quai . . . . .	468
Exemple de calcul d'un mur avec contrefort . . . . .	472
Exemples de travaux exécutés . . . . .	479



## CHAPITRE II. — Silos.

	Pages.
Classification . . . . .	487
Poussées dues aux grains et matières concassées :	
Généralités . . . . .	488
Méthode de calcul de M. Airy . . . . .	489
Méthode de calcul de M. Könen . . . . .	491
Calculs :	
Silos de la 1 <sup>re</sup> catégorie . . . . .	493
Silos de la 2 <sup>e</sup> catégorie . . . . .	494
Exemples de travaux exécutés . . . . .	496

## HUITIÈME PARTIE

## RÉSERVOIRS, BARRAGES, CANALISATIONS ET DIVERS

## CHAPITRE I. — Réservoirs.

Classification :	
Réservoirs découverts . . . . .	503
Réservoirs couverts et enterrés . . . . .	504
Réservoirs sur pylônes ou sur tours . . . . .	504
Poussée due à un liquide . . . . .	505
Étanchéité . . . . .	506
Réservoirs enterrés : détails de construction . . . . .	507
Châteaux d'eau :	
Calculs . . . . .	509
Détails de construction . . . . .	516
Exemples de travaux exécutés . . . . .	516

## CHAPITRE II. — Barrages, canalisations, aqueducs et tunnels.

Barrages . . . . .	526
Canalisations :	
Calcul des tuyaux . . . . .	531
Détails de construction . . . . .	534
Aqueducs . . . . .	540
Tunnels . . . . .	542
Exemples de travaux exécutés . . . . .	545

## CHAPITRE III. — Divers.

Cheminées :	
Construction . . . . .	549
Calculs . . . . .	553
Exemple de cheminée avec réservoirs . . . . .	558
Traverses pour voies de chemins de fer . . . . .	560

	Pages.
Supports de canalisation aérienne. . . . .	567
Barques, pontons et caissons flottants. . . . .	568
Protection des berges. . . . .	572
Blocs factices, en béton non armé, moulés à l'avance . . . . .	576

---

## PRÉFACE

---

L'examen de la table des matières et l'étude d'un chapitre ou même de quelques paragraphes renseigneront mieux le lecteur sur l'étendue des sujets contenus dans cet ouvrage et sur la façon dont ils ont été traités, qu'un long exposé des idées qui ont guidé dans sa préparation. Cependant l'on peut dire que l'idée dominante a été de donner d'une façon *très concise mais très claire et très pratique* tous les renseignements dont ont journellement besoin les ingénieurs et les architectes qui s'occupent de construction en ciment armé.

Dans ce but l'auteur a fait un choix aussi rigoureux que judicieux parmi les nombreux documents qu'une longue pratique dans le bureau d'études et sur le chantier lui a permis de rassembler. Mettant à profit l'expérience qu'il a acquise par l'étude des sujets les plus variés, il s'est efforcé de traiter toutes les questions importantes se rapportant au calcul ou à la construction. Dans celles encore nombreuses où les avis sont très partagés, il donne son avis motivé avec ses raisons à l'appui mais il ne le fait qu'en donnant les diverses opinions contraires. L'auteur s'est aussi contenté d'exposer une seule méthode de calcul officielle : la Circulaire ministérielle de 1906, mais il a eu soin de donner, non pas seulement les formules qui permettent la vérification des pièces construites, mais encore celles qui permettent de déterminer les éléments d'une pièce devant

résister à des efforts extérieurs connus ; il a eu soin d'ailleurs de donner des exemples numériques permettant à tous de s'assimiler très facilement les formules et les tables et de se familiariser avec leur emploi. Enfin il s'est étendu assez longuement et avec juste raison sur les efforts de cisaillement, le glissement longitudinal et la détermination des moments d'inertie qui ne sont jamais traités avec l'ampleur que mérite leur importance ; il faut se souvenir en effet que ce sont toujours ces efforts qui amènent la ruine des pièces en béton armé et que presque tous les accidents retentissants survenus dans les ouvrages en béton armé n'ont pas eu pour la plupart d'autre cause qu'une insuffisance des pièces sous ce rapport.

L'exécution des travaux est principalement traitée dans la deuxième partie de l'ouvrage, mais on trouvera aussi des détails d'exécution se rapportant plus particulièrement aux poteaux, dalles et poutres, dans les chapitres traitant du calcul de chacun de ces éléments, et les détails de construction propres à chacun des genres de travaux dans les dernières parties de l'ouvrage. Tous les conseils relatifs à l'exécution des travaux et plus particulièrement aux coffrages et à la mise en œuvre des matériaux sont seulement ceux que l'on peut donner pour obtenir une exécution soignée, tout en laissant à l'entrepreneur la latitude, juste nécessaire mais indispensable, pour parer aux difficultés inévitables de la construction sur le chantier. L'ouvrage contient en outre sur l'établissement des devis des renseignements suggérés par l'expérience directe mais qu'il est difficile de développer comme il conviendrait parce que les constructeurs se résignent très difficilement à divulguer leurs prix de revient qu'ils considèrent, à juste titre d'ailleurs, comme le fruit de leur expérience et par conséquent leur propriété exclusive.

Le plan général adopté dans chacune des quatre dernières parties comprend les quatre divisions suivantes :

1° Renseignements généraux avec classification d'ensemble ; 2° méthode de calcul ; 3° détails de construction ; 4° exemples de travaux exécutés.

Dans quelques cas ces paragraphes peuvent ne pas paraître très distincts mais ils n'en existent pas moins, modifiés seulement pour se plier au caractère spécial du genre de construction étudié.

Les méthodes de calcul, quoique choisies parmi les plus simples et les plus rapides, présentent une exactitude très suffisante pour la presque totalité des cas de la pratique. Il est en effet inutile d'avoir recours à des méthodes très complexes en vue de déterminer avec une grande précision les efforts extérieurs puisque, dans le calcul des efforts intérieurs, on est obligé de faire des hypothèses qui laissent un certain doute sur la section réellement nécessaire et suffisante pour les deux matériaux : béton et acier. Il est de beaucoup préférable que l'ingénieur puisse trouver par des essais rapides et nombreux, c'est-à-dire en employant une méthode de calcul approchée mais simple, la solution la plus avantageuse pour résoudre dans chaque cas particulier le problème posé. (S'il a alors malgré son expérience le moindre doute sur l'exactitude de la méthode il lui est toujours facile de faire une vérification au moyen des méthodes officielles qui sont surtout des méthodes de contrôle.) L'augmentation de prix qui peut en résulter est largement compensée par l'économie réalisée en adoptant la meilleure solution.

D'ailleurs le cadre de l'ouvrage ne comporte pas l'application de méthodes longues et compliquées, et c'est pour cette raison que l'auteur a laissé de côté certaines questions telles que les arcs continus, les efforts secondaires dans les réservoirs circulaires, etc... et que dans certains cas il a employé pour déterminer les efforts la méthode graphostatique au lieu du calcul algébrique.

Je ne saurais pour ma part trop recommander la lecture de cet ouvrage aussi bien aux débutants qu'aux ingénieurs déjà versés dans l'art du ciment armé, car les documents nombreux et très précis que l'auteur a su réunir, joints à son expérience personnelle très étendue, en font un recueil où l'on peut indifféremment trouver la solution d'un problème ou le germe d'une idée nouvelle que la réflexion de chacun peut ensuite développer à sa guise.

Je ne doute pas que les spécialistes ne fassent comme moi le plus grand cas des idées et des exemples contenus dans ce volume pour lequel je tiens à témoigner ici mes bien sincères félicitations à l'auteur.

PAUL PIKETTY.

---

## AVANT-PROPOS

---

Les exemples de travaux construits récemment ont été choisis parmi ceux qu'ont exécutés les maisons Piketty, Coignet, Considère (bureaux de Paris et de Londres), Monnoyer et Bonna qui ont bien voulu communiquer à l'auteur leurs planches d'exécution, et aussi par MM. L.-G. Mouchel and Partners (agence Hennebique à Londres) qui ont autorisé de nombreux emprunts à leur revue *Ferro-Concrete*. L'auteur tient à signaler l'obligeance de toute ces firmes ainsi que celles de :

- MM. Candlot (auteur de « Ciments et chaux hydrauliques ») ;
- Heidenreich (Engineers Pocket book of Reinforced Concrete) ;
- Mörsch (traduit par M. Dubois : « Le Béton armé ») ;
- Talbot (du laboratoire expérimental de l'Université d'Illinois à Urbana, États-Unis) ;
- De Tédesco et Forestier (« Manuel du Constructeur en Ciment armé ») ;

qui lui ont permis de faire plusieurs emprunts à leurs traités, et celle d'autres auteurs dont les noms ont été cités dans le corps de l'ouvrage sans qu'aucun ait été omis volontairement.

L'auteur est aussi reconnaissant envers M. P. Piketty pour l'assistance précieuse que celui-ci a bien voulu lui donner et

envers ses amis : J. Bétrémieux, pour sa vérification des différents tableaux et du travail en général ; L. Bouyer, pour ses conseils dans les chapitres qui traitent de l'exécution ; M. Debron, pour son assistance dans la préparation et la compilation des documents. A tous ceux qui ont bien voulu l'aider, il présente ses bien sincères remerciements.

A. V. M.

---



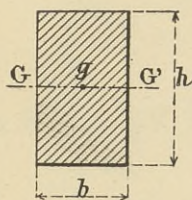
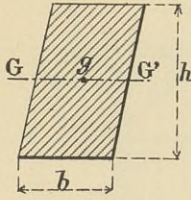
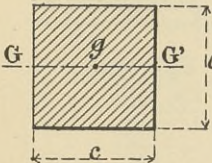
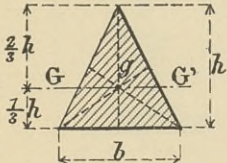
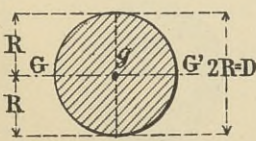
PREMIÈRE PARTIE


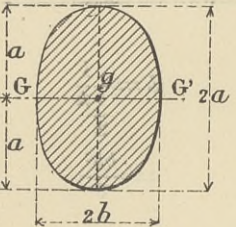

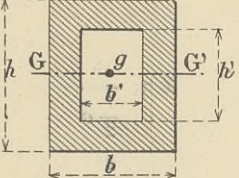
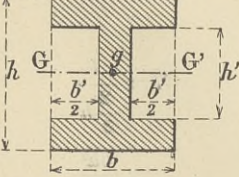
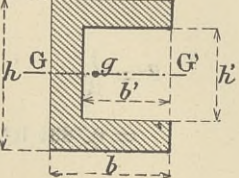
TABLES ET RENSEIGNEMENTS  
GÉNÉRAUX



TABLEAU N° 1

Moments d'inertie et modules de section des pièces homogènes (fig. 1 à 20).

CROQUIS DE LA SECTION	MOMENT D'INERTIE SUPERFICIEL I	MODULE DE LA SECTION $Z = \frac{I}{n}$
	$I = \omega \frac{h^2}{12}$ $= \frac{bh^3}{12}$	$Z = \frac{I}{\frac{1}{2}h}$ $= \frac{bh^2}{6}$
	<p>Id.</p>	<p>Id.</p>
	$I = \omega \frac{c^2}{12}$ $= \frac{c^4}{12}$	$Z = \frac{I}{\frac{1}{2}c}$ $= \frac{c^3}{6}$
	$I = \omega \frac{h^2}{18}$ $= \frac{bh^3}{36}$	$Z = \frac{I}{\frac{2}{3}h}$ $= \frac{bh^2}{24}$
	$I = \omega \frac{R^2}{4} = \omega \frac{D^2}{16}$ $= \frac{\pi R^4}{4} = 0,7854 R^4$	$Z = \frac{I}{R}$ $= 0,7854 R^3$

CROQUIS DE LA SECTION	MOMENT D'INERTIE SUPERFICIEL $I$	MODULE DE LA SECTION $Z = \frac{I}{n}$
	$I = 0,44 R^4$	$Z = \frac{I}{0,575 R}$ $= 0,49 R^3$
	$I = \omega \frac{a^2}{4}$ $= \frac{\pi b a^3}{4}$	$Z = \frac{I}{a}$ $= \frac{\pi b a^2}{4}$
	$I = \omega \frac{b^2}{4}$ $= \frac{\pi a b^3}{4}$	$Z = \frac{I}{b}$ $= \frac{\pi a b^2}{4}$
	$I = \frac{b h^3 - b' h'^3}{12}$	$Z = \frac{b h^3 - b' h'^3}{6 h}$
	Id.	Id.
	Id.	Id.

CROQUIS DE LA SECTION	MOMENT D'INERTIE SUPERFICIEL I	MODULE DE LA SECTION $Z = \frac{I}{n}$
	$I = \frac{bh^3 + b'h'^3}{12}$	$Z = \frac{bh^3 + b'h'^3}{6h}$
	<p>Id.</p>	<p>Id.</p>
	$I = \frac{1}{12} (bh^3 - d'h'^3 - d''h''^3 - d'''h'''^3)$	$Z = \frac{1}{6h} (bh^3 - d'h'^3 - d''h''^3 - d'''h'''^3)$
	$I = \frac{1}{12} (bh^3 - d'h'^3 - d''h''^3 - d^{iv}h^{iv3})$	$Z = \frac{1}{6h} (bh^3 - d'h'^3 - d''h''^3 - d^{iv}h^{iv3})$
	$I = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4} = 0,7854 (R^4 - r^4)$	$Z = \frac{0,7854 (R^4 - r^4)}{R}$

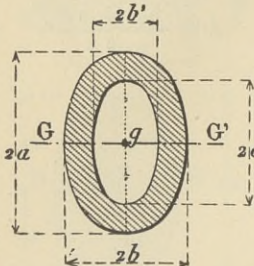
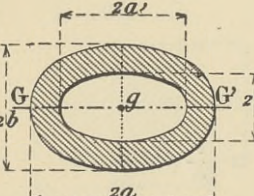
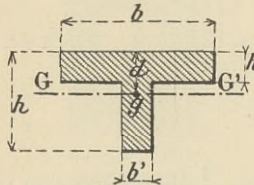
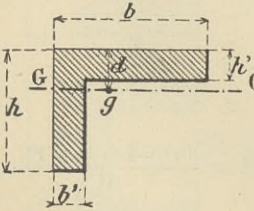
CROQUIS DE LA SECTION	MOMENT D'INERTIE SUPERFICIEL I	MODULE DE LA SECTION $Z = \frac{I}{n}$
	$I = \frac{\pi (ba^3 - b'a'^3)}{4}$	$Z = \frac{\pi (ba^3 - b'a'^3)}{4a}$
	$I = \frac{\pi (ab^3 - a'h'^3)}{4}$	$Z = \frac{\pi (ab^3 - a'h'^3)}{4b}$
 $d = \frac{(b-b')h^2 + b'h^2}{2[(b-b')h + b'h]}$	$I = \frac{bd^3 - (b-b')(d-h)^3}{3} + \frac{b'(h-d)^3}{3}$	$Z = \frac{bd^3 - (b-b')(d-h)^3}{3(h-d)} + \frac{b'(h-d)^3}{3(h-d)}$
	Id.	Id.

TABLEAU N° 2

## Résistance des poutres en bois.

Charge totale en kilogrammes que peut porter une poutrelle en bois de 1 centimètre de largeur supportée aux deux extrémités et chargée au milieu, et dans laquelle les fibres extrêmes travaillent à 100 kilogrammes par centimètre carré. La même poutre peut porter une charge totale double uniformément répartie sur toute la longueur.

PORTÉE EN MÈTRES	HAUTEUR DE LA POUTRE EN CENTIMÈTRES									
	2,5	3,5	5	7	9	12	15	18	21	24
1	4,16	8,16	16,66	32,66	54	96	150	216	294	384
2	2,08	4,08	8,33	16,33	27	48	75	108	147	192
3	1,38	2,72	5,56	10,68	18	32	50	72	98	128
4	—	2,04	4,16	8,16	13,5	24	37,5	54	73,5	96
5	—	—	3,33	6,55	10,8	19,2	30	43,2	58,8	76,8
6	—	—	2,77	5,44	9	16	25	36	49	64
7	—	—	—	4,66	7,7	13,7	21,4	30,9	42	54,8
8	—	—	—	4,08	6,8	12	18,8	27	36,7	48
9	—	—	—	—	5	10,7	16,7	24	32,7	42,6
10	—	—	—	—	5,4	9,6	15	21,6	29,4	38,4
11	—	—	—	—	—	8,8	13,6	19,6	26,7	34,9
12	—	—	—	—	—	8	12,5	18	24,5	32

TABLEAU N° 3

## Charge des poteaux en bois.

Coefficients de travail *moyen en kilogrammes par centimètre carré* à admettre pour des poteaux en bois de section rectangulaire, de grande hauteur et sujets au flambement. Ces coefficients sont déterminés en supposant que la fatigue des fibres extrêmes les plus chargées peut atteindre 100 *kilogrammes par centimètre carré*, et d'après la formule :

$$\text{Coefficient de travail moyen} = \text{fatigue extrême} \times \frac{1}{1 + \frac{Kl^2}{5000r^2}}$$

K, coefficient numérique, fonction de la façon dont sont fixées les extrémités du poteau.

*l*, hauteur du poteau en centimètres.

*b*, plus petite dimension transversale en centimètres.

*r*, rayon de gyration ( $r^2$  est pris égal à  $\frac{b^2}{12}$ ).

$\frac{l}{b}$ Extrémités encastrées.	$\frac{l}{b}$ Extrémités appuyées.	Fatigue. Kgr./cm <sup>2</sup> .	$\frac{l}{b}$ Extrémités encastrées.	$\frac{l}{b}$ Extrémités appuyées.	Fatigue. Kgr./cm <sup>2</sup> .	$\frac{l}{b}$ Extrémités encastrées.	$\frac{l}{b}$ Extrémités appuyées.	Fatigue. Kgr./cm <sup>2</sup> .
12	6	92	44	22	46,2	76	38	22,4
16	8	86	48	24	42,0	80	40	20,6
20	10	80	52	26	38,2	84	42	19,0
24	12	74	56	28	34,6	88	44	17,7
28	14	68	60	30	31,6	92	46	16,4
32	16	61	64	32	28,7	96	48	15,1
36	18	56	68	34	26,4	100	50	14,3
40	20	51	72	36	24,4	104	52	13,3



TABLEAU N° 4

## Résistance des cornières en fer et en acier.

(Ce tableau, ainsi que les cinq suivants, est extrait du catalogue de MM. Salmon et C<sup>ie</sup> de Paris.)

PROFILS des cornières.	POIDS du mètre.	VALEURS de		CHARGE uniformément répartie, les extrémités reposant librement sur deux points d'appui, correspondant aux coefficients de sûreté, 6 en fer, 9 en acier par millimètre carré de section.				
		$\frac{I}{N}$	R	0 <sup>m</sup> .50	1 m.	2 m.	3 m.	4 m.
30 × 30 × 3 Acier.	1,355	0,68	9	97	48	24	16	12
30 × 30 × 3 Fer.	1,330	0,68	6	65	32	16	10	8
35 × 35 × 3 1/2 Acier.	1,930	1,08	9	155	77	38	25	19
35 × 35 × 3 1/2 Fer.	1,900	1,08	6	103	51	25	17	12
40 × 40 × 4 Acier.	2,530	1,61	9	331	115	57	38	28
40 × 40 × 4 Fer.	2,370	1,61	6	154	77	38	25	19
45 × 45 × 4 1/2 Acier.	3,260	2,30	9	231	165	82	55	41
45 × 45 × 4 1/2 Fer.	3,200	2,30	6	220	110	50	33	25
50 × 50 × 5 Acier.	3,700	3,15	9	453	226	113	75	56
50 × 50 × 5 Fer.	3,700	3,15	6	302	151	75	50	37
55 × 55 × 5 1/2 Acier.	4,580	4,20	9	605	302	151	100	75
55 × 55 × 5 1/2 Fer.	4,500	4,20	6	403	204	100	67	50
60 × 60 × 6 Acier.	5,390	5,45	9	784	392	196	130	98
60 × 60 × 6 Fer.	5,335	5,45	6	523	261	130	87	65
65 × 65 × 6 1/2 Acier.	6,315	6,93	9	997	498	249	166	124
65 × 65 × 6 1/2 Fer.	6,260	6,93	6	665	332	163	110	81
70 × 70 × 7 Acier.	7,330	8,68	9	1 247	623	311	207	155
70 × 70 × 7 Fer.	7,300	8,68	6	831	398	199	132	99
80 × 80 × 8 Acier.	9,570	12,92	9	1 860	930	465	310	232
80 × 80 × 8 Fer.	9,500	12,92	6	1 240	619	310	206	155
90 × 90 × 9 Acier.	12,100	18,40	9	2 649	1 324	662	441	331
90 × 90 × 9 Fer.	12,000	18,40	6	1 766	803	401	261	207
100 × 100 × 10 Acier.	15,000	25,24	9	3 634	1 817	908	605	454
100 × 100 × 10 Fer.	15,000	25,24	6	2 422	1 221	610	407	305

TABLEAU N° 5  
Diamètres, poids et sections d'aciers ronds.

DIAMÈTRE mm	POIDS au mètre.		1 $\pi R^2$	2 $\pi R^2$	3 $\pi R^2$	4 $\pi R^2$	5 $\pi R^2$	6 $\pi R^2$	7 $\pi R^2$	8 $\pi R^2$	9 $\pi R^2$	10 $\pi R^2$
	grammes.	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>
1	6											
2	24											
3	55											
4	98											
5	153		26	52	78	117	156	200	250	300	350	404
6	221		43	80	117	156	200	250	300	350	404	417
7	300		20	40	60	84	112	140	168	224	280	351
8	392		56	112	168	224	280	350	420	496	576	640
9	496		78	156	234	312	392	480	576	672	776	880
10	613		104	208	312	416	520	624	728	832	936	1040
11	741		130	260	390	520	650	780	910	1040	1170	1300
12	882		156	312	468	624	780	936	1092	1248	1404	1560
13	1035		182	364	546	728	910	1092	1274	1456	1638	1820
14	1201		208	416	624	832	1040	1248	1456	1664	1872	2080
15	1378		234	468	696	936	1176	1416	1656	1896	2136	2376
16	1568		260	520	780	1040	1280	1520	1760	2000	2240	2480
17	1770		286	572	858	1136	1384	1632	1880	2128	2376	2624
18	1985		312	624	936	1248	1504	1760	2016	2272	2528	2784
19	2212		338	676	1014	1360	1624	1888	2144	2400	2656	2912
20	2450		364	728	1092	1472	1744	2016	2272	2528	2784	3040
21	2702		390	780	1170	1584	1864	2144	2400	2656	2912	3168
22	2965		416	832	1248	1696	2000	2280	2536	2800	3056	3312
23	3241		442	884	1326	1816	2112	2400	2656	2912	3168	3424
24	3529		468	936	1404	1936	2224	2520	2776	3032	3288	3544
25	3829		494	988	1482	2056	2344	2640	2896	3152	3408	3664
26	4144		520	1040	1560	2176	2464	2760	3016	3272	3528	3784
27	4466		546	1092	1638	2296	2584	2880	3136	3392	3648	3904
28	4803		572	1144	1716	2416	2704	3020	3280	3536	3800	4024
29	5153		598	1196	1794	2536	2824	3140	3384	3640	3896	4144
30	5513		624	1248	1872	2656	3040	3360	3600	3856	4112	4360
31	5887		650	1300	1950	2776	3160	3480	3680	3936	4192	4440
32	6273		676	1352	2028	2896	3280	3600	3800	4056	4304	4520
33	6672		702	1404	2106	3016	3400	3720	3920	4176	4416	4640
34	7082		728	1456	2184	3136	3520	3840	4040	4296	4528	4760
35	7505		754	1508	2262	3256	3640	3960	4160	4416	4648	4880
36	7939		780	1560	2340	3376	3760	4080	4280	4536	4768	4960
37	8381		806	1612	2418	3496	3880	4200	4400	4656	4880	5080
38	8846		832	1664	2496	3616	4000	4320	4520	4784	5008	5200
39	9318		858	1716	2574	3736	4120	4440	4640	4904	5136	5320
40	9802		884	1768	2652	3856	4240	4560	4760	5024	5264	5440
41	10292		910	1820	2730	3976	4360	4680	4880	5144	5384	5560
42	10806		936	1872	2808	4096	4480	4800	5000	5264	5504	5680
43	11328		962	1924	2886	4216	4600	4920	5120	5384	5624	5800
44	11860		988	1976	2964	4336	4720	5040	5240	5504	5744	5920
45	12406		1014	2028	3042	4456	4840	5160	5360	5624	5864	6040
46	12963		1040	2080	3120	4576	4960	5280	5480	5744	5984	6160
47	13534		1066	2132	3198	4696	5080	5400	5600	5864	6104	6320
48	14115		1092	2184	3276	4816	5200	5520	5720	6000	6240	6440
49	14711		1118	2236	3354	4936	5320	5640	5840	6104	6344	6560
50	15315		1144	2288	3432	5056	5440	5760	5960	6224	6464	6680

TABLEAU N° 6  
Poids des fers feuillards (en kilogrammes par mètre courant).

ÉPAISSEURS en millimètres.	LARGEUR EN MILLIMÈTRES									
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
1	0,078	0,117	0,156	0,195	0,234	0,273	0,312	0,350	0,389	0,428
1 1/2	0,117	0,175	0,234	0,292	0,350	0,409	0,467	0,525	0,584	0,642
2	0,156	0,234	0,312	0,389	0,467	0,545	0,623	0,701	0,779	0,857
2 1/2	0,194	0,292	0,389	0,487	0,584	0,682	0,779	0,876	0,974	1,071
3	0,234	0,350	0,467	0,584	0,701	0,818	0,935	1,051	1,168	1,285
4	0,311	0,467	0,623	0,779	0,935	1,090	1,246	1,402	1,558	1,714
5	0,389	0,584	0,779	0,974	1,168	1,363	1,558	1,752	1,947	2,142

TABLEAU N° 7  
Résistance des fers à T

PROFILS des fers.	POIDS au mètre.  kg.	VALEURS de		CHARGE uniformément répartie, les extrémités reposant librement sur deux points d'appui, correspon- dant aux coefficients de sûreté, 8, 10, 12 kilo- grammes par millimètre carré de section.				
		$\frac{I}{V}$	R	0 <sup>m</sup> ,50	1 m.	2 m.	3 m.	4 m.
25 × 25 × 3 1/2	4,100	0,54	8	69	35	17	12	19
			10	86	43	22	15	11
			12	104	52	26	17	13
25 × 30 × 3 1/2	1,350	0,77	8	98	49	25	16	12
			10	123	62	31	21	15
			12	147	74	37	25	18
30 × 35 × 5	2,100	1,47	8	188	94	47	31	21
			10	235	117	59	40	30
			12	282	144	70	47	35
35 × 40 × 5 1/2	2,940	2,09	8	268	134	67	44	33
			10	334	167	83	56	42
			12	403	201	100	67	51
40 × 45 × 6	3,850	3,03	8	389	194	97	65	48
			10	485	242	121	80	61
			12	562	290	145	96	73
45 × 50 × 7	4,500	4,33	8	554	277	139	93	70
			10	693	346	173	115	86
			12	830	415	207	138	104
50 × 55 × 7	5,130	5,70	8	730	365	182	122	91
			10	912	456	228	152	114
			12	1 094	547	273	182	137
55 × 60 × 8	6,400	7,23	8	926	463	231	154	116
			10	1 157	578	289	194	145
			12	1 388	697	347	234	173
65 × 70 × 8 1/2	8,300	10,36	8	1 326	663	331	221	165
			10	1 658	829	414	276	207
			12	1 989	994	497	334	248
75 × 80 × 10	11,300	16,03	8	2 052	1 026	513	342	256
			10	2 564	1 282	641	427	321
			12	3 078	1 530	769	512	384
80 × 55 × 8	7,820	6,42	8	822	411	205	137	103
			10	1 028	514	257	171	128
			12	1 233	616	308	205	154
100 × 60 × 10	11,250	9,56	8	1 225	612	306	204	153
			10	1 534	765	382	255	192
			12	1 836	918	454	306	210

TABLEAU N° 8

## Résistance des I en fer et en acier.

DIMENSIONS et profils des poutrelles.	POIDS du mètre.	VALEUR de		CHARGE uniformément répartie, les extrémités reposant librement sur deux points d'appui, corres- pondant aux coefficients de sûreté 6, 8 et 10 pour le fer et 7, 9, 12 pour l'acier par millimètre carré de section, et pour des portées de				
		$\frac{I}{n}$	R	2 m.	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
80 × 40 × 5 AO en fer.	kg. 6,750	21,300	6	511	340	256	»	»
			8	681	454	341	»	»
			10	852	567	426	»	»
80 × 42 × 39 PN ou AO acier.	6,500	19,600	7	548	365	274	»	»
			9	705	470	352	»	»
			12	940	627	470	»	»
100 × 42 × 5 AO en fer.	8,750	21,383	6	753	502	377	301	»
			8	1 004	670	502	402	»
			10	1 255	837	628	502	»
100 × 42 × 4,5 AO en acier.	7,700	29,126	7	815	543	407	326	»
			9	1 048	699	524	419	»
			12	1 398	932	699	559	»
100 × 50 × 4,5 PN en acier.	8,200	34,400	7	963	642	481	385	»
			9	1 238	825	619	495	»
			12	1 651	1 100	825	660	»
120 × 43 × 5 AO en fer.	10,000	44,214	6	1 061	707	531	424	354
			8	1 415	943	707	566	472
			10	1 769	1 179	834	707	590
120 × 44 × 5 AO en acier.	9,500	41,086	7	1 150	766	575	460	383
			9	1 479	986	739	591	493
			12	1 972	1 311	986	788	657
120 × 58 × 5 PN en acier.	11,100	55,100	7	1 542	1 028	771	617	514
			9	1 983	1 322	991	793	661
			12	2 644	1 763	1 322	1 057	881

Nota. — AO signifie ailes ordinaires ; PN signifie profil normal.

DIMENSIONS et profils des poutrelles.	POIDS du mètre.	VALEUR de		CHARGE uniformément répartie, les extrémités reposant librement sur deux points d'appui, corres- pondant aux coefficients de sûreté 6, 8 et 10 pour le fer et 7, 9, 12 pour l'acier par millimètre carré de section, et pour des portées de				
		$\frac{I}{n}$	R	2 m.	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
140 × 47 × 5,5 AO en fer.	kg. 12,500	64,920	6	1 558	1 039	779	623	519
			8	2 077	1 385	1 039	831	692
			10	2 597	1 731	1 298	1 039	866
140 × 48 × 5,25 AO en acier.	11,200	59,766	7	1 673	1 115	836	669	558
			9	2 151	1 434	1 076	861	717
			12	2 868	1 912	1 434	1 147	956
140 × 66 × 6 PN en acier.	14,300	82,700	6	2 315	1 543	1 157	926	771
			8	2 977	1 984	1 488	1 190	992
			10	3 969	2 646	1 984	1 587	1 383
160 × 48 × 6 AO en fer.	13,600	77,774	7	1 867	1 244	933	747	622
			9	2 499	1 659	1 244	995	830
			12	3 114	2 073	1 555	1 244	1 037
160 × 52 × 5,5 AO en acier.	13,300	80,225	7	2 246	1 497	1 123	898	748
			9	2 888	1 925	1 444	1 155	963
			12	3 850	2 567	1 925	1 540	1 283
160 × 74 × 6,3 PN en acier.	17,900	118,900	7	3 329	2 219	1 664	1 331	1 109
			9	4 280	2 853	2 140	1 712	1 426
			12	5 707	3 804	2 853	2 282	1 902
180 × 54 × 8,5 AO en fer.	18	122,068	6	2 930	1 953	1 465	1 172	977
			8	3 906	2 604	2 300	1 562	1 302
			10	4 883	3 255	2 441	1 953	1 628
180 × 55 × 6 AO en acier.	15,800	105,887	7	2 964	1 976	1 482	1 185	988
			9	3 811	2 540	1 905	1 524	1 270
			12	5 081	3 387	2 540	2 032	1 693
180 × 82 × 6,9 PN en acier.	21,900	162,000	7	4 536	3 024	2 268	1 814	1 512
			9	5 832	3 888	2 916	2 332	1 944
			12	7 776	5 184	3 888	3 110	2 692
200 × 59 × 9 AO en fer.	21,500	150,895	6	3 621	2 414	1 811	1 449	1 207
			8	4 829	3 219	2 414	1 932	1 610
			10	6 036	4 024	3 018	2 415	2 012

Nota. — O signifie ailes ordinaires ; PN signifie profil normal.

DIMENSIONS et profils des poutrelles.	POIDS du mètre.  kg.	VALEUR de		CHARGE uniformément répartie, les extrémités reposant librement sur deux points d'appui, corres- pondant aux coefficients de sûreté 6, 8 et 10 pour le fer et 7, 9, 12 pour l'acier par millimètre carré de section, et pour des portées de				
		$\frac{I}{n}$	R	2 m.	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.
200 × 60 × 6,5 AO en acier.	19,000	139,990	7	3 919	2 613	1 959	1 567	1 306
			9	5 039	3 359	2 519	2 015	1 679
			12	6 719	4 479	3 359	2 687	2 239
200 × 90 × 7,5 PN en acier.	26,300	229,200	7	6 417	4 278	3 208	2 567	2 139
			9	8 251	5 500	4 125	3 300	2 750
			12	11 001	7 334	5 500	4 400	3 667
220 × 62 × 9 AO en fer.	23,500	188,951	6	4 535	3 023	2 267	1 819	1 512
			8	6 046	4 031	3 023	2 419	2 015
			10	7 558	5 039	3 779	3 023	2 519
220 × 65 × 7 AO en acier.	21,700	178,064	7	4 985	3 323	2 492	1 994	1 662
			9	6 410	4 273	3 205	2 564	2 136
			12	8 547	5 698	4 273	3 418	2 849
220 × 98 × 8,1 PN en acier.	31,000	281,000	7	7 868	5 245	3 934	3 147	2 622
			9	10 116	6 744	5 058	4 046	3 372
			12	13 488	8 992	6 744	5 395	4 896
240 × 106 × 8,7 PN en acier.	36,200	357,200	7	10 001	6 668	5 001	4 000	3 333
			9	12 859	8 573	6 429	5 142	4 286
			12	17 145	11 430	8 572	6 858	5 715
250 × 110 × 9 PN en acier.	39,000	401,000	8	12 832	8 555	6 416	5 133	4 277
			10	16 040	10 693	8 020	6 416	5 347
			13 1/2	21 654	14 436	10 827	8 662	7 218
260 × 113 × 94 PN en acier.	41,900	446,000	7	12 448	8 325	6 244	4 995	4 162
			9	16 056	10 704	8 028	6 422	5 332
			12	21 408	14 272	10 704	8 503	7 136
280 × 119 × 10 PN en acier.	47,900	547,000	7	15 316	10 210	7 658	6 126	5 105
			9	19 692	13 128	9 846	7 876	6 564
			12	26 256	17 504	13 128	10 502	8 752
300 × 125 × 10 PN en acier.	52,400	649,300	7	18 186	12 120	9 090	7 272	6 060
			9	23 374	15 583	11 687	9 349	7 791
			12	31 166	20 777	15 583	12 466	10 388

Nota. — AO signifie ailes ordinaires ; PN signifie profil normal.

TABLEAU N° 9  
Résistance des fers à  $\square$  ordinaires.

DIMENSIONS et profils.	POIDS du mètre.  kg.	VALEURS de		CHARGE uniformément répartie, les extrémités reposant librement sur deux points d'appui, correspondant aux coefficients R de sûreté 6, 8, 10 par millimètre carré de section ( $\square$ posés de champ).						
		$\frac{1}{n}$	R	2 m.	3 m.	4 m.	5 m.	6 m.	7 m.	
$80 \times 40 \times 6$	7,700	23,21	6	557	372	279	223	186	159	
			8	743	495	372	297	248	212	
			10	229	619	465	372	310	255	
$100 \times 40 \times 6$	9,500	34,99	6	840	560	420	336	280	240	
			8	1 120	747	560	448	373	320	
			10	1 400	934	700	560	467	400	
$100 \times 50 \times 7$	11,100	43,82	6	1 052	701	526	421	351	301	
			8	1 402	935	701	561	468	401	
			10	1 753	1 169	876	701	585	501	
$120 \times 45 \times 7$	13,000	51,99	6	1 248	832	624	499	416	357	
			8	1 664	1 109	832	666	555	476	
			10	2 080	1 387	1 040	832	604	594	
$120 \times 60 \times 7 \frac{1}{2}$	14,500	67,36	6	1 617	1 078	808	647	539	462	
			8	2 156	1 437	1 078	862	719	616	
			10	2 695	1 796	1 347	1 078	898	770	
$140 \times 50 \times 7$	14,000	77,07	6	1 850	1 233	925	740	617	529	
			8	2 467	1 644	1 233	987	822	705	
			10	3 083	2 055	1 542	1 232	1 028	881	
$160 \times 60 \times 7 \frac{1}{2}$	17,750	106,15	6	2 587	1 725	1 294	1 035	862	739	
			8	3 849	2 300	1 925	1 380	1 150	986	
			10	4 312	2 875	2 156	1 725	1 437	1 232	
$175 \times 60 \times 8$	18,750	121,83	6	2 924	1 950	1 462	1 170	975	836	
			8	3 899	2 599	1 950	1 560	1 300	1 114	
			10	4 874	3 247	2 437	1 950	1 625	1 393	
$200 \times 70 \times 8 \frac{1}{2}$	24,500	182,47	6	4 379	2 920	2 190	1 752	1 460	1 252	
			8	5 839	3 893	2 920	2 336	1 947	1 669	
			10	7 299	4 866	3 650	2 920	2 433	2 086	
$220 \times 70 \times 10$	27,500	217,15	6	5 212	3 475	2 606	2 085	1 737	1 489	
			8	6 949	4 633	3 475	2 780	2 316	1 986	
			10	8 686	5 791	4 343	3 475	2 895	2 482	
$250 \times 80 \times 10$	32,000	287,47	6	6 899	4 600	3 450	2 760	2 300	1 974	
			8	9 199	6 133	4 600	3 680	3 067	2 628	
			10	11 499	7 666	5 750	4 600	3 833	3 286	

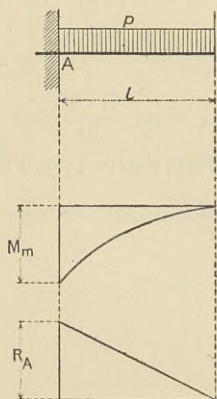
TABLEAU N° 10

Moments fléchissants et efforts tranchants des pièces droites.

*Nota.* — Les flèches généralement indiquées dans les traités de mécanique appliquée ne sont pas données ici ; elles s'appliquent seulement à des pièces homogènes et non pas à celles faites d'un matériau hétérogène comme le béton armé (voir paragraphe : Déformations et flèches, 4<sup>me</sup> partie).

Pour chaque cas le premier diagramme indique la façon dont la pièce est chargée, le deuxième la courbe du moment fléchissant, le troisième la courbe de l'effort tranchant. L'abréviation  $M_m$  est mise pour moment fléchissant maximum, les deux termes  $R_A$  et  $R_B$  sont les réactions des deux appuis A et B ; les efforts tranchants aux appuis  $T_A$  et  $T_B$  étant respectivement égaux — en valeur absolue — aux réactions d'appui  $R_A$  et  $R_B$ , dans les poutres à deux appuis.

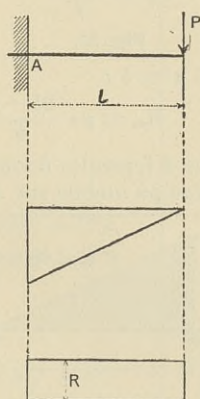
CONSOLES (charges fixes).



$$M_m = - \frac{p}{2} l^2$$

$$R_A = pl$$

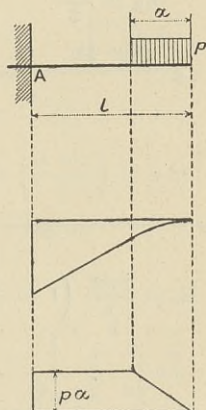
Fig. 21.



$$M_m = - Pl$$

$$R_A = P$$

Fig. 22.



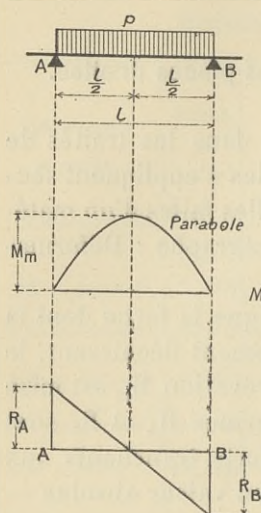
$$M_m = - p\alpha \left( l - \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$R_A = p\alpha$$

Fig. 23.



## POUTRES APPUYÉES AUX DEUX EXTRÉMITÉS (charges fixes).

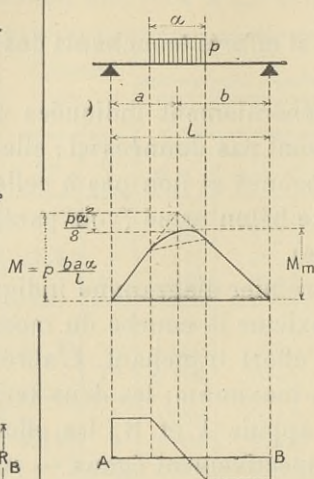


$$M_m = \frac{pl^2}{8}$$

$$R_A = \frac{pl}{2}$$

$$R_B = \frac{pl}{2}$$

Fig. 24.



$$M_m = \frac{pab\alpha}{2l^2} (2l - \alpha)$$

$$R_A = \frac{p\alpha b}{l}$$

$$R_B = \frac{p\alpha a}{l}$$

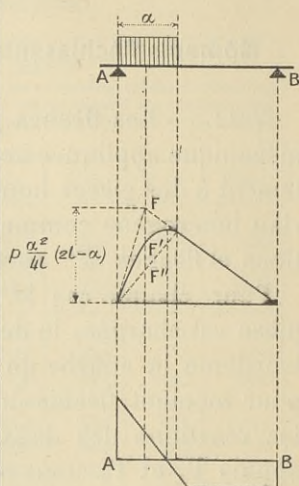
Fig. 25.

Si  $a = b$  :

$$M_m = p\alpha \frac{2l - \alpha}{8}$$

$$R_A = p\alpha \frac{2l - \alpha}{2l}$$

Ces 2 formules donnent les efforts maxima dus à une charge  $p\alpha$  mobile sur AB.



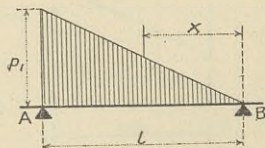
$$M_m = \frac{R_A^2}{2p}$$

$$R_A = p\alpha \frac{2l - \alpha}{2l}$$

$$R_B = \frac{p\alpha^2}{2l}$$

Fig. 26.

$$M_x = \frac{p_1 l x}{6} \left( 1 - \frac{x^2}{l} \right)$$

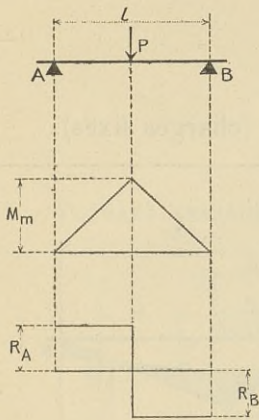


$$M_m = \frac{p_1 l^2}{15,6} \text{ à distance } 0,58 l \text{ du point B.}$$

$$R_A = \frac{p_1 l}{3}$$

$$R_B = \frac{p_1 l}{6}$$

Fig. 27.

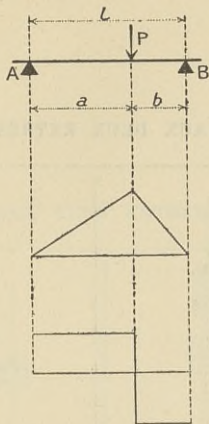


$$M_m = \frac{Pl}{4}$$

$$R_A = \frac{P}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2}$$

Fig. 28.

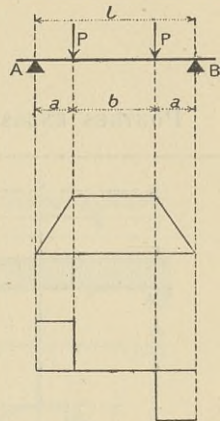


$$M_m = \frac{Pab}{l}$$

$$R_A = \frac{Pb}{l}$$

$$R_B = \frac{Pa}{l}$$

Fig. 29.

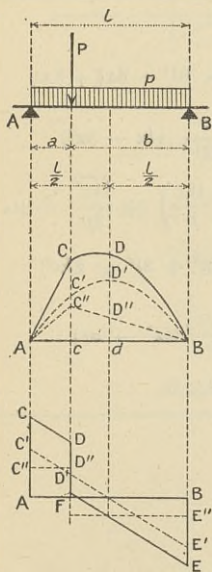


$$M_m = Pa$$

$$R_A = P$$

$$R_B = P$$

Fig. 30.



$$Cc = C'e + C''e$$

$$Dd = D'd + D''d$$

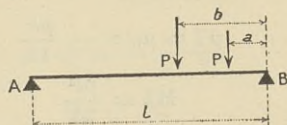
$$AC = AC' + AC''$$

$$BE = BE' + BE''$$

$$CD \text{ parallèle à } C'D'$$

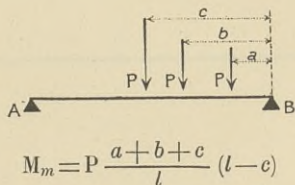
$$EF \text{ — } D'E'$$

Fig. 31.



$$M_m = P \left( \frac{a+b}{l} \right) (l-b)$$

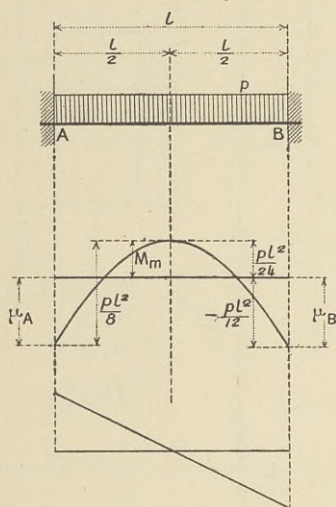
Fig. 32.



$$M_m = P \frac{a+b+c}{l} (l-c)$$

Fig. 33.

## POUTRES ENCASTRÉES AUX DEUX EXTRÉMITÉS (charges fixes).

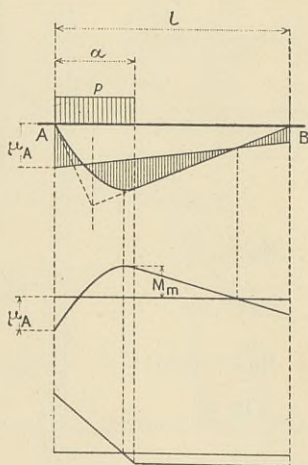


$$\mu_A = \mu_B = -\frac{pl^2}{12}$$

$$M_m = \frac{pl^2}{24}$$

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

Fig. 34.



$$\mu_A = -\frac{px^2}{12l^2} (6l^2 - 8al + 3a^2)$$

$$\mu_B = -\frac{pa^2}{12l^2} (4la - 3a^2)$$

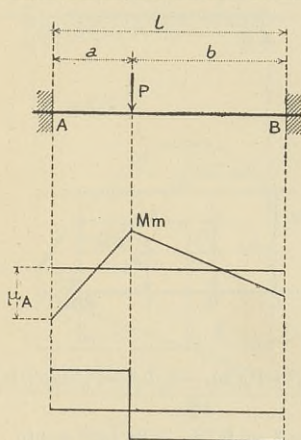
$$M_m \left( \text{pour } x = \frac{R_A}{p} \right) = \frac{\bar{R}_A^2}{2p} + \mu_A$$

$$R_A = \frac{p\alpha}{2l^3} (a^3 + 2l^3 - 2la^2)$$

$$R_B = \frac{p\alpha}{2l^3} (2la^2 - a^3)$$

Fig. 35.

## POUTRES ENCASTRÉES AUX DEUX EXTRÉMITÉS (charges fixes).



$$\mu_A = -\frac{Pab^2}{l^2}$$

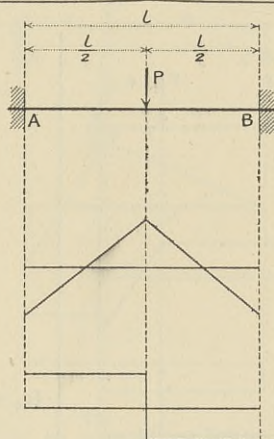
$$\mu_B = -\frac{Pba^2}{l^2}$$

$$M_m = \frac{2Pa^2b^2}{l^3}$$

$$R_A = \frac{P(3a + b)b^2}{l^3}$$

$$R_B = \frac{P(a + 3b)a^2}{l^3}$$

Fig. 36.



$$\mu_A = \mu_B = -\frac{Pl}{8}$$

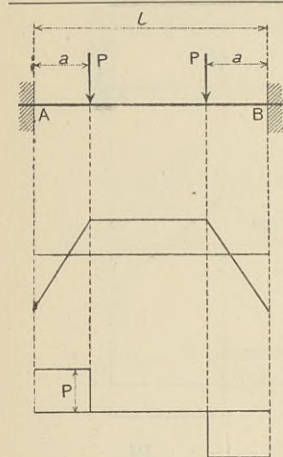
$$M_m = \frac{Pl}{8}$$

$$R_A = \frac{P}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2}$$

Fig. 37.

## POUTRES ENCASTRÉES AUX DEUX EXTRÉMITÉS (charges fixes).

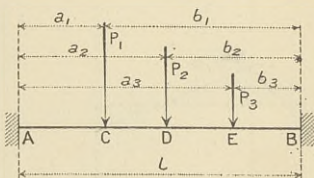


$$\mu_A = \mu_B = -\frac{Pa(l-a)}{l}$$

$$M_m = \frac{Pa^2}{l}$$

$$R_A = R_B = P$$

Fig. 38.



$$R_A = \frac{P_1(3a_1+b_1)b_1^2 + P_2(3a_2+b_2)b_2^2 + P_3(3a_3+b_3)b_3^2}{l^3}$$

$$R_B = \frac{P_1(a_1 + 3b_1)a_1^2 + P_2(a_2 + 3b_2)a_2^2 + \text{etc.}}{l^3}$$

$$\mu_A = -\frac{P_1a_1b_1^2 + P_2a_2b_2^2 + \dots}{l^2} \quad \mu_B = -\frac{P_1b_1a_1^2 + \dots}{l^2}$$

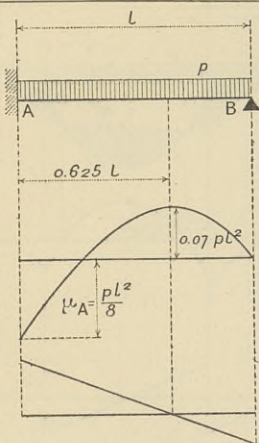
$$M \text{ de A en C} = R_A \times x + \mu_A$$

$$C \text{ en D} = R_A \times x + \mu_A - P_1(x - a_1)$$

Etc...

Fig. 39.

POUTRES APPUYÉES A 1 EXTRÉMITÉ, ENCASTRÉES A L'AUTRE (charges fixes).



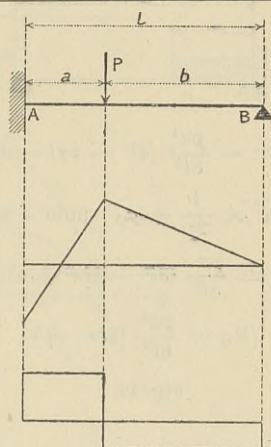
$$\mu_A = -\frac{pl^2}{8}$$

$$M_m = 0,07 pl^2$$

$$R_A = \frac{5}{8} pl$$

$$R_B = \frac{3}{8} pl$$

Fig. 40.



$$\mu_A = -\frac{Pa}{2l^2} (2l^2 - 3ab - 2a^2)$$

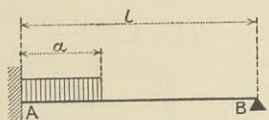
$$M_m = \frac{Pa^2}{2l^3} (3l^2 - 4al + a^2)$$

$$R_A = \frac{P(3a^2 + 6ab + 2b^2)b}{2l^3}$$

$$R_B = \frac{Pa^2(2a + 3b)}{2l^3}$$

Fig. 41.

POUTRES APPUYÉES A 1 EXTRÉMITÉ, ENCASTRÉES A L'AUTRE (charges fixes).



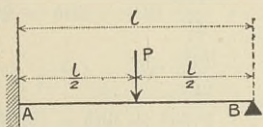
$$\mu_A = -\frac{p\alpha^2}{8l^2} (4l^2 - 4\alpha l - \alpha^2)$$

$$M_m = \bar{R}_A^2 \times \frac{1}{2p} + \mu_A \text{ pour } x = \frac{R_A}{p}$$

$$R_A = \frac{p\alpha}{8l^3} (8l^3 - 4l\alpha^2 + \alpha^3)$$

$$R_B = \frac{p\alpha^2}{8l^3} (4l\alpha - \alpha^2)$$

Fig. 42.

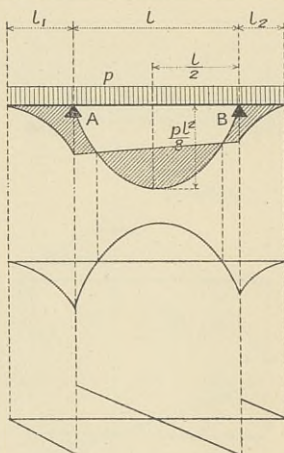


$$\mu_A = -\frac{3}{16} Pl$$

$$M_m = \frac{5}{32} Pl \text{ pour } x = \frac{l}{2}$$

$$R_A = \frac{11}{16} P \quad R_B = \frac{5}{16} P.$$

Fig. 43.



$$\mu_A = -\frac{pl_1^2}{2}$$

$$\mu_B = -\frac{pl_2^2}{2}$$

$$M_m = \frac{T_A^2}{2p} + \mu_A \text{ pour } x = \frac{T_A}{p}$$

$$T'_A = -pl_1$$

$$T_A = \frac{pl}{2} + \frac{\mu_A - \mu_B}{l}$$

$$T_B = T_A - pl$$

$$T'_B = pl_2$$

$$R_A = T_A - T'_A \quad R_B = T_B - T'_B.$$

Fig. 44.

POUTRES APPUYÉES AUX DEUX EXTRÉMITÉS (charges mobiles).

Deux charges  $P$  écartées de la distance  $a$  sont mobiles sur une poutre  $AB$  de longueur  $l$ .

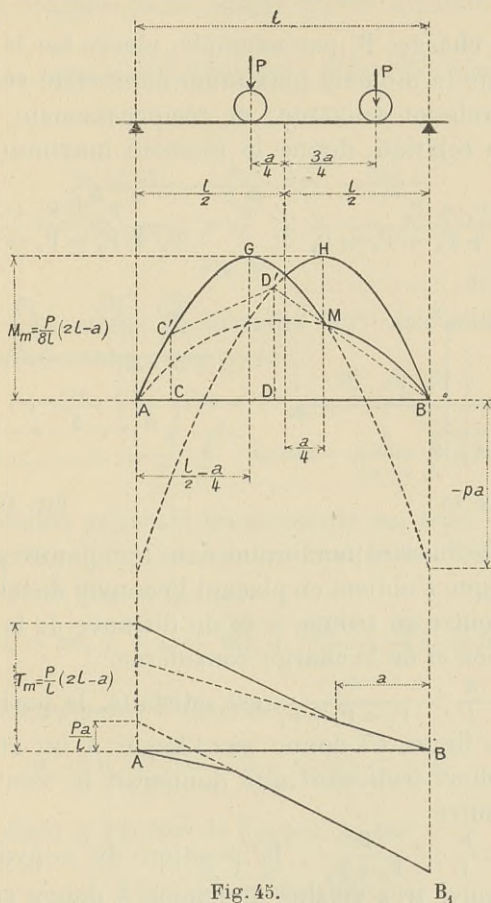


Fig. 45.

Si  $a \geq 0,586 l$  le moment maximum a lieu pour une charge placée au milieu de la portée  $M = \frac{Pl}{4}$ .

Pour une position  $CD$  des deux charges le moment est représenté par  $ACD'B$ .

Pour l'ensemble des positions les plus défavorables du convoi mobile, l'enveloppe des moments fléchissants est la courbe  $AGHB$ , les deux lignes  $A_1B$  et  $AB_1$  limitent l'effort tranchant.



Sous un convoi de charges  $P_1 \dots P_5$  invariablement liées entre elles, le moment fléchissant maximum dans une section quelconque se produit toujours lors du passage d'une des charges dans la section considérée.

Pour qu'une charge,  $P_3$  par exemple, placée sur la section considérée XX, donne le moment maximum dans cette section, elle doit satisfaire à la relation suivante; et réciproquement, la charge qui satisfait à cette relation, donne le moment maximum dans la section.

$$\frac{P_1 + P_2}{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5} \leq \frac{x}{l} < \frac{P_1 + P_2 + P_3}{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5}$$

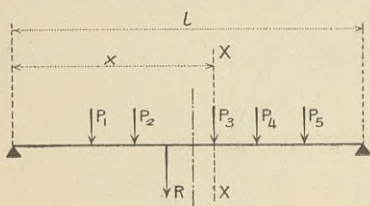


Fig. 46.

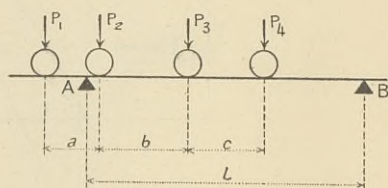


Fig. 47.

Le moment fléchissant maximum dans une poutre produit par une charge quelconque s'obtient en plaçant le convoi de telle façon que le milieu de la poutre se trouve à égale distance de la résultante des charges engagées et de la charge considérée.

Si l'inégalité  $\frac{a}{l} > \frac{P_1}{P_2 + P_3 + P_4}$  est satisfaite, la position du convoi indiquée sur la figure 47 donne sur l'appui A un effort tranchant supérieur à l'effort tranchant que donnerait le convoi placé tout entier sur la poutre.

De même si  $\frac{b}{l} > \frac{P}{P_3 + P_4}$ , la position du convoi telle que la charge  $P_3$  se trouve très voisin de l'appui A donne sur cet appui un effort tranchant supérieur à celui donné par la position figure 47.

**POUTRES CONTINUES A SECTION CONSTANTE.** — Dans le cas d'une poutre continue, de section sensiblement constante, reposant sur plusieurs appuis de telle sorte qu'il n'y ait pas d'effort intérieur dans la poutre avant qu'elle ne soit chargée (ce qu'on exprime souvent en disant qu'elle repose sur des appuis de niveau), les moments fléchissants sur les appuis satisfont à la relation ci-après.

(Formule de Clapeyron ou des trois moments.)

$m$  est un appui quelconque ;

$l_m$ , la portée de la travée à gauche de cet appui ;

$x$ , la variable comptée pour chaque travée à partir de l'appui de gauche ;

$M_{m-1}$   $M_m$   $M_{m+1}$ ... les moments fléchissants (négatifs) sur les appuis  $m$ ,  $m + 1$ ,...

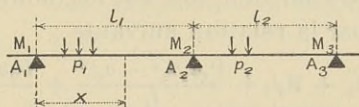


Fig. 48.

$\mu_m$ ,  $\mu_{m+1}$ ... les moments fléchissants dus aux charges dans les travées considérées comme appuyées

$$l_m M_{m-1} + 2(l_m + l_{m+1})M_m + l_{m+1}M_{m+1} =$$

$$-\frac{6}{l_m} \int_0^{l_m} \mu_m x dx - \frac{6}{l_{m+1}} \int_0^{l_{m+1}} \mu_{m+1} (l_{m+1} - x) dx$$

D'une façon moins générale les moments sur trois appuis successifs sont liés par la relation suivante, lorsque les travées sont uniformément chargées (fig. 48).

$$M_1 l_1 + 2M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 + \frac{p_1 l_1^3}{4} + \frac{p_2 l_2^3}{4} = 0.$$

Le moment en un point d'abscisse  $x$  est :

$$M_x = M_1 - \frac{M_1 - M_2}{l_1} x + \frac{p_1 x}{2} (l_1 - x).$$

L'effort tranchant à gauche de l'appui  $A_2$  est :

$$T'_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_1} + \frac{p_1 l_1}{2}$$

L'effort tranchant à droite de l'appui  $A_2$  est :

$$T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_2} - \frac{p_2 l_2}{2}$$

La réaction sur l'appui  $A_2$  est égale à :

$$R_2 = T'_2 - T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_1} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} + \frac{p_1 l_1}{2} + \frac{p_2 l_2}{2}.$$

Lorsque les travées sont chargées de charges isolées  $P_1, P_2 \dots$

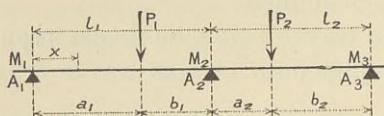


Fig. 49.

agissant comme montré sur la figure 49, les moments sur trois appuis successifs sont liés par la relation suivante :

$$M_1 l_1 + 2M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 + \frac{P_1 a_1 (l_1^2 - a_1^2)}{l_1} + \frac{P_2 b_2 (l_2^2 - b_2^2)}{l_2} = 0.$$

Le moment en un point d'abscisse  $x$  est :

$$M_x = M_1 - \frac{M_1 - M_2}{l_1} x + P_1 \frac{b_1}{l_1} \times x.$$

### TABLEAUX N<sup>OS</sup> 11, 12 ET 13

#### Moments fléchissants maxima dans les poutres continues à travées égales de portée $l$ .

*Poutre continue à deux travées.*

$\frac{x}{l}$	MOMENTS FLÉCHISSANTS		
	Influence du poids propre $g$ .	Influence de la surcharge $p$ dans sa position la plus défavorable.	
	M	max. (+ M)	max. (- M)
0	0	+	0
0,1	+ 0,0325 . $gl^2$	0,03875 . $pl^2$	0,00625 . $pl^2$
0,2	+ 0,0550	0,06750	0,01250
0,3	+ 0,0675	0,08625	0,01875
0,4	+ 0,0700	0,09500	0,02500
0,5	+ 0,0625	0,09375	0,03125
0,6	+ 0,0450	0,08250	0,03750
0,7	+ 0,0175	0,06125	0,04375
0,75	0	0,04688	0,04688
0,8	- 0,0200	0,03000	0,05000
0,85	- 0,0425	0,01523	0,05773
0,9	- 0,0675	0,00611	0,07361
0,95	- 0,0950	0,00138	0,09638
1	- 0,1250	0	0,12500

Dans les deux tableaux suivants, il sera prudent d'augmenter un peu le moment fléchissant au milieu de la portée, quand on calculera la poutre pour une surcharge fixe (par exemple : un toit); il est alors préférable de rester au-dessus de  $\frac{gl^2}{20}$ . En calculant avec une surcharge partielle  $p$  dans sa position la plus défavorable, on compense la valeur trop petite de l'influence de  $g$ ; on pourra donc, dans ce cas, calculer sans inconvénient à l'aide des tableaux.

## Poutre continue à trois travées.

$\frac{x}{l}$	MOMENTS FLÉCHISSANTS		
	Influence du poids propre $g$ .	Influence de la surcharge $p$ dans sa position la plus défavorable.	
	M	- M max.	+ M max.
1 <sup>re</sup> Travée.			
0	0	—	+
0,1	+ 0,035 . $gl^2$	0,005 $pl^2$	0,040 . $pl^2$
0,2	+ 0,060	0,010	0,070
0,3	+ 0,075	0,015	0,090
0,4	+ 0,080	0,020	0,100
0,5	+ 0,075	0,025	0,100
0,6	+ 0,060	0,030	0,090
0,7	+ 0,035	0,035	0,070
0,8	0	0,04022	0,04022
0,85	- 0,02125	0,04898	0,02773
0,9	- 0,04500	0,06342	0,02042
0,95	- 0,07125	0,08831	0,01706
1	- 0,10000	0,11667	0,01667
2 <sup>e</sup> Travée.			
0	- 0,10000	0,11667	0,01667
0,05	- 0,07625	0,09033	0,01408
0,1	- 0,05500	0,06248	0,00748
0,15	- 0,03625	0,05678	0,02053
0,2	- 0,020	0,050	0,030
0,2764	0	0,050	0,050
0,3	+ 0,005	0,050	0,055
0,4	+ 0,020	0,050	0,070
0,5	+ 0,025	0,050	0,075

Dans les poutres continues à plus de 4 travées, les 2 travées

extrêmes sont à peu près soumises aux mêmes moments fléchissants que la première travée d'une poutre à 4 travées. Les travées intermédiaires subissent approximativement les mêmes efforts que la deuxième travée d'une poutre continue à 4 travées.

*Poutre continue à quatre travées.*

$\frac{x}{l}$	MOMENTS FLÉCHISSANTS		
	Influence du poids propre $g$ .	Influence de la surcharge $p$ dans sa position la plus défavorable.	
		M	- M max.
1 <sup>re</sup> Travée.			
0	0	0	+
0,1	+ 0,03429 . $gl^2$	0,00536 . $pl^2$	0,03964 . $pl^2$
0,2	+ 0,05857	0,01071	0,06929
0,3	+ 0,07286	0,01607	0,08893
0,4	+ 0,07714	0,02143	0,09857
0,5	+ 0,07143	0,02679	0,09822
0,6	+ 0,05572	0,03214	0,08786
0,7	+ 0,03000	0,03750	0,06750
0,7857	0	0,04209	0,04209
0,8	- 0,00571	0,04309	0,03738
0,85	- 0,02732	0,05216	0,02484
0,9	- 0,05143	0,06772	0,01629
0,95	- 0,07803	0,09197	0,01393
1,0	- 0,10714	0,12054	0,01340
2 <sup>e</sup> Travée.			
0	- 0,10714	0,12054	0,01340
0,05	- 0,08160	0,09323	0,01163
0,1	- 0,05857	0,07212	0,01455
0,15	- 0,03803	0,06340	0,02537
0,2	- 0,02000	0,05000	0,03000
0,2661	0	0,04882	0,04882
0,3	+ 0,00857	0,04821	0,05678
0,4	+ 0,02714	0,04643	0,07357
0,5	+ 0,03572	0,04464	0,08036
0,6	+ 0,03429	0,04286	0,07715
0,7	+ 0,02286	0,04107	0,06393
0,8	+ 0,00143	0,04027	0,04170
0,8053	0	0,04092	0,04092
0,85	- 0,01303	0,04754	0,03451
0,9	- 0,03000	0,06105	0,03105
0,95	- 0,04947	0,08120	0,03173
1,0	- 0,07143	0,10714	0,03571

TABLEAU N° 14

## Charges sur les appuis des poutres continues.

Les valeurs données sont des *fractions de pl* et indiquent la charge sur les appuis de poutres continues, chargées uniformément sur toute leur longueur d'une charge totale  $p$  par unité courante ; les travées sont égales et de longueur  $l$ .

NOMBRE de travées de la poutre.	NUMÉRO DES APPUIS						
	1	2	3	4	5	6	7
1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	»	»	»	»	»
2	$\frac{3}{8}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{3}{8}$	»	»	»	»
3	$\frac{4}{10}$	$\frac{11}{10}$	$\frac{11}{10}$	$\frac{4}{10}$	»	»	»
4	$\frac{11}{28}$	$\frac{32}{28}$	$\frac{26}{28}$	$\frac{32}{28}$	$\frac{11}{28}$	»	»
5	$\frac{15}{38}$	$\frac{43}{38}$	$\frac{37}{38}$	$\frac{37}{38}$	$\frac{43}{38}$	$\frac{15}{38}$	»
6	$\frac{41}{104}$	$\frac{118}{104}$	$\frac{106}{104}$	$\frac{100}{104}$	$\frac{106}{104}$	$\frac{118}{104}$	$\frac{41}{104}$

TABLEAU N° 15

## Angles du talus naturel et poids des terres.

NATURE DE LA TERRE	ANGLE NATUREL en degrés.	POIDS au mètre cube en kilogrammes.
Sable sec tassé . . . . .	35	1 500 à 1 700
Sable humide . . . . .	32	1 400 à 1 600
Sable mouillé . . . . .	16 à 24	2 100
Terre végétale sèche, pilonnée . . . . .	48	1 600
Terre végétale humide . . . . .	45 à 49	1 600 à 1 800
Terre végétale très mouillée . . . . .	17 à 20	1 700
Terre végétale finement divisée . . . . .	37	1 800
Argile mélangée de gravier . . . . .	38	2 300
Argile humide . . . . .	45	1 800
Argile saturée d'eau . . . . .	15	1 900
Pierres et pierrailles . . . . .	45 à 60	1 800
Gravillon . . . . .	38 à 45	1 800
Gravier mélangé de sable . . . . .	26 à 35	1 900
Mâchefer . . . . .	40	900

TABLEAU N° 16

## Charges pratiques sur les sols et coefficients de frottement sur béton.

NATURE DU SOL	CHARGE	COEFFICIENT de frottement sur béton.
	à ne pas dépasser en kilogrammes par centimètre carré.	
Terre fluente. . . . .	0,250	0,1 à 0,2
Terre végétale . . . . .	0,500	0,3 à 0,35
Argile mélangée de gravier . . . . .	1 à 1,5	0,3 à 0,5
Argile mouillée . . . . .	1 à 2	0,1 à 0,2
Argile sèche ou sable grossier. . . . .	2 à 3	0,5 à 0,6
Gravier ou argile compacte . . . . .	4 à 6	0,5 à 0,6
Roc. . . . .	10 et plus	0,6 à 0,7

TABLEAU N° 17

## Poids, angles du talus naturel et coefficients de friction des grains, charbons, etc.

MATIÈRE	POIDS AU M <sup>3</sup> en kilogrammes.	ANGLE DU TALUS NATUREL	COEFFICIENT DE FRICTION	
			Matière sur elle-même.	Matière sur béton.
Blé. . . . .	850	25	0,466	0,444
Orge . . . . .	690	27	0,510	0,452
Malt . . . . .	600	23	0,424	0,424
Avoine . . . . .	520	28	0,532	0,466
Maïs . . . . .	800	28	0,532	0,424
Farine . . . . .	500-800	70	2,747	—
Pois . . . . .	870	26	0,488	0,296
Ciment broyé. . . . .	1500	18	0,316	0,554
Charbon gras (tout venant). . . . .	900	37	0,700	0,700
Anthracite, charbon menu . . . . .	800	27	0,510	0,510
Cendres. . . . .	750	40	0,839	0,839
Coke . . . . .	450	40	0,839	0,839
Pierres concassées . . . . .	1800	45	1,000	0,839
Minerai. . . . .	2000	45	1,000	0,839
Neige (fraichement tombée). . . . .	200	—	—	—
Neige (damée). . . . .	800	—	—	—
Viandes conservées (arrangées en couches). . . . .	600	—	—	—
Foin (en tas) . . . . .	150	—	—	—
Foin (pressé) . . . . .	350	—	—	—
Papier (empilé par couches). . . . .	1200	—	—	—
Livres (arrangés par couches) . . . . .	1000	—	—	—

TABLEAU N° 18

Poids des matériaux de construction en kilogrammes  
par mètre cube.

Fonte . . . . .	7 350
Fer . . . . .	7 800
Acier . . . . .	7 900
Plomb. . . . .	11 400
Cuivre. . . . .	9 000
Zinc. . . . .	7 200
Chêne (séché à l'air) . . . . .	800
Sapin (séché à l'air) . . . . .	600-700
Verre . . . . .	2 600
Terre végétale . . . . .	1 600-1 800
Argile . . . . .	1 700-2 000
Gravier, pierrailles . . . . .	1 900
Gravats, débris de construction. . . . .	1 500
Charbon de terre . . . . .	800-900
Asphalte coulé . . . . .	1 400
— avec pierrailles. . . . .	2 100
Dalles en pierres . . . . .	2 000-2 500
— basalte, granit. . . . .	2 700
— marbre. . . . .	2 800
— plâtre . . . . .	1 000
— plâtre et mâchefer. . . . .	1 300
— liège . . . . .	400
Linoléum . . . . .	1 200
Mortier de chaux sec . . . . .	1 550-1 700
— ciment sec . . . . .	1 700-2 000
Béton de ciment coulé . . . . .	2 100-2 300
— armé (y compris armatures). . . . .	2 500
Maçonnerie en briques ordinaires pleines au mortier de chaux. . . . .	1 600
Maçonnerie au mortier de ciment . . . . .	1 700
— en briques pressées . . . . .	1 700-1 800
— — creuses . . . . .	1 200-1 400
— en pierres de taille, calcaire, grès . . . . .	2 000-2 500
— granit, basalte, porphyre . . . . .	2 800-3 000
— en moellons, calcaire, grès, schistes. . . . .	2 000-2 400
— granit, basalte . . . . .	2 700-2 900



## INSTRUCTIONS MINISTÉRIELLES DU 20 OCTOBRE 1906

En présence du développement que prennent les applications du béton armé, le Ministère des Travaux publics a jugé qu'il était nécessaire de faire connaître aux ingénieurs les conditions générales, moyennant lesquelles les constructions faites avec cette matière nouvelle présentent les mêmes caractères de stabilité et offrent au public les mêmes garanties de sécurité que celles qui sont édifiées avec les matériaux anciennement éprouvés.

La question a fait l'objet de longues études et de recherches expérimentales qui se sont poursuivies durant trois années, pour aboutir au dépôt d'un rapport dont le Conseil général des Ponts et Chaussées a été saisi et qu'il a renvoyé à une Commission spéciale composée d'inspecteurs généraux.

Sur le rapport de cette Commission, en date du 20 juillet 1906, et après une discussion approfondie, le Conseil général des Ponts et Chaussées a adopté un projet d'instructions applicables à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du Ministère des Travaux publics.

Ces instructions, approuvées par le Ministre, sont conformes à l'état actuel de nos connaissances en la matière, mais seront sans doute à reprendre, lorsque l'expérience des chantiers et des laboratoires, et une plus longue carrière du béton armé, auront fourni, en ce qui le concerne, des données plus certaines que celles que l'on possède aujourd'hui.

L'ensemble de ces instructions comprend trois parties distinctes :

- 1° Les instructions générales proprement dites ;
- 2° Les explications détaillées de ces instructions ;
- 3° Le rapport de la Commission spéciale dont il a été question ci-dessus. Nous allons reproduire successivement ces trois parties.

### Instructions relatives à l'emploi du béton armé.

#### I. — DONNÉES A ADMETTRE DANS LA PRÉPARATION DES PROJETS

A. *Surcharges.* — ARTICLE PREMIER. — Les ponts en béton armé seront établis de manière à pouvoir supporter les surcharges verticales et les actions du vent imposées aux ponts métalliques des mêmes destinations par le règlement du 29 août 1891.

ART. 2. — Les combles en béton armé seront, sauf exception justifiée, soumis, au point de vue des surcharges, au règlement du 17 février 1903, relatif aux halles métalliques des chemins de fer.

ART. 3. — Les planchers et autres parties des bâtiments, les murs de soutènement, les murs de réservoirs, les conduites sous pression et tous autres ouvrages

intéressant la sécurité publique seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service.

B. *Limites de travail ou de fatigue.* — ART. 4. — La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser les vingt-huit centièmes (0,28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition, après 90 jours de prise.

La valeur de cette résistance mesurée sur des cubes de vingt centimètres de côté sera spécifiée au devis de chaque projet.

ART. 5. — Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques qu'il portera seront disposées de manière à s'opposer plus ou moins efficacement à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de fatigue à la compression prévue à l'article précédent pourra être majorée dans une mesure plus ou moins large suivant le volume et le degré d'efficacité des armatures transversales, sans que la nouvelle limite puisse, quel que soit le pourcentage du métal employé, dépasser les soixante centièmes (0,60) de la résistance à l'écrasement du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4.

ART. 6. — La limite de fatigue au cisaillement, au glissement longitudinal du béton sur lui-même et à son adhérence sur le métal des armatures sera prévue égale à dix centièmes (0,10) de celle spécifiée à l'article 4 pour la limite de fatigue à la compression.

ART. 7. — La limite de fatigue tant à l'extension qu'à la compression qui ne pourra pas être dépassée pour le métal employé aux armatures est la moitié de sa limite apparente d'élasticité telle qu'elle sera définie au devis de chaque projet. Toutefois pour les pièces supportant des chocs ou soumises à des efforts de sens alternés telles que les hourdis, cette limite sera réduite aux quarante centièmes (0,40) au lieu de moitié de la limite apparente d'élasticité.

ART. 8. — Pour les pièces soumises à des efforts très variables, les limites de travail ci-dessus définies seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 p. 100.

Les limites de travail seront également abaissées pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs de résistance n'ont pas tenu compte, notamment à des actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées.

## II. — CALCULS DE RÉSISTANCE

ART. 9. — Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des plus grandes forces extérieures, y compris les actions du vent et de la neige, que ces ouvrages pourront avoir à supporter, mais aussi des effets thermiques et de ceux du retrait du béton, toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages librement dilatables dans le sens théorique du mot ou de ceux que l'expérience permet de regarder approximativement comme tels.

ART. 10. — Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

ART. 11. — La résistance du béton à l'extension sera mise en compte dans le calcul des déformations. Mais pour déterminer la fatigue locale dans une section quelconque, cette résistance sera regardée comme nulle dans la section.

ART. 12. — Pour les pièces comprimées on s'assurera qu'elles ne sont pas exposées à flamber. Toutefois, on pourra s'en dispenser pour les pièces dont l'élançement (rapport de la hauteur à la plus faible dimension transversale) est inférieur à 20 et dont la fatigue à la compression ne dépasse pas la limite définie par l'article 4.

ART. 13. — Le devis devra indiquer les qualités et dosage des matières entrant dans la composition du béton; quant à la proportion d'eau à employer pour le gâchage, elle devra être surveillée avec soin et strictement suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

### III. — EXÉCUTION DES TRAVAUX

ART. 14. — Les coffrages ainsi que l'arrimage des armatures présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils seront exposés à subir pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et aux décintrements inclusivement.

ART. 15. — Sauf dans le cas exceptionnel où le ciment serait coulé, il sera toujours à prise lente et damé avec le plus grand soin par couches dont l'épaisseur sera en rapport avec les dimensions des matériaux employés et les intervalles des armatures et ne dépassera pas 0,05 m. après damage, à moins qu'on n'emploie des cailloux.

ART. 16. — Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfait damage du béton et son serrage contre les armatures. Ces dernières distances, même quand on n'emploie que du mortier sans gravier, ni cailloux, devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres de façon à mettre les armatures à l'abri des intempéries.

ART. 17. — Lorsqu'on emploiera, pour les armatures, des fers profilés et non des barres rondes, on prendra des dispositions spéciales pour que leur enrobage se fasse parfaitement sur tout leur périmètre et notamment dans les angles rentrants.

ART. 18. — Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, ce qu'on évitera autant que possible, on nettoiera à vif et on mouillera l'ancien béton assez longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec du béton frais.

ART. 19. — En temps de gelée le travail sera interrompu si l'on ne dispose pas de moyens efficaces pour en prévenir les effets nuisibles.

A la reprise du travail on opérera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procédera comme il est dit à l'article précédent.

ART. 20. — Pendant 15 jours au moins après son exécution, l'on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions.

Le décoffrage et le décintrement seront faits sans chocs, par des efforts purement statiques et seulement après que le béton aura acquis la résistance nécessaire pour supporter sans dommage les efforts auxquels il est soumis.

### IV. — ÉPREUVE DES OUVRAGES

ART. 21. — Les ouvrages en béton armé qui intéressent la sécurité publique seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves ainsi que les délais de mises en service seront insérés au cahier des charges. Les flèches

maximum que les ouvrages ne devront pas dépasser seront aussi, du moins autant qu'on le pourra, insérées au cahier des charges.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera de même fixé par le cahier des charges. Il sera d'au moins 90 jours pour les grands ouvrages, de 45 jours pour les ouvrages de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

ART. 22. — Les ingénieurs profiteront des épreuves pour faire non seulement toutes les mesures de déformation ou de vérification des conditions du cahier des charges, mais aussi autant que possible celles qui peuvent intéresser la science de l'ingénieur.

Pour les ouvrages de quelque importance on emploiera des appareils enregistreurs.

ART. 23. — Les ponts en béton armé seront éprouvés de la manière prescrite pour les ponts métalliques par le règlement du 29 août 1891.

S'il paraissait convenable d'apporter certaines dérogations aux prescriptions de ce règlement, elles devront être justifiées et insérées au cahier des charges.

ART. 24. — Les combles seront éprouvés de la manière prescrite par le règlement du 17 février 1903 sauf dérogations à justifier.

ART. 25. — Les planchers seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les charges et surcharges prévues soit à la totalité du plancher, soit au moins à une travée entière.

Les surcharges devront rester en place pendant 24 heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de 15 heures.

Paris, le 20 octobre 1906.

*Le Ministre des Travaux publics,  
des Postes et Télégraphes.*

LOUIS BARTHOU.

### Explications ayant pour objet de préciser le sens et la portée des instructions qui précèdent.

#### I. — DONNÉES A ADMETTRE DANS LA PRÉPARATION DES PROJETS

A. *Surcharges.* — ART. 1, 2, 3. — De ces trois articles, les deux premiers se justifient d'eux-mêmes.

Le troisième, qui prescrit que les ouvrages qu'il vise seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service, semble inutile, puisque tout ouvrage doit être établi et, par conséquent, calculé en vue de sa destination. C'est bien ce qui a lieu pour les ouvrages métalliques ou autres qui ont précédé le ciment armé. On les calcule en vue des charges effectives les plus grandes auxquelles on prévoit qu'ils pourront être soumis avec un coefficient de sécurité convenable, c'est-à-dire de façon telle que sous l'effet de ces charges, les forces élastiques n'atteignent qu'une fraction déterminée de celles qui seraient capables de produire la rupture.

Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait, en ce cas, le coefficient de sécurité.

Cette procédure, qui peut avoir son intérêt, semble pourtant ne pas devoir offrir de suffisantes garanties parce que jamais un ouvrage ne périt par amplification proportionnelle des charges qu'il a à supporter. La chute d'un ouvrage arrive soit par une cause accidentelle, soit par quelque mal interne dont le développement finit par être fatal.

Dans ces conditions, il semble convenable de calculer les ouvrages en béton armé comme les autres pour les charges effectives les plus défavorables qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécurité suffisants pour que ces charges ne puissent, à aucun degré, les mettre en danger.

Ces calculs sont obligatoires. Mais si les ingénieurs trouvent utile d'y joindre des calculs établis dans l'hypothèse de majorations des charges réelles afin de se rendre compte des charges virtuelles qui provoqueraient la rupture, ils sont libres de le faire et d'exposer les conséquences qu'ils croiront pouvoir en tirer.

B. *Limites de travail et de fatigue.* — ART. 4. — La limite de fatigue à la compression fixée aux  $\frac{28}{100}$  de la résistance à l'écrasement du béton non armé, après 90 jours de prise, est notablement plus élevée que celle généralement admise par les règlements étrangers. Les chiffres résultant de ces derniers règlements conduiraient plutôt à admettre, comme limite de fatigue à la compression d'un béton armé, le quart de la résistance à l'écrasement du béton similaire non armé après 28 jours de prise.

Or, si on compare les deux règles pour les trois sortes de bétons armés, expérimentés par la Commission des ciments armés, on arrive aux résultats ci-après :

La Commission a expérimenté des bétons formés de 400 litres de sable, 800 litres de gravier, avec ciment de Portland, aux dosages variant de 250 à 600 kilogrammes.

Elle a reconnu qu'on peut compter sur les résistances suivantes en kilogrammes, par centimètre carré, respectivement pour les dosages de 300, 350 et 400 kilogrammes.

Au bout de 28 jours :

(a) 107 kg., 120 kg., 133 kg. ;

Au bout de 90 jours :

(b) 160 kg., 180 kg., 200 kg.

Si donc on admettait comme limites de fatigue le quart des résistances (a), on trouverait respectivement :

27 kg., 30 kg., 33 kg.

Si, au contraire, suivant l'article 4 de l'instruction, on adopte les  $\frac{28}{100}$  des résistances (b), on trouve :

44,8 kg., 50,4 kg., 56 kg.

chiffres notablement supérieurs aux précédents. On voit donc qu'à ce point de vue l'article 4 est beaucoup plus hardi que les règlements étrangers. Mais ces règlements sont plus ou moins anciens et il est vraisemblable que s'ils viennent à être refaits, en tenant compte des constructions existantes et des qualités qu'y montre le béton armé, on en modifiera les prescriptions dans le sens où elles se trouvent modifiées par l'article 4 lui-même.

L'industrie privée qui, en France plus qu'ailleurs, se règle sur les préceptes administratifs, même pour les constructions privées, a à gagner à la hardiesse des prescriptions de l'article 4, qu'elle appliquera d'ailleurs sous sa responsabilité.

Les ingénieurs de l'Etat ne sont pas tenus d'aller jusqu'à l'extrême limite de ce que permet le règlement. Ils peuvent se tenir au-dessous. Ils doivent d'ailleurs se rappeler que la sécurité d'un ouvrage en béton armé n'est assurée, quelles que soient les limites de fatigue adoptées dans les calculs, que par la perfection des matériaux employés, leur dosage mathématique et le soin apporté dans leur emploi. Leur surveillance doit donc être plus stricte encore pour les ouvrages en béton armé que pour ceux qu'ils construisent habituellement.

ART. 5. — Il convient d'encourager l'emploi judicieux du métal, non seulement comme armature longitudinale, mais aussi dans le sens transversal ou oblique, de façon à empêcher le gonflement du béton sous l'influence des compressions longitudinales auxquelles il peut être soumis. Sa résistance à l'écrasement augmente ainsi dans des proportions considérables et qui atteignent, lorsque l'armature transversale va jusqu'à un frettage suffisamment serré, des proportions qu'on n'eût pas pu prévoir avant que l'expérience les ait fait connaître. Il est donc naturel d'augmenter aussi la limite de fatigue à admettre suivant le volume et la disposition des armatures transversales ou obliques. Quelques expériences de laboratoire ou de chantier faites comparativement sur des bétons sans armature transversale et les mêmes avec de telles armatures, en indiquant l'augmentation de résistance à l'écrasement obtenue par ces dernières, permettront de déterminer l'augmentation correspondante qu'on pourrait, sans danger, adopter pour la limite de fatigue. Toutefois, les expériences faites par la Commission du ciment permettent, faute de mieux, d'admettre que les armatures transversales et les frettages multiplient la résistance à l'écrasement d'un prisme de béton par un coefficient :

$$1 + m' \frac{V'}{V}.$$

$V'$  étant le volume des armatures transversales ou obliques et  $V$  le volume du béton pour une même longueur de prisme ;  $m'$  est un coefficient variable avec le degré d'efficacité des liaisons établies entre les barres longitudinales. Lorsque ces liaisons consistent en ligatures transversales, formant des rectangles en projection sur une section transversale du prisme, le coefficient  $m'$  peut varier de 8 à 15, le minimum se rapportant au cas où l'espacement des armatures transversales atteint la plus faible dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum lorsque ledit espacement descend au tiers au plus de cette dimension.

Lorsque les armatures transversales consistent en un frettage formé par des spires plus ou moins serrées, le coefficient  $m'$  peut varier de 15 à 32. Le minimum serait à appliquer lorsque l'écartement des frettes atteindrait les  $\frac{2}{5}$  de la plus petite dimension transversale de la pièce considérée et le maximum lorsque cet écartement atteindrait :

$\frac{1}{5}$  de ladite dimension pour une compression longitudinale de 50 kilogrammes par centimètre carré ;

$\frac{1}{8}$  de ladite dimension pour une compression de 400 kilogrammes par centimètre carré.

Les indications qui précèdent sont soumises à la réserve essentielle, formulée à l'article 5, qu'en aucun cas, quel que soit le pourcentage du métal et quelle que soit la valeur du coefficient  $1 + m' \frac{V'}{V}$ , la limite de fatigue à admettre ne pourra dépasser les 0,60 de la résistance du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4. Cette disposition a pour effet de se tenir, dans tous les cas, à une limite de fatigue qui ne dépasse pas la moitié de la pression qui commence à provoquer la fissuration superficielle du béton armé et qui, d'après les expériences de la Commission du ciment armé, dépasse, suivant les cas, de 25 à 60 p. 100, celle qui produit l'écrasement du béton non armé.

## II. — CALCULS DE RÉSISTANCE

ART. 9. — Se justifie de lui-même.

ART. 10. — Cet article a pour objet d'écartier les procédés de calcul purement empiriques. Les principes de la résistance des matériaux fournissent ici, comme pour les constructions ordinaires, des solutions plus sûres. L'expérience, dans les limites où elle s'est révélée jusqu'ici, conduit à admettre que le principe de Navier relatif à la déformation plane des sections transversales peut encore être appliqué ici.

Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces soumises à des compressions. Il suffit de remplacer chaque section hétérogène par une section fictive ayant même masse que la section hétérogène réelle, en attribuant aux parties de la section formées par le béton une densité 1 et aux parties formées par les armatures longitudinales une certaine densité  $m$ <sup>1</sup>.

Théoriquement, cette densité  $m$  serait le rapport :

$$(1) \quad m = \frac{E_a}{E_b}$$

du module d'élasticité  $E_a$  du métal de l'armature au module d'élasticité  $E_b$  du béton. Ce rapport, dans les limites de charges admises par l'article 4, est d'environ 10. Il s'accroît avec les charges du béton et peut doubler ou tripler au moment de la rupture si elle a lieu par écrasement du béton; il diminuera, au contraire, si la rupture avait lieu par excès de charge de l'armature.

Ce fait suffirait à montrer combien incertains seraient les calculs de résistance basés sur la majoration fictive, jusqu'à rupture, des charges réelles dont il a été parlé plus haut (art. 3).

En tout cas, les expériences sur le module  $E_b$  portent sur du béton non armé. Dans quelle mesure le rapport  $m$ , qu'on en déduit, reste-t-il applicable au béton armé? Cela peut dépendre du degré de facilité que l'on a pour le damer dans toutes ses parties, pour l'enrober autour du métal, etc.

Il est donc préférable de regarder le coefficient  $m$  comme résultant de l'expé-

<sup>1</sup> Les armatures transversales n'ont pas à intervenir ici. Leur rôle essentiel se trouve déjà pris en considération par la majoration (art. 5) qu'elles permettent d'attribuer à la limite de fatigue du béton. C'est en effet dans l'augmentation de la résistance à l'écrasement, due à ce qu'elles s'opposent au gonflement transversal, que réside leur principale efficacité.

rience et pouvant, dans une pièce à armatures complexes (longitudinales et transversales), ne pas représenter exactement le rapport des modules d'élasticité du métal et du béton expérimentés séparément.

On pourra admettre que ce coefficient peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au dixième  $\left(\frac{1}{10}\right)$  de la plus petite dimension de la pièce, des ligatures ou entretoises transversales espacées de cette dernière dimension et des abouts peu éloignés des surfaces libres du béton. Le maximum s'appliquera lorsque le diamètre des barres longitudinales ne sera que le vingtième  $\left(\frac{1}{20}\right)$  de la plus petite dimension de la pièce; et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le tiers de cette même dimension.

La plupart des auteurs admettent pour  $m$  une valeur fixe et qui souvent est prise égale à 15. On attribue sans doute ainsi, dans beaucoup de cas, au métal, une part de résistance supérieure et au béton une part inférieure à celles qui se produisent réellement. Il s'ensuit qu'on peut avoir des déboires en ce que la compression du béton est, en fait, supérieure à celle qu'on a admise et que le coefficient de sécurité, en ce qui le concerne, est inférieur à celui qu'on voulait admettre.

En faisant varier  $m$  entre un maximum de 15 et un minimum de 8, suivant les dispositions des armatures, tant longitudinales que transversales, on serre de plus près la réalité et on compense ainsi en partie le coefficient de fatigue un peu élevé autorisé par l'article 4.

Une fois le coefficient  $m$  choisi, les formules à appliquer peuvent aisément se mettre sous la forme classique qui convient à un solide homogène.

a. *Compression simple.* — On considère la section homogène fictive  $\Omega$  donnée par la relation

$$(2) \quad \Omega = \Omega_b + m \Omega_a.$$

$\Omega_b$  étant l'aire de la section en béton et  $\Omega_a$  l'aire totale des sections faites dans les armatures métalliques et longitudinales. Comme cette dernière est faible par rapport à la première, on confond souvent  $\Omega_b$  avec la section totale  $\Omega_b + \Omega_a$  de la pièce.

Si  $N$  est la compression totale qui agit normalement à la section, on aura pour la pression, par unité de surface  $R_b$  que supporte le béton et celle  $R_a$  que supportent les armatures :

$$(3) \quad R_b = \frac{N}{\Omega}, \quad R_a = m \frac{N}{\Omega}.$$

Si  $R_b$  est donné, on en conclut  $\Omega$  et, par suite à l'aide de (2) d'après la forme réelle de la pièce, la section totale  $\Omega_a$  des armatures ou le pourcentage :

$$\frac{\Omega_a}{\Omega_b}.$$

b. *Compression avec flexion.* — Si la compression totale  $N$  n'est pas uniformément répartie, il convient de faire intervenir, outre l'aire  $\Omega$  de la section fictive, son centre de gravité et son moment d'inertie relatif à l'axe transversal à la flexion



passant par son centre de gravité, par les formules suivantes :

$$(4) \quad \Omega Y = \Omega_b Y_b + m \Omega_a Y_a;$$

$$(5) \quad I = I_b + m I_a.$$

La figure 1 ci-dessous représente un schéma de la section considérée supposée symétrique par rapport à un axe  $Y'Y$ . Le centre de gravité cherché de la section fictive  $\Omega$  est  $G$ ; celui des armatures métalliques connu est  $G_a$ , celui du béton éga-

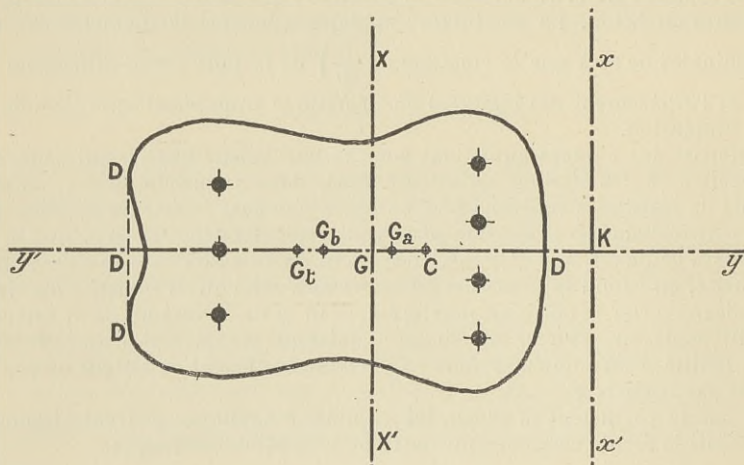


Fig. 1.

lement connu est  $G_b$ . On déduit les positions de ces points par leurs ordonnées respectives :

$$Y = GK, \quad Y_b = G_bK, \quad Y_a = G_aK,$$

comptées à partir d'un axe  $x'x$  choisi à volonté, ces ordonnées étant, s'il y a lieu, comptées positivement d'un côté convenu de  $x'x$  et négativement du côté opposé.

La formule (2) donne  $\Omega$ ; puis la formule (4) donne l'ordonnée  $Y$  du centre de gravité  $G$  de  $\Omega$ . Enfin, l'axe  $XGX'$  étant ainsi connu, on connaît les moments d'inertie  $I_b$  et  $I_a$  des sections géométriques du béton et des armatures longitudinales par rapport à cet axe et, par suite, la formule (5) donne le moment d'inertie  $I$  de la section fictive  $\Omega$  par rapport à ce même axe.

Nous avons dit plus haut qu'on confond souvent la section  $\Omega_b$  du béton avec la section totale  $\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a$  de la pièce. Si on ne veut pas le faire, les formules (2), (4), (5) peuvent s'écrire d'une façon plus commode dans la pratique en y introduisant, au lieu de la section  $\Omega_b$  du béton, la section totale

$$\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a,$$

et, par suite, au lieu du centre de gravité  $G_b$  du béton, celui de  $G_t$  de cette section totale et, enfin, au lieu du moment d'inertie  $I_b$  de la section du béton relativement à l'axe  $X'X$ , le moment d'inertie  $I_t$  de la section totale, relativement à un axe parallèle à  $X'X$  passant par le centre de gravité  $G_t$ .

Les formules deviennent alors :

$$\begin{aligned} (2') \quad & \Omega = \Omega_t + (m - 1) \Omega_a ; \\ (3') \quad & \Omega Y = \Omega_t Y_t + (m - 1) \Omega_a Y_a ; \\ (4') \quad & I = I_t + \Omega_t (Y - Y_t)^2 + (m - 1) I_a. \end{aligned}$$

A présent si N est la pression totale et M le moment de flexion, c'est-à-dire la somme des moments des forces extérieures agissant sur la section considérée relativement au centre de gravité G, de la section fictive, on aura pour la pression par unité de surface  $n_b$  agissant sur le béton à une distance quelconque  $v$  de l'axe X'X :

$$(5) \quad n_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v,$$

et si au point considéré se trouvait une armature, la pression qu'elle supporterait serait :

$$(6) \quad n_a = mn_b.$$

Dans ces formules, la distance  $v$  est comptée positivement du côté où le moment de flexion produit une progression et négativement du côté opposé. Si le moment de flexion autour de l'axe X'X est compté positivement de gauche à droite pour un observateur placé suivant X'X, la tête en X', les pieds en X, alors les distances  $v$  doivent être comptées positivement pour les points de la section situés à droite de X'X et négativement pour ceux de gauche.

Si on appelle  $v_b$  la distance à X'X de la fibre extrême de droite et  $v_{1b}$  la valeur absolue de la même distance pour la fibre extrême de gauche, la plus grande compression du béton  $R_b$  par unité de surface sera :

$$(7) \quad R_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_b.$$

Sa compression la plus faible  $R_{1b}$  sera :

$$(7_1) \quad R_{1b} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v_{1b}.$$

En remplaçant l'indice  $b$  par  $a$  pour les armatures, les valeurs extrêmes de la compression pour les armatures seront :

$$(8) \quad R_a = m \left[ \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_a \right];$$

$$(8_1) \quad R_{1a} = m \left[ \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_{1a} \right].$$

Ces formules supposent essentiellement qu'il y a compression partout, c'est-à-dire que la valeur  $R_{1b}$  et, par suite, celle  $R_{1a}$  sont positives. Si  $R_{1b}$  était négatif, on n'aurait plus le droit de les appliquer parce que les lois de la traction du béton diffèrent essentiellement de celles qui régissent sa compression. Il faudrait alors procéder comme il sera indiqué plus loin.

Si on connaît la pression totale  $N$ , non seulement en grandeur mais en position, c'est-à-dire si on connaît la position de son point d'application (centre de pression) définie par sa coordonnée  $v_0$  par rapport à l'axe  $X'X$ , on en déduirait, par définition :

$$(9) \quad M = Nv_0,$$

et si on posait

$$(10) \quad I = \Omega r^2,$$

$r$  étant ainsi le rayon de giration de la section fictive  $\Omega$  relativement à l'axe  $X'X$ , on aurait

$$(11) \quad n_b = \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{v_0 v}{r^2} \right).$$

L'axe neutre serait obtenu en annulant la valeur de  $n_b$ , c'est-à-dire par la formule

$$(12) \quad 1 + \frac{v_0 v'}{r^2} = 0,$$

en appelant  $v'$  la valeur de  $v$  qui définit la position de cet axe.

La formule (7<sub>1</sub>) devient avec ces nouvelles notations :

$$(13) \quad R_{1b} = \frac{N}{\Omega} \left( 1 - \frac{v_0 v_{1b}}{r^2} \right).$$

La comparaison des deux dernières formules indique, comme cela doit être, qu'il n'y a compression partout que si l'axe neutre tombe hors de la section, soit :

$$-v' > v_{1b}.$$

Ce qui précède suppose que l'on connaît pour chaque section les valeurs de  $N$  et de  $M$ . Ce sera le cas pour une colonne portant une charge centrée (c'est-à-dire appliquée au centre de gravité  $G$  de la section fictive, d'où  $M = 0$ ), ou excentrée ( $M = Nv_0$ ). Ce sera encore le cas d'un barrage où la courbe des pressions donne précisément  $N$  et  $v_0$  pour chaque section.

Lorsque la statique ne fournit pas directement ces valeurs, comme dans un arc de pont, on procédera comme il va être indiqué dans le cas de beaucoup le plus général où les pièces travaillent à la fois à la compression et à l'extension, celui qui justifie vraiment l'emploi des armatures, et ceci nous amène tout naturellement à ce cas général visé par les articles 11 et 12 de l'instruction.

ART. 11. — Cet article dit que, dans les calculs de déformation, on mettra en compte la résistance à l'extension du béton.

On peut avoir à calculer la déformation en elle-même, notamment pour prévoir la flèche que prendra un ouvrage. Mais, en tout cas, on aura à faire usage des formules de déformation pour connaître, dans chaque section, la compression  $N$  de la fibre moyenne (lieu des centres de gravité  $G$  des sections fictives  $\Omega$ ), le moment de flexion  $M$  et l'effort tranchant  $T$ , lorsque la statique ne les fournit pas.

Par définition  $N$  et  $T$  sont les composantes normale et tangentielle des forces extérieures y compris la réaction de l'appui qui agissent d'un côté convenu de la

section et  $M$  est la somme des moments de ces mêmes forces extérieures par rapport au point  $G$ .

Si l'une des extrémités de la pièce à étudier est libre (colonnes) ou si la statique fournit la réaction d'un appui (poutres à deux appuis sans encastrement), les forces  $N$  et  $T$  et le couple  $M$  sont connus, *en toute rigueur* ; on pourra se passer de toute formule de déformations et, par conséquent, de toute hypothèse pour les déterminer. L'article 41 n'intervient pas pour cet objet.

Mais dans le cas des poutres encadrées ou des poutres à plusieurs travées ou d'arcs travaillant à l'extension, ce qui est le cas général des arcs en béton armé, on devra appliquer l'article 41, et, par conséquent, l'interpréter.

L'administration acceptera l'interprétation faite selon l'usage courant jusqu'ici, bien qu'il soit peu correct, et qui consiste à attribuer au béton, travaillant à l'extension, le même coefficient d'élasticité que quand il travaille à la compression.

Une fois cette hypothèse admise, les formules établies plus haut, sous la restriction essentielle qu'il n'y a travail qu'à la compression, deviennent générales.

Or, on voit aisément que ces formules, grâce à l'intervention des éléments de la section fictive  $\Omega$ , ramènent le problème de la résistance d'une pièce en béton armé, c'est-à-dire d'une pièce hétérogène, à celui de la résistance d'une pièce homogène fictive. Dès lors, tous les résultats généraux et classiques obtenus dans ce dernier cas s'étendent au premier, et, par conséquent, pour avoir les valeurs de  $N$ ,  $M$ ,  $T$  dans le cas d'un arc, celles de  $M$ ,  $T$  dans le cas d'une poutre chargée transversalement où  $N = 0$ , ainsi que les réactions des appuis, il suffira, dans chaque cas, d'adopter les valeurs bien connues qui se rapportent aux pièces homogènes.

Ainsi, si on a une poutre en béton armé de portée  $l$  encadrée à ses deux extrémités et portant une charge uniforme de  $p$  kilogrammes par mètre courant, on admettra que, comme pour une poutre homogène, le plus grand moment de flexion se produira à l'encastrement et aura pour valeur :

$$\frac{pl^2}{12}$$

et que le moment de flexion au milieu, de signe contraire au précédent, sera, en valeur absolue :

$$\frac{pl^2}{24}$$

Si l'encastrement est partiel, on adoptera, au lieu de la valeur ci-dessus, une valeur intermédiaire entre elle et celle  $\frac{pl^2}{8}$ , qui se rapporte à la poutre à appuis simples, par exemple  $\frac{pl^2}{10}$ .

De même, si on a une poutre à plusieurs travées qui seront généralement égales, il suffira de prendre dans les traités ou manuels de résistance des matériaux, les valeurs toutes calculées des moments de flexion, efforts tranchants et réactions des appuis se rapportant à des pièces homogènes ou, si on se trouve dans des cas spéciaux, de calculer ces valeurs comme s'il s'agissait de pièces homogènes.

De même, enfin, s'il s'agit d'un arc, on se servira des tables de Bresse relatives aux arcs homogènes pour avoir la poussée s'il s'agit d'un arc à deux rotules, de celles que  $M$ . l'ingénieur Pigeaud a récemment publiées dans les *Annales des Ponts*

et *Chaussées* s'il s'agit d'un arc encastré et on choisira une valeur intermédiaire entre celles fournies pour ces deux tables, si on juge qu'on a un encastrement partiel.

Dans les cas spéciaux, on calculera directement la poussée selon la formule classique se rapportant aux pièces homogènes.

Une fois la poussée connue, comme les réactions verticales se déduisent de la statique pure, on aura toutes les données nécessaires pour déterminer  $M$ ,  $N$  et  $T$  graphiquement ou par le calcul par chacune des sections qu'on voudra étudier.

*Interprétation plus correcte.* — On peut mettre en compte la résistance à l'extension du béton d'une façon plus satisfaisante, en admettant comme résultant de

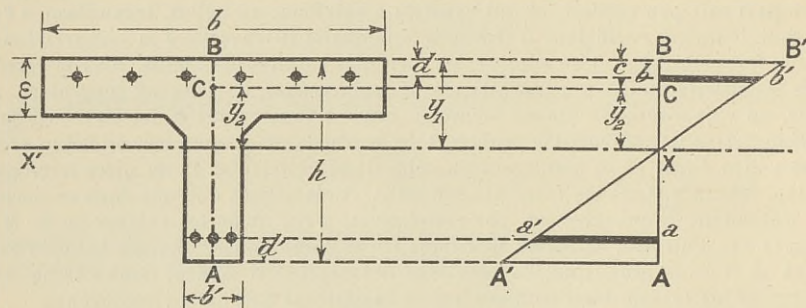


Fig. II-III.

diverses expériences, le principe ci-après : le coefficient d'élasticité du béton armé à l'extension ne conserve une valeur sensiblement constante que jusqu'à la limite de la résistance à l'extension du béton similaire non armé; à partir de là, il devient en quelque sorte plastique, c'est-à-dire qu'il s'allonge par suite de sa connexion avec l'armature, mais sans que sa tension limite se modifie. Il n'y a pas de difficulté théorique à constituer une résistance des matériaux complète édiflée sur cette hypothèse jointe à celle de Navier relative à la déformation plane des sections transversales. Mais les calculs deviennent beaucoup plus complexes.

Il sera naturellement loisible aux ingénieurs d'utiliser cette manière de faire s'ils la jugent plus satisfaisante.

De quelque manière que l'on ait déterminé les valeurs du moment de flexion  $M$ , de l'effort tranchant  $T$  et de la compression de la fibre moyenne  $N$  (laquelle est nulle dans les pièces droites chargées transversalement), on devra ensuite en tirer, au moins dans les sections les plus fatiguées, la fatigue locale. Dans cette recherche, l'article 11 prescrit de faire abstraction de toute résistance à l'extension du béton. Cette prescription n'a rien de contradictoire avec celle qui prescrit d'en tenir compte dans les calculs de déformation. En fait, le béton se fendille plus ou moins du côté de l'armature tendue, mais sans qu'il résulte de ces fissures microscopiques ou peu profondes, une modification très notable dans la déformation générale des ouvrages, même si, en un point, une fissure plus marquée se produisait. Mais, en ce point, la fatigue locale s'en trouverait naturellement très accrue. Il convient donc, dans le calcul des fatigues locales, de se placer dans cette hypothèse défavorable, tandis qu'il serait excessif de s'y placer dans la recherche des déformations générales et, par suite, de ces valeurs  $M$ ,  $T$ ,  $F$ , qui s'y rattachent.

*Application à un hourdis et à une pièce d'une section rectangulaire.* — On va appliquer la méthode indiquée plus haut à un hourdis (fig. 2) assimilé à un simple T, dont la hauteur est  $h$ , la largeur d'aile  $b$ , la largeur de la nervure  $b'$ , l'épaisseur d'aile  $\varepsilon$  et dont l'armature, du côté de la compression, a une section totale  $\omega$ , sa distance moyenne au parement comprimé étant  $d$ , du côté de l'extension, la section  $\omega'$ , à une distance moyenne  $d'$  du parement tendu. Si la première n'existait pas, on ferait  $\omega = 0$ .

Soit  $Y_1$  la distance inconnue de l'axe neutre X'X au parement comprimé B. Sur la figure 3, la section du hourdis est projetée suivant la droite AB. Les ordonnées de la droite XB' représentent les compressions du béton et, au facteur  $m$  près, l'ordonnée  $bb'$  représente la compression de l'armature comprimée et  $aa'$  représente la tension comprimée de l'armature tendue. Soit K le coefficient angulaire de la droite B'XA' ou la tangente trigonométrique de l'angle B'XB.

a. *Flexion simple.* — S'il s'agit de la flexion simple  $N = 0$ , en écrivant que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M, c'est-à-dire que leur somme est nulle et que la somme de leurs moments relativement à n'importe quel point, par exemple au point B est égale à M, on obtient pour déterminer la distance  $XB = Y_1$  de l'axe neutre à la face comprimée, l'équation du second degré :

$$(16) \quad 0 = \frac{b'y_1^2}{2} + (b - b') \varepsilon \left( y_1 - \frac{\varepsilon}{2} \right) + m\omega (y_1 - d) - m\omega' (h - d' - y_1)$$

puis pour déterminer le coefficient angulaire K :

$$(17) \quad \frac{M}{K} = \frac{b'y_1^3}{6} + (b - b') \varepsilon^2 \left( \frac{y_1}{2} - \frac{\varepsilon}{3} \right) + m\omega (y_1 - d) d - m\omega' (h - d' - y_1) (h - d')$$

où le second nombre est connu, ainsi que M.

Ces formules supposent implicitement que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, il suffit dans les formules précédentes de faire  $b' = b$ , ce qui donne :

$$(18) \quad 0 = \frac{by_1^2}{2} + m\omega (y_1 - d) - m\omega' (h - d' - y_1) ;$$

$$(19) \quad \frac{M}{K} = \frac{by_1^3}{6} + m\omega (y_1 - d) d - m\omega' (h - d' - y_1) (h - d').$$

Pour savoir où tombera la fibre neutre et, par conséquent, si c'est la formule (16) ou celle (18) qui déterminera la position de la fibre neutre, il suffit, dans le second membre de (16), de remplacer  $Y_1$  par  $\varepsilon_1$  ce qui donne :

$$\frac{b\varepsilon^2}{2} + m\omega (\varepsilon - d) - m\omega' (h - d' - \varepsilon).$$

Si la valeur numérique de cette expression est positive, l'axe neutre tombe dans le hourdis et se détermine par la formule (18). C'est l'inverse si cette valeur numérique est négative.

Les formules (18) et (19) s'appliquent aussi à une section rectangulaire de base  $b$  et de hauteur  $h$ .

Quand on a déterminé les deux inconnues  $Y_1$  et  $K$ , on aura pour la compression maximum  $R_b$  du béton :

$$(20) \quad R_b = Ky_1$$

pour la compression  $R_a$  et l'extension  $R'_a$  des armatures :

$$(21) \quad \begin{cases} R_a = mK (y_1 - d) ; \\ R'_a = mK (h - d' - y_1). \end{cases}$$

b. *Flexion composée.* — On connaît dans ce cas la compression  $N$  et la position du centre de pression  $C$ , point d'application de la résultante des forces extérieures. Désignons par  $c$  la distance de ce point à la face comprimée, cette distance étant comptée positivement si  $C$  tombe dans la section, négativement dans le cas contraire. Il paraît plus commode ici, pour la raison qui sera donnée dans un instant, de déterminer la position de la fibre neutre par sa distance  $XC = Y_2$  (fig. 3) au centre de pression  $C$  que par sa distance  $Y_1$  au parement comprimé. On écrira que la résultante des forces élastiques coïncide avec  $N$ . Donc, la somme des moments des forces élastiques par rapport au point  $C$  est nulle, ce qui donne une équation du troisième degré servant à déterminer  $Y_2$ , c'est-à-dire la position de l'axe neutre  $XXC$ . Cette équation, dans le cas où cet axe tombe dans la nervure est la suivante :

$$(22) \quad \frac{b'y_2^3}{6} - b \left[ \frac{c^2}{2} y_2 + \frac{c^3}{3} \right] + (b - b') \left[ \frac{(-c + \varepsilon)^2}{2} y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^3}{3} \right] + m\omega (y_2 + c - d) (-c + d) - m\omega' (h - d' - c - y_2) (h - d' - c) = 0.$$

On voit que cette équation est de la forme :

$$(23) \quad y^3 + py_2 + q = 0,$$

les coefficients numériquement connus  $p$  et  $q$  ayant les expressions suivantes :

$$(24) \quad \begin{cases} p = -\frac{3b}{b'} c^2 + 3 \left( \frac{b}{b'} - 1 \right) (c - \varepsilon)^2 - \frac{6m\omega}{b'} (c - d) + \frac{6m\omega'}{b'} (h - d' - c) ; \\ q = -\frac{2b}{b'} c^3 + 2 \left( \frac{b}{b'} - 1 \right) (c - \varepsilon)^3 - \frac{6m\omega}{b'} (c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b'} (h - d' - c)^2. \end{cases}$$

Le terme  $y_2^2$  manque, ce qui facilite la résolution de l'équation et justifie l'emploi de l'inconnue  $y_2$ .

Quand  $y_2$  a été trouvée, on obtient l'inconnue auxiliaire  $K$  immédiatement par l'équation :

$$(25) \quad \frac{N}{K} = \frac{b'y_2^2}{2} + bc \left( y_2 + \frac{c}{2} \right) + (b - b') \left[ (-c + \varepsilon) y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^2}{2} \right] + m\omega [y_2 + c - d] - m\omega' [h - d' - c - y_2],$$

où le second membre est connu, ainsi que  $N$ .

Ces formules supposent que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, comme aussi dans le cas d'une section rectangulaire de base  $b$  et de

hauteur  $h$ , il suffit d'y faire  $b' = b$ , ce qui donne :

$$(26) \quad p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b}(c-d) + \frac{6m\omega'}{b}(h-d'-c);$$

$$(27) \quad q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b}(c-d)^2 + \frac{6m\omega'}{b}(h-d'-c)^2.$$

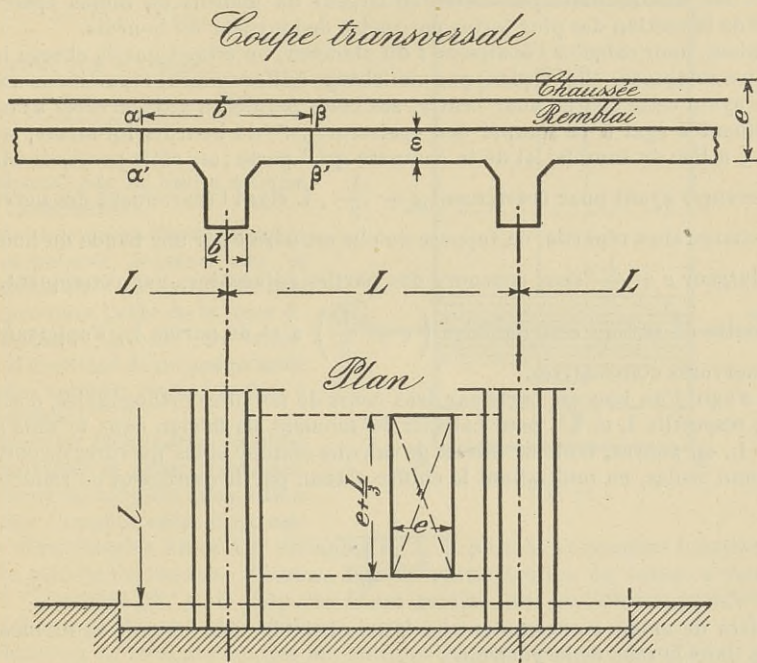


Fig. IV-V.

Enfin, dans le cas d'un hourdis, pour savoir si l'axe neutre tombe dans la nervure ou dans le hourdis, il suffira de vérifier si le premier membre de l'équation (23) a, ou non, des signes contraires, aux deux extrémités de la nervure.

Quand les inconnues  $y_2$  et  $K$  sont déterminées, on tirera de la première :

$$(28) \quad y_1 = y_2 + c,$$

pour la distance de l'axe neutre au parement comprimé, et alors la compression  $R_b$  du béton, la compression  $R_a$  et la tension  $R'_a$  des armatures par unité de surface, se déterminent par les formules (20) et (21).

*Remarques au sujet du calcul des hourdis.* — Quand on a un plancher formé d'un hourdis avec nervures (fig. 4), on détache une nervure aux deux parties adjacentes, de manière à ne considérer que la partie  $\alpha\alpha'\beta\beta'$  de largeur  $\alpha\beta = b$ , sans tenir compte du secours que cette portion du plancher peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines.



Cette largeur  $b$  doit être en rapport avec l'épaisseur  $\varepsilon$  du hourdis, l'écartement  $L$  des nervures et leur portée  $l$ . Il convient de ne jamais dépasser pour la largeur  $b$  le tiers de la portée  $l$  des nervures, ni les trois quarts de leur écartement  $L$ .

En ce qui touche le plancher lui-même, s'il a à supporter des charges concentrées entre deux nervures, il doit être pourvu de deux séries de barres horizontales dans des directions orthogonales. On donne généralement aux armatures les plus faibles une section totale par mètre de largeur du hourdis au moins égale à la moitié de la section des plus fortes par mètre de longueur du hourdis.

Et alors, pour calculer l'épaisseur  $\varepsilon$  du plancher, on admet que la charge isolée peut être remplacée (fig. 5 plan) par une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, ses côtés parallèles aux nervures ayant un écartement  $e$  égal à la somme des épaisseurs : 1° du hourdis lui-même, soit  $\varepsilon$ ; 2° s'il y a lieu du remblai et de la chaussée qu'il porte; ses côtés perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement  $e + \frac{L}{3}$ ,  $L$  étant l'écartement des nervures.

La charge ainsi répartie, on suppose qu'elle est portée par une bande du hourdis, de la largeur  $e + \frac{L}{3}$  sans concours des parties adjacentes, par conséquent, par une poutre de section rectangulaire  $\left(e + \frac{L}{3}\right) \varepsilon$  et de portée  $L$ , s'appuyant sur deux nervures consécutives.

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales, d'écartements respectifs  $L$  et  $L'$ , pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée  $L$ , on pourra, faute de mieux, le calculer comme si les nervures de portée  $L$  existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction :

$$\frac{1}{1 + 2 \frac{L^3}{L'^3}}$$

On fera de même en permutant les lettres  $L$  et  $L'$  pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée  $L'$ .

*Adhérence.* — Pour s'assurer de l'adhérence entre le béton et l'armature, tendue par exemple, on observera que si, dans deux sections voisines  $AB$ ,  $A'B'$  d'une pièce (fig. 6), espacées d'une longueur  $\Delta_s$ , on a trouvé pour la tension de l'armature, les valeurs  $R'_a$  et  $R''_a$  par unité de surface, les tractions totales sur ces deux sections seront :

$$\omega'R'_a \quad \text{et} \quad \omega'R''_a.$$

Supposons, pour fixer les idées,  $R''_a > R'_a$ , c'est la différence  $\omega'(R''_a - R'_a)$  qui tendra à faire glisser la portion d'armature de longueur  $\Delta_s$  dans sa gaine de béton. Si donc le périmètre total des armatures tendues est  $\chi'$ , l'adhérence par unité de surface sera :

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a)}{\chi'\Delta_s}$$

C'est ce rapport qui ne doit pas être supérieur à la limite imposée pour l'adhérence par l'article 6 du règlement.

Si des étriers ou autres pièces transversales sont *suffisamment* solidarités avec une armature longitudinale pour contribuer à empêcher celle-ci de glisser dans sa gaine de béton, alors la force  $F$  de cisaillement de celles de ces pièces transversales qui se trouvent sur la longueur  $\Delta_s$ , considérée ou le produit de la section cisailée par le travail de cisaillement admis pour le métal, doit être retranchée de l'effort

$$\omega' (R''_a - R'_a),$$

et il suffit que le rapport

$$\frac{\omega' (R''_a - R'_a) - F}{\chi' \Delta_s}$$

ne dépasse pas la limite admise pour l'adhérence.

Mais de simples ligatures entre les armatures transversales et longitudinales ne suffisent pas pour produire l'effet de la force  $F$ . Ces ligatures doivent être faites. Mais il convient de ne pas en tenir compte comme renfort prêté à l'adhérence.

*Glissement longitudinal du béton sur lui-même et effort tranchant.*

— Concevons toujours une portion de pièce comprise entre deux sections transversales  $AB$  et  $A'B'$  distantes de  $\Delta_s$ , et portant l'armature longitudinale  $a'b'$  du côté de l'extension. Faisons, dans la partie tendue du béton, c'est-à-dire entre l'armature  $a'b'$  et le plan des fibres neutres, une section  $mn$  parallèle à ce plan. Soit  $\omega_b$  l'aire de cette section.

Comme on ne tient pas compte des tensions du béton normalement à  $mB$  et  $nB'$ , la portion  $mnBB'$  de la pièce est en équilibre sous l'influence des tensions  $\omega'R''_a$  et  $\omega'R'_a$  des armatures et de l'effort longitudinal ou de cisaillement suivant  $mn$ . Donc, cet effort, par unité de surface :

$$\frac{\omega' (R''_a - R'_a)}{\omega_b} (a),$$

ne doit pas dépasser la fatigue admise par le cisaillement.

Si des armatures transversales résistent *efficacement* au glissement longitudinal, on peut en tenir compte comme il est dit ci-dessus pour l'adhérence.

Cet effort  $(a)$  reste constant jusqu'à la fibre neutre. Au delà, il diminue par l'effet des compressions, de sorte que celui mis en compte ici en représente le maximum.

L'effort tranchant en chaque point est d'ailleurs, comme on le sait, le même en grandeur que l'effort de glissement longitudinal dont il vient d'être parlé.

ART. 12. *Flambement.* — Pour s'assurer contre le flambement des pièces comprimées, on peut faire usage de la règle de Rankine, qui se traduit par l'inégalité suivante.

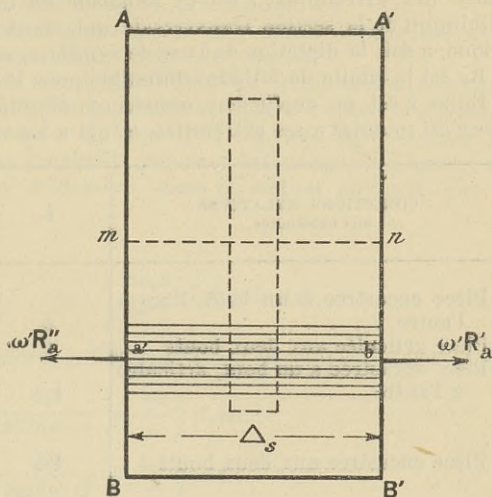


Fig. VI.

$$(29) \quad \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{kl^2}{10\,000 r^2} \right) < R_b.$$

$N$  est l'effort de compression : s'il varie notablement d'une extrémité à l'autre de la pièce, on prendra la valeur relative à la section médiane, située à égale distance des extrémités;  $l$  est la longueur de la pièce;  $r$ , le rayon de gyration minimum de la section transversale qui, dans le cas fréquent d'une pièce symétrique, a soit la direction de l'axe de symétrie, soit la direction perpendiculaire.

$R_b$  est la limite de fatigue admissible pour le béton armé (art. 4).

Enfin  $k$  est un coefficient numérique dépendant des conditions auxquelles la pièce est soumise à ses extrémités, et qui a les valeurs ci-après :

CONDITIONS RELATIVES aux extrémités.	$k$	OBSERVATIONS
Pièce encastrée à un bout, libre à l'autre . . . . .	4	
Pièce articulée aux deux bouts . . . . .	1	
Pièce encastrée à un bout, articulée à l'autre . . . . .	1/2	Si l'encastrement est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/2 et 1.
Pièce encastrée aux deux bouts . . . . .	1/4	Si l'un des encastnements est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/4 et 1/2. Si les deux sont imparfaits, une valeur moyenne entre 1/4 et 1.

Quand la pièce comprimée est de grande longueur il arrive que l'unité est négligeable devant le nombre  $\frac{kl^2}{10.000r^2}$ . L'inégalité qui exprime la condition de stabilité peut alors être mise sous la forme simplifiée :

$$\frac{N}{\Omega} \frac{kl^2}{10\,000 r^2} < R_b$$

ou

$$(30) \quad N < \frac{10\,000}{k} \frac{\Omega r^2}{l^2} R_b.$$

La valeur moyenne de  $R_b$  est d'environ  $50 \times 10^4$  (50 kilogrammes par centimètre carré). Le coefficient d'élasticité longitudinale du béton est, en moyenne, le dixième de celui de l'acier, soit :

$$E_b = 2 \times 10^9.$$

D'où il résulte que le produit :  $10.000 R_b$  est sensiblement égal à

$$\frac{\pi^2 E_b}{4},$$

ce qui permet d'écrire la condition (30) sous la forme :

$$(31) \quad N < \frac{1}{4k} \frac{\pi^3 \Omega r^2}{l^2} E_b.$$

C'est la formule d'Euler, avec un coefficient de sécurité égal à 4.

On voit donc que les indications fournies par cette formule concordent avec celles de la règle de Rankine pour les pièces de grande longueur.

Si la pièce soumise à un effort de compression  $N$  est en même temps sollicitée par un moment de flexion dont l'effet ne peut être considéré comme négligeable (cas d'une charge désaxée, poussée du vent, etc.), il convient de compléter la condition de stabilité exprimée par l'inégalité (29) en y introduisant la valeur du travail maximum de compression déterminé, dans la section médiane, par le moment fléchissant  $M$ .

Ce travail a pour expression :

$$\frac{Mv}{1} \text{ (formule 5) ; } \quad \text{ou} \quad \frac{Nv_0v}{\Omega r^2} \text{ (formule 14).}$$

La règle de Rankine se traduit alors par l'une ou l'autre des inégalités suivantes :

$$(32) \quad \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{kl^2}{10\,000 r^2} + \frac{Mv}{1} \right) < R_b ;$$

$$(33) \quad \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{kl^2}{10\,000 r^2} + \frac{v_0v}{r^2} \right) < R_b.$$

### III. — CHAPITRE IV

Les instructions relatives à l'exécution des travaux et aux épreuves se justifient d'elles-mêmes et n'ont pas besoin de commentaire. On se bornera à rappeler que *le béton armé ne vaut que par la perfection de son exécution*. Les accidents survenus sont en général dus à la médiocre qualité des matériaux ou à leur mauvais emploi. Il convient donc d'exercer *une surveillance toute spéciale* sur la provenance, la pureté des matériaux, leur dosage, celui de l'eau employée à la confection du béton, son damage, son bourrage le long des armatures, le solide arrimage de celles-ci, etc.

Quant aux épreuves, elles peuvent, dans certaines circonstances, être simplifiées, moyennant justification. Mais il convient encore ici de ne pas chercher des économies ou des facilités qui puissent faire courir un risque quelconque à la sécurité publique.

#### Rapport de la Commission nommée par le Conseil général des Ponts et Chaussées, dans sa séance du 15 mars 1906<sup>1</sup>.

Nous pensons, dans ce rapport, pouvoir être très bref : parce que la Commission a fait son possible pour que les projets d'instruction et de circulaire qu'elle a

<sup>1</sup> Commission composée de : MM. Maurice Lévy, Inspecteur général de 1<sup>re</sup> classe, *Président et Rapporteur* ; de Préaudeau, Vétillard, inspecteurs généraux de 2<sup>e</sup> classe.

préparés forment un tout qui puisse suffire aux ingénieurs et, par conséquent, au Conseil.

Nous devons seulement indiquer dans quel ordre d'idées on a cru devoir remanier les projets de règlement et de circulaire préparés par la Commission du ciment armé, et nous nous empressons de dire que les différences portent plutôt sur la forme que sur le fond, tout en n'étant pas sans importance.

En tous cas, nous n'avons cru devoir rien faire sans avoir pris l'avis des deux principaux représentants actuels de la Commission du ciment armé : son rapporteur M. l'inspecteur général Considère et son président depuis la retraite de M. le président Lorieux : M. l'ingénieur en chef Résal.

Cette Commission, en effet, a accompli une œuvre considérable à laquelle elle a consacré quatre années et dont les pièces mises entre les mains des membres du Conseil, à savoir : les projets de règlement et de circulaire préparés par elle et le magistral rapport du plus qualifié en la matière, M. l'inspecteur général Considère, ne donnent, malgré leur importance, qu'une idée imparfaite. Il faut en outre avoir examiné les procès-verbaux des expériences de longue haleine auxquelles la Commission s'est livrée avec le concours de M. l'ingénieur Mesnager et du laboratoire de l'École des ponts et chaussées pour pouvoir apprécier toute l'étendue et la portée de son œuvre. Aussi convenait-il de n'y toucher qu'avec la plus grande réserve et en ayant son avis. C'est dans cette pensée que nous avons cherché à remplir la mission que le Conseil nous a fait l'honneur de nous confier, mission fort délicate ; car si le béton armé est de plus en plus apprécié dans ses effets, il est encore bien imparfaitement connu dans ses causes. Plus on y réfléchit, plus on sent qu'il y a là nombre de phénomènes qui demeurent obscurs. Dans ces conditions, il n'est pas aisé d'arriver à la précision désirable dans les instructions à donner aux ingénieurs, tout en ne les entravant pas dans la voie du progrès qui reste ouverte. C'est sans doute le sentiment de ces difficultés qui a arrêté la Commission du ciment pendant plusieurs années. C'est lui aussi qui doit nous servir d'excuse pour quelques semaines de réflexion que nous avons prises.

Nous avons cherché à aller vite. Peu de jours après sa désignation, la Commission s'est réunie. Elle a tenu deux séances auxquelles ont été convoqués MM. Considère et Résal. Là, on a discuté contradictoirement tous les articles du projet de règlement de la Commission du ciment armé, ainsi que le projet de circulaire et le rapport de M. Considère qui l'accompagne.

Puis la Commission s'est ajournée en chargeant le soussigné de préparer ses propositions.

Dans l'intervalle, le soussigné a reçu, au nom de la minorité de la Commission du ciment armé, un projet de règlement signé par M. l'ingénieur en chef Rabut et M. l'ingénieur Mesnager, deux membres très qualifiés, eux aussi, de ladite Commission.

Leurs observations portaient sur deux points ; l'un relatif à la valeur du coefficient d'élasticité du béton, l'autre tendant à ce que les prescriptions contenues dans le projet de règlement relativement aux calculs de résistance des matériaux soient de beaucoup abrégées et réduites à quelques indications générales, de façon à éviter tout ce qui pourrait tendre à restreindre, en cette matière, la liberté scientifique des ingénieurs, sauf à reporter dans la circulaire les explications ou les conseils que l'on pourrait juger utile de leur donner.

Sur ce dernier point, tout le monde a fini par tomber d'accord et c'a aussi été le sentiment du Conseil général des ponts et chaussées dans la séance où l'affaire

est venue en discussion, et a été, après un échange d'observations, renvoyée à la Commission que nous avons l'honneur de présider.

A l'appui de leurs observations sur le coefficient d'élasticité, MM. Rabut et Mesnager ont joint les résultats d'une série d'expériences faites par M. Mesnager, expériences que nous avons naturellement versées au dossier ainsi que diverses autres pièces, notamment un projet de règlement préparé par ces Messieurs.

Des expériences dont il s'agit, il ressort que jusqu'à un effort de 60 kilogrammes par centimètre carré le béton expérimenté par eux et composé de 300 kilogrammes de ciment de Portland pour 400 litres de sable et 800 litres de gravier, est environ égal à  $\frac{1}{10}$  du coefficient d'élasticité de l'acier. C'est aussi ce qui ressort à peu près des expériences de M. le professeur Bach de Stuttgart, et de celles qui avaient été entreprises en France, dès les débuts du ciment armé, à la demande du regretté directeur des phares, Bourdelles.

C'est ainsi muni d'une part des explications échangées pendant nos deux premières séances avec les deux représentants de la majorité de la Commission du ciment armé, MM. Considère et Rézal, des explications fournies au nom de ceux de la minorité de la Commission, que le soussigné s'est mis à l'œuvre pour préparer, non sans de fréquents scrupules, les projets d'instructions et de circulaire que la Commission actuelle a l'honneur de soumettre à l'examen du Conseil.

A ce mot « Règlement » employé par la Commission du ciment armé, nous avons substitué le mot « Instructions » qui, tout en ayant le même caractère obligatoire pour les ingénieurs, s'annonce comme moins permanent. Il convient, en effet, de prévoir que l'expérience des chantiers, comme celle des laboratoires et comme la théorie pourront modifier les vues qu'on a actuellement sur le ciment armé et, par suite, amener à faire des retouches aux prescriptions actuelles.

En principe, nous avons cherché à condenser ces instructions en un petit nombre d'articles, brefs et précis.

Elles sont divisées en quatre parties :

- I. Données à admettre dans les projets relatifs au béton armé ;
- II. Calculs de résistance (à appuyer sur ces données) ;
- III. Exécution des travaux ;
- IV. Epreuves des ouvrages.

I. *Données à admettre.* — Ces données comprennent deux parties distinctes : les surcharges et les coefficients de travail.

Il n'y a rien à dire relativement aux surcharges. Elles sont les mêmes pour les ouvrages en ciment armé que pour leurs similaires en d'autres matières.

La fatigue à la compression du ciment armé a été admise égale aux  $\frac{28}{100}$  de la résistance à l'écrasement du béton non-armé de même composition après 90 jours de confection, cette résistance étant mesurée sur un cube de 0,20 m. de côté.

La Commission du ciment armé, dans son projet de règlement, n'avait indiqué la fatigue maxima à admettre que pour trois espèces de ciments qui sont formées de 800 litres de gravier, 400 litres de sable avec respectivement les trois dosages. 300, 350 et 400 kilogrammes de Portland.

Elle a trouvé pour ces bétons respectivement les résistances suivantes en kilogrammes par centimètre carré :

Au bout de 28 jours :

107, 120, 133 kilogrammes.

Au bout de 90 jours :

160, 180 et 200 kilogrammes.

Elle admet dans son règlement les limites de fatigue ci-après :

46, 52, 58 kilogrammes.

La règle que nous proposons donne :

44,8, 50,4, 56 kilogrammes.

c'est-à-dire sensiblement les mêmes chiffres. Nous sommes donc d'accord avec elle et notre formule a l'avantage de s'étendre à d'autres ciments de compositions très variables et qui peuvent être employés dans la pratique.

Mais ce n'est pas sans hésitation que nous avons suivi la Commission sur ce point. Ce taux de fatigue des 28/100 de la résistance après 90 jours est élevé et beaucoup plus élevé que les chiffres similaires admis dans d'autres règlements, notamment dans les règlements allemands ou suisses. Là où nous admettons une fatigue de 51 kilogrammes, on n'admettrait guère que 30 à 35 kilogrammes.

MM. Résal et Considère, au nom de la Commission du ciment armé, ont insisté pour le maintien des chiffres proposés par cette Commission après une longue discussion en présence des représentants de l'industrie qui ont fait partie de la Commission. Ils ont fait valoir que les chiffres admis sont ceux couramment usités dans la pratique et l'industrie ne pourrait pas se contenter de chiffres notablement moindres. M. Considère nous a fait connaître depuis que les règlements étrangers sont déjà anciens eu égard aux rapides progrès accomplis par le béton armé, qu'ils donnent lieu, au point de vue spécial dont il s'agit, à des réclamations de la part des constructeurs et que vraisemblablement soit par tolérance, soit par une modification aux prescriptions existantes, on sera amené à élever notablement le taux de fatigue admis à une époque où on n'avait pas encore, en matière de béton armé, l'expérience acquise depuis.

Nous verrons d'ailleurs que les données adoptées pour les calculs de résistance sont de nature à rassurer sur les valeurs élevées adoptées pour les taux de fatigue aux articles 4 et 5.

Ce dernier article permet de majorer le taux normal de fatigue admis à l'article 4.

Il constitue une innovation relativement aux instructions étrangères qu'il nous a été donné de consulter, en ce qu'il encouragera les constructeurs à porter leur attention non seulement sur les armatures longitudinales, mais aussi sur les armatures transversales qui ont une influence considérable sur la solidité de ce genre de constructions. Il mérite d'être conservé. Il est formulé sous forme générale dans les instructions. Le commentaire qu'y donne la circulaire avec le coefficient de majoration  $\left(1 + m' \frac{V'}{V}\right)$  guidera les ingénieurs dans l'adoption du taux de la majoration suivant le cas. Par une sorte d'interprétation rapide, on peut avec une suffisante approximation, passer des cas spécifiés dans la circulaire à des cas différents pour le choix du coefficient  $m'$  qui seul reste à l'appréciation des ingénieurs.

II. *Calculs de résistance.* — On voit que nos instructions se bornent à quelques prescriptions générales qui laissent aux ingénieurs la plus absolue liberté dans les méthodes de calcul qu'ils croiront devoir employer, sous la seule réserve de ne pas substituer les méthodes empiriques des spécialistes aux méthodes plus sûres tirées de la résistance des matériaux ou de la théorie de l'élasticité. Mais comme, d'autre part, il est à notre connaissance que beaucoup d'ingénieurs seraient très heureux d'avoir quelques indications qui puissent leur servir de guides dans ces calculs nouveaux pour beaucoup d'entre eux, nous avons, dans la circulaire, cherché à

donner à ce désir la satisfaction la plus large possible, tout en y faisant remarquer que les formules et même les méthodes indiquées n'ont aucun caractère obligatoire et que toutes autres méthodes, pourvu qu'elles soient rationnelles, seront admises par l'Administration.

Nous devons insister, non sur les formules contenues dans la circulaire et qui sont déduites des principes de la résistance des matériaux relatifs aux pièces à sections hétérogènes, mais sur l'une des données qui y est indiquée ou conseillée et qui, comme celle signalée plus haut à l'occasion de l'article 5, innove relativement à ce qui existe et est de nature, comme nous l'avons fait pressentir plus haut, à atténuer sensiblement ce que le taux élevé de fatigue à la compression du béton admis aux articles 4 et 5 peut avoir de hardi. Il s'agit d'un nombre que l'on admet dans les calculs de résistance pour exprimer l'équivalence, à section égale, entre le béton et l'armature. Dans les formules de la plupart des auteurs français et étrangers, on admet que dans la compression d'un prisme armé, chaque centimètre carré de l'armature longitudinale supporte une part de charge  $m$  fois plus grande que ne le ferait un centimètre carré de béton occupant la même place.

Théoriquement, le nombre  $m$  serait le rapport entre les modules d'élasticité du métal et celui du béton. MM. Rabut et Mesnager demanderaient que ce nombre fût pris égal à 10. En Suisse et en Allemagne, comme aussi d'après les auteurs français et belges, on adopte de préférence la valeur 15.

Il est vraisemblable qu'avec ce dernier chiffre on attribue souvent au métal une influence plus grande que la réalité, et au béton une influence trop faible, de sorte que celui-ci supportera en réalité une fatigue plus grande que celle que supposent les calculs.

L'innovation de la circulaire consiste à proposer pour ce nombre  $m$ , non pas une valeur immuable, telle que 10 ou 15, mais une valeur dépendant à la fois des dispositions de l'armature longitudinale et de celles des armatures transversales ou obliques qui les solidarisent. On admet que le nombre  $m$  peut ainsi varier, suivant que les dispositions des armatures sont plus ou moins bien combinées entre un minimum de 8 et un maximum de 15.

Cette manière de faire semble très rationnelle théoriquement, outre qu'elle s'ajoute aux prescriptions de l'article 5 des instructions, pour inciter les praticiens à bien étudier les dispositions combinées des armatures longitudinales et transversales.

Nous nous sommes assurés d'ailleurs qu'on arrive ainsi à un coefficient de sécurité bien plus constant qu'avec les ouvrages calculés dans l'hypothèse de la constance de  $m$ , ce qui diminue sensiblement le danger pouvant résulter du coefficient de fatigue élevé qu'on a adopté aux articles 4 et 5 des instructions.

Pour bien comprendre le genre de vérification que nous avons poursuivie, il convient de préciser le sens qu'on attache à l'expression : *coefficient de sécurité*.

Supposons une colonne en béton armé où, d'après les *calculs de résistance*, le béton travaille à raison de 50 kilogrammes par centimètre carré, tandis qu'un cube du même béton non armé se romprait après 90 jours sous une charge de 200 kilogrammes par centimètre carré.

On dira que le coefficient de sécurité est 4. Mais (et cette observation s'applique aussi aux ouvrages autres que ceux en béton armé), ce n'est là qu'un coefficient conventionnel, le seul en général qu'on puisse fixer et dont il faut, par suite, se contenter dans la pratique. Le vrai coefficient de sécurité ne pourrait s'obtenir qu'en rompant non plus un cube de béton non armé, mais en rompant la colonne



elle-même. Or, il est probable que, même abstraction faite du flambage que nous supposons combattu, la colonne se romprait sous une charge autre que le cube de béton. Si elle n'était pas armée elle se romprait sous une charge un peu plus faible en raison des points faibles que comporte un ouvrage de plus grandes dimensions et moins bien soigné, dans ses moindres détails, qu'un échantillon cubique de 0,20 m. de côté. Grâce à l'armature, et c'est là son but ou du moins l'un d'eux, il se peut que la colonne supporte, avant rupture, une charge égale ou supérieure à celle qu'a pu supporter l'échantillon cubique.

Dans le premier cas, le coefficient de sécurité conventionnellement rapporté à cet échantillon serait trompeur et illusoire. Dans le second, au contraire, il serait très sûr puisqu'il ne pourrait qu'être égal ou inférieur au coefficient de sécurité réel.

En tous cas ce dernier ne peut s'obtenir que par destruction directe de l'ouvrage considéré. Ce coefficient réel, nous l'avons déterminé sur un prisme de béton armé à base carrée de 0,25 m. de côté et 1 mètre de hauteur portant diverses armatures, à l'aide d'expériences de rupture très précises de M. le professeur Bach. Aux charges de rupture expérimentalement déterminées, nous comparons les fatigues qui résulteraient :

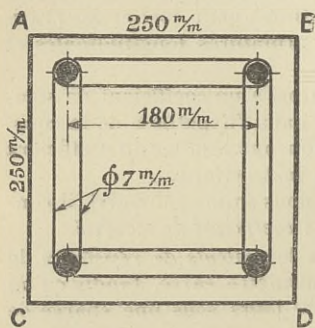
1<sup>o</sup> De l'emploi des formules de résistance avec un coefficient  $m$  constant et égal à 15 ;

2<sup>o</sup> De l'emploi des formules avec un coefficient  $m$  variable entre 8 et 15 selon les règles indiquées dans la circulaire et en faisant d'après ces règles des interpolations à vue et avec les majorations de la fatigue admises par l'article 5 des instructions pour l'emploi des coefficients de majoration :

$$1 + m' \frac{V'}{V},$$

le coefficient  $m'$  étant également obtenu dans chaque cas, d'après les règles indiquées dans la circulaire.

Voici les données expérimentales et les résultats obtenus :



Section du prisme :

$$\Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2.$$

Volume  $V'$  des ligatures :

$$V' = 62,645 \text{ cm}^3.$$

Les prismes essayés (fig. ci-contre) ont une section carrée ABCD de 250 millimètres de côté. Ils sont armés de 5 tiges éloignées d'axe en axe de 180 millimètres et ayant des diamètres  $d$  variables de 15 à 30 millimètres.

Ces tiges longitudinales sont réunies deux à deux par des tiges formant ligatures transversales doubles suivant les quatre côtés d'un carré.

Toutes ces tiges ont 7 millimètres de diamètre.

L'écartement de ces armatures transversales dans le sens de l'axe du prisme varie de 0,25 m. à 0,0625 m.

Voici le résumé des cinq séries d'expériences :

TABLEAU I

NUMÉROS de l'expérience.	DIAMÈTRE $d$ des armatures longitudinales.	ÉCARTEMENT des armatures transversales.	VALEUR MOYENNE de la charge de rupture.	SECTION des armatures longitudinales
	mm.	cm.	kg. par cm <sup>2</sup> .	$\omega = 4 \frac{\omega d^2}{400}$ cm <sup>2</sup> .
1	2	3	4	5
1	15 mm.	25,00 cm.	168	7,1 cm <sup>2</sup> .
2	15 —	12,50 —	177	7,1 —
3	15 —	6,25 —	205	7,1 —
4	20 —	25,00 —	170	12,6 —
5	30 —	25,00 —	190	28,3 —

Ajoutons que la charge de rupture du prisme non armé a été trouvée de 141,95 kg. et celle d'un mètre cube de ce béton de 175,95 kg.

En supposant  $m = 15$  et appelant  $R_b$  la fatigue admise pour le béton, la charge totale  $N$  que pourrait supporter le béton serait :

$$N = R_b (625 + 15 \omega). \quad (A)$$

En prenant  $R_b = 35$  kilogrammes, ce qui serait conforme aux instructions allemandes, on trouve :

$$N = 35 (625 + 15 \omega). \quad (A')$$

TABLEAU II

NUMÉROS de l'expérience.	$\frac{15 \omega}{\text{cm}^2}$	$625 + 15 \omega$ .	$N$ Kgs.	$\frac{N}{625}$	CHARGES de rupture.	COEFFICIENT de sécurité effectif.
1	2	3	4	5	6	7
1	106	771	25,585	40.9	168	4.1
2	106	731	25,585	40.9	177	4.3
3	106	731	25,585	40.9	205	5.0
4	189	814	28,490	48.6	170	3.7
5	424	1,049	36,715	58.7	190	3.2

La colonne 5 donne la charge théorique par centimètre carré que supporte le béton de la colonne. La colonne 6, reproduction de celle 3 du tableau I donne les charges de rupture effectives correspondantes. En divisant les chiffres de la colonne 6 par ceux correspondants de la colonne 5 on aura dans chaque cas le coefficient de sécurité effectif. On voit qu'il a des variations très considérables. Il

varie entre 5 et 3,2, ce qui indique que la formule (A), c'est-à-dire l'hypothèse de la constance de  $m$ , peut conduire à de sérieux mécomptes.

Faisons à présent les mêmes calculs en supposant  $m$  variable. En suivant les règles indiquées dans la circulaire, on est amené par des interpolations à donner à  $m$  les valeurs du tableau ci-après.

TABLEAU III

NUMÉROS	$m\omega$		$625 + m\omega$	ÉCARTEMENT des armatures transversales.	$m'$	$\frac{V'}{V}$	$R_b = 50$ $1 + m' \frac{V'}{V}$	N Kg.	$\frac{N}{625}$	COEFFICIENT de sécurité effectif.		
	$m$	$\text{cm}^2$									1	2
1	40	71	696	0,25 m.	8	0,00401	51,6	35,913	57,4	2,9		
2	12	85	710	0,125 —	12	0,00802	54,8	38,908	62,3	2,8		
3	15	106	731	0,0625 —	15	0,01604	62,0	55,322	75,5	2,8		
4	9	113	738	0,25 —	8	0,00401	51,6	48,080	60,9	2,8		
5	8	226	851	0,25 —	8	0,00400	51,6	43,911	70,2	2,7		

D'autre part, nous admettons en nombre rond, d'après l'article 4 des instructions, pour le béton une fatigue de 50 kilogrammes au lieu de celle de 35 admise ci-dessus, et en vertu de l'article 5 nous majorons cette fatigue d'après les coefficients de majoration :

$$1 + m \frac{V'}{V},$$

ce qui porte à :

$$R_b = 50 \left( 1 + m' \frac{V'}{V} \right). \quad (B)$$

D'après les règles indiquées dans la circulaire nous sommes amené à prendre pour  $m$  les valeurs du tableau III ci-dessus. Les charges N à faire supporter à la colonne seront données par la formule :

$$N = R_b (625 + m\omega). \quad (B')$$

On a ainsi : (voir tableau III).

Les chiffres de la colonne 9 sont obtenus par la formule (B') : ceux de la colonne 11 en divisant la valeur des charges de rupture (tableau I, colonne 3) par les chiffres de la colonne 10. Et ici on voit que les coefficients de sécurité effectifs ont une constance remarquable, ce qui permet d'être plus hardi sur la figure théorique maximum à admettre.

III et IV. *Exécution des travaux et épreuves des ouvrages.* — Les instructions sur ces deux matières se justifient d'elles-mêmes et nous n'avons pas à nous y arrêter ici.

En résumé la Commission a fait son possible pour donner aux ingénieurs des

instructions aussi précises que le comporte le sujet, éclaircir ces instructions en tant que de besoin par la circulaire à y joindre, et faciliter les calculs de résistance à ceux des ingénieurs qui le désirent, le tout sans empiéter en rien sur leur libre arbitre, lequel doit rester ici plus absolu que partout ailleurs puisqu'il s'agit d'une province nouvelle dans l'art de bâtir qui s'offre à leurs études et à leur activité, et dans laquelle d'ailleurs plusieurs d'entre eux ont été parmi les premiers pionniers qui ont préparé les voies actuellement suivies.

*L'inspecteur général,  
Président et rapporteur de la Commission,*

MAURICE LÉVY.

---

## ARRÊTÉ MINISTÉRIEL CONCERNANT LES FOURNITURES DE CEMENTS ET DE CHAUX HYDRAULIQUES AUX SERVICES DES PONTS ET CHAUSSÉES.

ARTICLE PREMIER. *Dispositions générales.* — Toutes les fournitures de ciments et de chaux relatives à l'exécution des travaux dépendant de l'Administration des Travaux publics, qu'il s'agisse de marchés pour fourniture sans emploi ou de marchés de travaux comprenant la fourniture et l'emploi, sont soumises, en tout ce qui leur est applicable, aux dispositions suivantes :

### TITRE PREMIER

#### CLAUSES APPLICABLES A TOUS LES MARCHÉS

ART. 2. *Mode de livraison.* — Le ciment et la chaux lorsqu'elle sera fournie en poudre seront livrés en sacs ou en barils.

Les sacs renfermeront un poids net de 50 kilogrammes; ils seront cousus en dedans et fermés par un scellement au plomb à la marque du fabricant et d'un modèle accepté par l'administration.

Les barils porteront sur l'un des fonds la marque de fabrique et sur l'autre l'indication du poids net de ciment ou de chaux qu'ils renfermeront.

Les sacs et barils devront être en parfait état au moment de la livraison. Tout ciment ou chaux humide sera rejeté.

A l'arrivée de chaque expédition, les connaissements ou lettres de voitures seront communiqués à l'ingénieur.

ART. 3. *Emmagasinage.* — Les sacs ou barils de ciment ou de chaux seront conservés dans des magasins très secs, clos et couverts. Ils y seront déposés par tas distincts correspondant à chaque livraison.

L'entrepreneur aura la garde et la responsabilité des ciments et des chaux en magasin jusqu'au moment de l'emploi, sauf l'exception stipulée à l'article 17.

Tout sac ou baril de ciment ou de chaux, qui se trouvera avarié ou dont les enveloppes ne seront pas en bon état au moment de la délivrance pour emploi, sera rebuté.

ART. 4. *Épreuves.* — Aucun ciment et aucune chaux ne pourront être employés avant d'avoir été soumis aux épreuves prescrites par le cahier des charges spécial de l'entreprise et reçus provisoirement.

L'ingénieur aura le droit de refaire, pendant toute la durée du séjour en magasin des chaux et ciments reçus provisoirement, les épreuves prescrites par le cahier des charges spécial de l'entreprise, et de rebuter les lots qui ne satisferaient plus, au moment de la délivrance pour emploi ou de la réception définitive, aux conditions exigées pour ces épreuves.

Lorsque les épreuves auront donné des résultats défavorables, l'entrepreneur pourra demander qu'on les recommence au laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées.

ART. 5. *Prélèvement des échantillons.* — Les échantillons à soumettre aux épreuves seront prélevés, en des profondeurs et des points différents, dans plusieurs sacs, barils ou tas désignés par l'ingénieur. Les ciments ou les chaux provenant de prélèvements différents ne devront pas être mélangés.

ART. 6. *Qualité.* — Le ciment ou la chaux seront de composition et de qualité constantes; ils ne contiendront ni incuits, ni matières étrangères.

ART. 7. *Finesse de mouture ou de blutage.* — Les essais porteront sur un échantillon de 100 grammes. Le tamisage sera effectué au moyen de tamis de 324, 900 ou 4.900 mailles par centimètre carré; les fils de ces trois tamis auront des grosseurs respectives de vingt, quinze ou cinq centièmes de millimètre.

ART. 8. *Densité apparente.* — La densité apparente sera déterminée en versant doucement le ciment ou la chaux, sans les faire tasser, dans une mesure métallique de forme cylindrique ayant un litre de capacité et 40 centimètres de hauteur.

Le ciment ou la chaux contenus dans la mesure seront pesés. On prendra pour la densité apparente la moyenne des poids constatés dans trois opérations successives.

En cas de contestation, on recourra pour le remplissage de la mesure à l'emploi d'un entonnoir à tamis en tôle perforée de trous de 2 millimètres; on placera cet entonnoir de manière que l'extrémité de son ajutage inférieur soit à 5 centimètres au-dessus de la mesure. On versera le ciment ou la chaux en évitant tout choc et toute trépidation. Quand la mesure débordera, on enlèvera la matière en excès en faisant glisser sur son bord supérieur une lame tenue dans un plan vertical.

ART. 9. *Durée de prise.* — Le ciment ou la chaux seront gâchés à l'eau potable en pâte ferme et seront disposés sous forme de gâteau de 4 centimètres d'épaisseur environ immédiatement immergé soit dans l'eau potable, soit dans l'eau de mer, suivant ce qui sera prescrit par le cahier des charges spécial de l'entreprise. Le ciment ou la chaux, l'eau de gâchage et le bain d'immersion seront à la température d'au moins 15° centigrades quand il s'agira de déterminer un maximum de rapidité de prise et d'au plus 15° quand il s'agira du minimum.

On appellera début de la prise l'instant à partir duquel l'aiguille Vicat ayant une section d'un millimètre carré et pesant 300 grammes ne peut traverser tout le gâteau.

On appellera fin de la prise l'instant à partir duquel la surface de la pâte peut supporter la même aiguille sans qu'elle y pénètre d'une quantité appréciable, telle qu'un dixième de millimètre.

En cas de contestation, on considérera comme pâte ferme de ciment ou de chaux celle qui, gâchée à raison de cinq minutes par kilogramme, puis placée dans une boîte de 4 centimètres de profondeur, sera traversée jusqu'à 6 millimètres du fond de cette boîte par une sonde de consistance d'un centimètre de diamètre et du poids de 300 grammes.

ART. 10. *Résistance à la traction.* — Les essais de résistance pourront porter sur la pâte ferme de ciment ou de chaux pure et sur le mortier plastique de ciment ou de chaux gâché à l'eau potable. Ils seront faits à l'aide d'éprouvettes en forme de 8 ayant une section au milieu de 5 centimètres carrés.

Les moules servant à faire les éprouvettes seront remplis en une seule fois; on les agitera d'abord pour expulser les bulles d'air; la pâte ou le mortier sera

ensuite comprimé à la truelle mais non damé ; puis, avec le tranchant de celle-ci, on enlèvera l'excédent qui dépassera les bords du moule et on lissera la surface.

Chaque essai comportera la rupture de six éprouvettes. On prendra pour la résistance à la traction la moyenne des quatre résultats les plus forts.

Le mortier sera dosé en poids à raison d'une partie de ciment ou de chaux pour trois de sable desséché. Le sable sera composé par parties égales de grains de trois grosseurs séparés par les quatre tamis en tôle perforée de trous de  $1/2$ , 1, 1  $1/2$  et 2 millimètres de diamètre.

Les éprouvettes, après avoir été conservées dans une atmosphère humide et à l'abri des courants d'air et du soleil pendant un temps dont la durée sera fixée par le cahier des charges spécial de l'entreprise, seront démoulées et immergées dans l'eau potable ou l'eau de mer, suivant ce qui aura été prescrit par ce cahier des charges. En tout cas, l'eau sera renouvelée tous les sept jours.

En cas de contestation, on considérera comme pâte ferme de ciment ou de chaux pure, celle qui est définie à l'article 9 et comme mortier plastique de ciment ou de chaux, un mortier confectionné au moyen de sable de la plage de Leucate fourni par l'Administration et gâché avec une quantité d'eau égale pour un kilogramme de matière à 60 grammes  $+ \frac{1}{6}$  P ; P étant le poids d'eau nécessaire pour transformer un kilogramme de ciment ou de chaux en pâte ferme.

ART. 11. *Déformations à froid et chaud.* — Les essais de déformation à froid seront faits avec des galettes de ciment ou de chaux gâchées avec de l'eau potable en pâte ferme. Les galettes, ayant environ 10 centimètres de diamètre et 2 centimètres d'épaisseur, seront amincies sur les bords et disposées sur des plaques de verre. Les galettes seront immergées dans les conditions que fixera le cahier des charges spécial de l'entreprise et conservées dans l'eau jusqu'à la réception définitive des ciments ou des chaux.

Aucune des galettes ne devra présenter la moindre trace de gonflement, saillie ou boursoufflement. Les bords des galettes devront rester bien appliqués au verre et ne se relever en aucun point.

Les essais de déformation à chaud se feront sur des éprouvettes cylindriques d'un diamètre et d'une hauteur de 30 millimètres moulées dans un tube en laiton de  $1/2$  millimètre d'épaisseur, fendu suivant une génératrice et portant, soudée de chaque côté de la fente, une aiguille de 150 millimètres de longueur.

Dans les vingt-quatre heures qui suivront l'achèvement de la prise, ces éprouvettes seront immergées dans l'eau, qui sera progressivement élevée à la température fixée par le cahier des charges et maintenue à cette température pendant le temps également fixé par le cahier des charges, puis refroidie jusqu'à la température initiale. L'augmentation d'écartement des pointes des aiguilles ne devra pas dépasser les chiffres indiqués au cahier des charges spécial de l'entreprise.

Aucune des galettes et éprouvettes ne devra présenter la moindre trace de gonflements ni de déformations telles que fendillements, saillies, boursoufflements. Les bords des galettes devront rester bien appliqués au verre et ne se relever en aucun point.

ART. 12. *Constance de la température.* — L'eau dans laquelle les éprouvettes et galettes seront conservées devra être maintenue à des températures comprises entre 12 et 18° centigrades.

ART. 13. *Enlèvement du ciment et de la chaux rebutés.* — Le ciment ou la chaux rebutés seront enlevés des magasins par les soins et aux frais de l'entrepreneur

dans un délai de six jours à dater de la notification du procès-verbal de rebut.

Faute par l'entrepreneur de se conformer à cette prescription, il sera procédé d'office par l'ingénieur à l'enlèvement du ciment ou de la chaux rebutés, et ce ciment ou cette chaux seront transportés et déposés aux frais, risques et périls de l'entrepreneur dans des magasins loués à son compte.

## TITRE II

### CLAUSES APPLICABLES AUX MARCHÉS POUR FOURNITURE SANS EMPLOI

ART. 14. *Commandes.* — Le ciment ou la chaux seront fournis par lots successifs dont l'importance et les délais de livraison seront fixés par des ordres de service. Le cahier des charges spécial de l'entreprise déterminera la quantité maxima du ciment ou de chaux qui pourra être demandée mensuellement à l'entrepreneur ainsi que la durée minima du délai accordé pour l'exécution de chaque commande.

En cas de retard dans la livraison, l'Administration pourra, dix jours après la notification à l'entrepreneur d'une mise en demeure de l'ingénieur, acheter d'office et à ses frais les quantités de ciment ou de chaux qui n'auraient pas été livrées.

Si le ciment ou la chaux fournis donnent lieu à un procès-verbal de rebut et que l'entrepreneur, mis en demeure, n'ait pas remplacé dans un délai qui sera fixé par l'ingénieur et qui sera d'au moins dix jours, le ciment ou la chaux rebutés, l'Administration pourra également acheter d'office et aux frais de l'entrepreneur une quantité de ciment ou de chaux égale à celle qui aura été rebutée.

Dans les deux cas, le montant de l'entreprise sera diminué d'autant, sans que l'entrepreneur puisse invoquer le bénéfice de l'article 31 des clauses et conditions générales.

ART. 15. *Restitution des enveloppes.* — Les sacs vides sont réintégrés en magasin à la diligence de l'Administration au fur et à mesure de l'emploi et tenus à la disposition de l'entrepreneur, qui devra les enlever à ses frais.

A défaut d'enlèvement dans le délai fixé par l'ingénieur et en cas d'encombrement des magasins, les sacs vides seront retournés d'office à l'entrepreneur, à son adresse et à ses frais.

La valeur des sacs non rendus sera payée à l'entrepreneur, en fin d'entreprise, au prix fixé par le cahier des charges de l'entreprise, sans déduction du rabais de l'adjudication.

Les barils vides resteront la propriété de l'État.

ART. 16. *Pesage.* — Tous les sacs ou barils seront pesés contradictoirement au moment de l'entrée en magasin.

On déterminera le poids de la tare en pesant un nombre d'enveloppes égal à 10 p. 100 environ du nombre total.

ART. 17. *Réception.* — La réception provisoire de chaque lot de fourniture sera prononcée dès que le ciment ou la chaux composant ce lot auront satisfait aux épreuves fixées par le cahier des charges de l'entreprise.

Le ciment ou la chaux reçus provisoirement seront portés en compte comme approvisionnements jusqu'à la délivrance pour emploi.

Le ciment ou la chaux qui n'auront pas été employés dans un délai de six mois à dater de la réception provisoire seront portés en travaux terminés à l'expiration du délai de six mois s'ils satisfont à toutes les conditions prescrites, et l'entre-



neur sera, à partir de ce moment, déchargé de toute responsabilité pour la garde et la conservation en magasins.

ART. 18. *Délai de garantie.* — Le délai de garantie sera d'un an à dater de la réception provisoire de la dernière fourniture pareille.

Paris, le 2 juin 1902.

*Le Ministre des Travaux publics,*  
PIERRE BAUDIN.

### CAHIER DES CHARGES, TYPE N° 1

POUR LES FOURNITURES DE CIMENTS PORTLAND DESTINÉES A DES TRAVAUX  
EN PRISE A LA MER  
(Circulaire du 2 juin 1902.)

ARTICLE PREMIER. *Définition du produit.* — Le ciment Portland sera produit par la mouture d'un mélange intime de carbonate de chaux, silice, alumine et fer cuit jusqu'à ramollissement.

ART. 2. *Provenance et contrôle à l'usine.* — Le ciment proviendra directement et exclusivement de <sup>1</sup>.

L'Administration se réserve le droit d'exercer son contrôle à l'usine tant sur la fabrication que sur la conservation et l'expédition du ciment qui sera fourni en exécution du présent marché.

Elle pourra y installer des agents spéciaux en permanence.

ART. 3. *Mode de livraison.* — Le ciment sera livré (en sacs ou en barils).

ART. 4. *Composition chimique.* — Le ciment ne devra pas contenir plus de 1,5 p. 100 d'acide sulfurique, ni plus de 2 p. 100 de magnésie, ni plus de 8 p. 100 d'alumine, ni des sulfures en proportions dosables.

Son indice d'hydraulicité, c'est-à-dire le rapport entre le poids de la silice combinée et de l'alumine, d'une part, et le poids de la chaux et de la magnésie, d'autre part, sera au moins de 0,47, pour une teneur en alumine de 8 p. 100, avec une diminution de 0,02 pour chaque 1 p. 100 d'alumine en dessous de 8.

ART. 5. *Finesse de mouture.* — Le ciment devra laisser au plus 40 p. 100 de son poids sur le tamis de 4.900 mailles par centimètre carré et au plus 2 p. 100 sur le tamis de 324 mailles.

ART. 6. *Densité apparente.* — Le poids du litre de ciment sera de 1.200 grammes au moins.

ART. 7. *Durée de prise.* — Le ciment immergé dans l'eau potable ne devra pas commencer à faire prise avant un délai de vingt minutes.

La prise devra être complètement terminée dans un délai qui ne sera pas inférieur à trois heures ni supérieur à douze heures.

<sup>1</sup> S'il s'agit d'un marché de fourniture : de l'usine du soumissionnaire.

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi et si l'importance de la fourniture ou la nature du travail à exécuter exige que l'on précise l'origine du ciment : de l'une des usines ci-après...

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi sans qu'il y ait lieu de préciser l'origine du ciment : de l'usine choisie par l'entrepreneur et agréée par l'ingénieur.

ART. 8. *Résistance à la traction du ciment pur.* — Les éprouvettes de ciment pur, immergées dans l'eau de mer au bout de vingt-quatre heures, devront présenter une résistance à la traction par centimètre carré qui sera au moins de :

15 kilogrammes au bout de . . . . .	7 jours
30 — — — — —	28 jours <sup>1</sup>

La résistance devra augmenter d'ailleurs au moins de 2 kilogrammes du septième au vingt-huitième jour.

ART. 9. *Résistance à la traction du mortier de ciment.* — Les éprouvettes de mortier, immergées dans l'eau de mer au bout de vingt-quatre heures, devront présenter une résistance à la traction par centimètre carré qui sera au moins de :

6 kilogrammes au bout de . . . . .	7 jours
11 — — — — —	28 jours <sup>2</sup>

La résistance devra d'ailleurs augmenter au moins de 2 kilogrammes du septième au vingt-huitième jour.

ART. 10. *Déformations à froid et à chaud.* — Les galettes et éprouvettes seront conservées dans une atmosphère humide pendant vingt-quatre heures ; les galettes seront ensuite immergées dans l'eau de mer. La température de l'essai de déformation à chaud des éprouvettes sera de 100° ; elle sera maintenue pendant trois heures. L'augmentation de l'écartement des pointes des aiguilles ne devra pas dépasser 5 millimètres.

## CAHIER DES CHARGES, TYPE N° 2

POUR LA FOURNITURE DE CHAUX HYDRAULIQUE DESTINÉE A DES TRAVAUX

EN PRISE A LA MER

(Circulaire du 2 juin 1902.)

ARTICLE PREMIER. *Définition du produit.* — La chaux sera livrée en poudre fine, sans incuits, ni matières étrangères.

ART. 2. *Provenance et contrôle à l'usine.* — La chaux proviendra directement et exclusivement de <sup>3</sup>.

L'Administration se réserve le droit d'exercer son contrôle à l'usine tant sur la fabrication que sur la conservation et l'expédition de la chaux qui sera fournie en exécution du présent marché.

<sup>1</sup> Les chiffres ci-dessus sont des minima ; les ingénieurs pourront les augmenter après s'être assurés que les usines sont en mesure d'obtenir ceux qu'ils indiquent.

<sup>2</sup> Même observation qu'à l'article 8.

<sup>3</sup> S'il s'agit d'un marché de fourniture : de l'usine du soumissionnaire.

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi et si l'importance de la fourniture ou de la nature du travail à exécuter exige que l'on précise l'origine de la chaux : de l'une des usines ci-après... ou d'autres fournissant couramment des produits d'une qualité que les ingénieurs reconnaissent au moins égale.

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi sans qu'il y ait lieu de préciser l'origine de la chaux : d'une usine choisie par l'entrepreneur et agréée par l'ingénieur.

Elle pourra y installer des agents spéciaux en permanence.

ART. 3. *Mode de livraison.* — La chaux sera livrée (en sacs ou en barils).

ART. 4. *Composition chimique.* — La chaux devra contenir moins de 2 p. 100 d'alumine, plus de 20 p. 100 de silice combinée et ne pas perdre plus de 10 p. 100 de son poids par la calcination au rouge blanc.

Ces chiffres ne seront pas obligatoires pour les chaux qui auront subi avec succès les essais à la mer effectués par la Commission des chaux et ciments sur la demande des fabricants désireux de présenter leurs produits aux adjudications de travaux à la mer.

ART. 5. *Finesse de mouture.* — La chaux devra laisser au plus 5 p. 100 de son poids sur le tamis de 900 mailles par centimètre carré et 2 p. 100 sur le tamis de 324 mailles.

ART. 6. *Densité apparente.* — Le poids du litre de chaux devra être supérieur à 700 grammes; pour la chaux provenant d'une même usine, la variation du poids du litre ne pourra dépasser 100 grammes.

ART. 7. *Durée de prise.* — La pâte de chaux immergée dans l'eau de mer devra avoir commencé à faire prise dans un délai de six heures et avoir fait complètement prise dans un délai de trente heures au plus.

ART. 8. *Résistance à la traction du mortier de chaux.* — Les éprouvettes de mortier, immergées dans l'eau de mer au bout de vingt-quatre heures, devront présenter une résistance à la traction par centimètre carré qui sera au moins de :

3 kilogrammes au bout de . . . . .	7 jours
6 — — — — —	28 jours <sup>1</sup>

La résistance devra augmenter d'ailleurs au moins de 2 kilogrammes du septième au vingt-huitième jour.

ART. 9. *Déformation à chaud et à froid.* — Les galettes et éprouvettes seront conservées dans une atmosphère humide pendant quarante-huit heures. Ensuite on immergera les galettes dans l'eau de mer. La température de l'essai de déformation à chaud des éprouvettes sera de 100° et sera maintenue pendant trois heures.

L'augmentation de l'écartement des pointes des aiguilles ne devra pas dépasser 5 millimètres.

### CAHIER DES CHARGES, TYPE N° 3

POUR LES FOURNITURES DE CIMENTS PORTLAND DESTINÉES A DES TRAVAUX

NON EN PRISE A LA MER

(Circulaire du 2 juin 1902)

ARTICLE PREMIER. *Définition du produit.* — Le ciment Portland sera produit par la mouture d'un mélange intime de carbonate de chaux, silice, alumine et fer cuit jusqu'à ramollissement.

ART. 2. *Provenance et contrôle à l'usine.* — Le ciment proviendra directement et exclusivement de <sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Les chiffres ci-dessus sont des minima. Les ingénieurs pourront les augmenter après s'être assurés que les usines sont en mesure d'obtenir ceux qu'ils indiqueront.

<sup>2</sup> S'il s'agit d'un marché de fourniture : de l'usine du soumissionnaire.

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi et si l'impor-

L'Administration se réserve le droit d'exercer son contrôle à l'usine tant sur la fabrication que sur la conservation et l'expédition du ciment qui sera fourni en exécution du présent marché.

Elle pourra y installer des agents spéciaux en permanence.

ART. 3. *Mode de livraison.* — Le ciment sera livré (en sacs ou en barils).

ART. 4. *Composition chimique.* — Le ciment ne devra pas contenir plus de 3 p. 100 d'acide sulfurique ni plus de 5 p. 100 de magnésie, ni plus de 10 p. 100 d'alumine, ni des sulfures en proportions dosables.

ART. 5. *Finesse de mouture.* — Le ciment devra laisser au plus 30 p. 100 de son poids sur le tamis de 4.900 mailles par centimètre carré et 10 p. 100 sur le tamis de 900 mailles.

ART. 6. *Densité apparente.* — Le poids du litre de ciment sera de 1.400 grammes au moins.

ART. 7. *Durée de prise.* — Le ciment immergé dans de l'eau potable ne devra pas commencer à faire prise avant un délai de vingt minutes.

La prise devra être complètement terminée dans un délai qui ne sera pas inférieur à deux heures ni supérieur à douze heures.

ART. 8. *Résistance à la traction du ciment pur.* — Les éprouvettes de ciment pur, immergées dans de l'eau potable au bout de vingt-quatre heures, devront présenter une résistance à la traction par centimètre carré qui sera au moins de :

25 kilogrammes au bout de . . . . .	7 jours
35 — — — — —	28 jours <sup>1</sup>

La résistance devra augmenter d'ailleurs au moins de 3 kilogrammes du septième au vingt-huitième jour.

ART. 9. *Résistance à la traction du mortier de ciment.* — Les éprouvettes du mortier, immergées dans de l'eau potable au bout de vingt-quatre heures, devront présenter une résistance à la traction par centimètre carré qui sera au moins de :

8 kilogrammes au bout de . . . . .	7 jours
15 — — — — —	28 jours <sup>2</sup>

La résistance devra augmenter d'ailleurs au moins de 2 kilogrammes du septième au vingt-huitième jour.

ART. 10 *Déformations à chaud.* — Les éprouvettes seront conservées dans une atmosphère humide pendant vingt-quatre heures. La température de l'essai sera de 100° et sera maintenue pendant trois heures. L'augmentation de l'écartement des pointes des aiguilles ne pourra dépasser 10 millimètres.

tance de la fourniture ou de la nature du travail à exécuter exige que l'on précise l'origine du ciment : de l'une des usines ci-après... ou d'autres fournissant couramment des produits d'une qualité que les ingénieurs reconnaissent au moins égale.

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi sans qu'il y ait lieu de préciser l'origine du ciment : de l'usine choisie par l'entrepreneur et agréée par l'ingénieur.

<sup>1</sup> Les chiffres ci-dessus sont des minima. Les ingénieurs pourront les augmenter après s'être assurés que les usines sont en mesure d'obtenir ceux qu'ils indiqueront.

<sup>2</sup> Même observation qu'à l'article 8.

## CAHIER DES CHARGES, TYPE N° 4

POUR LES FOURNITURES DE CIMENTS DE GRAPPIERS

(Circulaire du 2 juin 1902.)

ARTICLE PREMIER. *Définition du produit.* — Le ciment de grappiers sera produit par la mouture des grappiers formant le résidu de la fabrication des chaux bien cuites, séparés de ces dernières par des extinctions et des blutages successifs.

ART. 2. *Provenance et contrôle à l'usine.* — Le ciment proviendra directement et exclusivement de <sup>1</sup>.

L'Administration se réserve le droit d'exercer son contrôle à l'usine tant sur la fabrication que sur la conservation et l'expédition du ciment qui sera fourni en exécution du présent marché.

Elle pourra y installer des agents spéciaux en permanence.

ART. 3. *Mode de livraison.* — Le ciment sera livré (en sacs ou en barils).

ART. 4. Le ciment ne devra pas contenir plus de 1,5 p. 100 d'acide sulfurique, ni plus de 5 p. 100 de magnésie, ni moins de 22 p. 100 de silice combinée. Si le ciment est destiné à des travaux en prise à la mer, on stipulera, en outre, qu'il ne devra pas contenir plus de 3 p. 100 d'alumine.

Ces chiffres ne seront pas obligatoires pour les ciments qui auront subi, avec succès, les essais effectués par la Commission des chaux et ciments sur la demande des fabricants désireux de présenter leurs produits aux adjudications de travaux publics.

ART. 5. *Finesse de mouture.* — Le ciment devra laisser au plus 30 p. 100 de son poids sur le tamis de 4.900 mailles par centimètre carré et 10 p. 100 sur le tamis de 900.

ART. 6. *Durée de prise.* — Le ciment immergé dans de l'eau potable devra avoir commencé à faire prise dans un délai de cinq heures et avoir fait complètement prise dans un délai de quatorze heures.

ART. 7. *Résistance à la traction du mortier de ciment.* — Les éprouvettes de mortier, immergées dans l'eau potable au bout de vingt-quatre heures, devront présenter une résistance à la traction par centimètre carré qui sera au moins de :

8 kilogrammes au bout de . . . . .	7 jours
12 — — — — —	28 jours <sup>2</sup>

Si le ciment est destiné à des travaux en prise à la mer, les résistances exigées à sept et à vingt-huit jours seront portées respectivement à 10 et à 15 kilogrammes. La résistance devra d'ailleurs augmenter du septième au vingt-huitième jour.

<sup>1</sup> S'il s'agit d'un marché de fourniture : de l'usine du soumissionnaire.

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi et si l'importance de la fourniture ou la nature du travail à exécuter exige que l'on précise l'origine du ciment : de l'une des usines ci-après...

S'il s'agit d'un marché de travaux comprenant la fourniture et l'emploi sans qu'il y ait lieu de préciser l'origine du ciment : de l'usine choisie par l'entrepreneur et agréée par l'ingénieur.

<sup>2</sup> Les chiffres ci-dessus sont des minima. Les ingénieurs pourront les augmenter après s'être assurés que les usines sont en mesure d'obtenir ceux qu'ils indiqueront.

ART. 8. *Déformations à chaud et à froid.* — Les galettes et éprouvettes seront conservées dans une atmosphère humide pendant vingt-quatre heures.

Ensuite, on immergera les galettes dans l'eau de mer pour les travaux en prise à la mer. La température de l'essai de déformation à chaud des éprouvettes sera de 100° et sera maintenue pendant trois heures. L'augmentation de l'écartement des pointes des aiguilles ne devra pas dépasser 5 millimètres pour les travaux à la mer et 10 millimètres pour les autres travaux.



DEUXIÈME PARTIE

MATÉRIAUX ET LEUR MISE EN ŒUVRE





## CHAPITRE PREMIER

### MATÉRIAUX

---

#### DÉFINITION

On appelle *béton armé*, *béton de ciment armé*, *ciment armé* un matériau de construction composé de deux éléments, béton de ciment Portland et fer ou acier, associés et liés ensemble de façon à exercer une action commune contre les forces extérieures. Les deux éléments sont naturellement disposés de telle manière qu'ils opposent leur résistance le plus avantageusement possible aux efforts intérieurs développés : le béton résiste surtout aux efforts de compression ; l'acier résiste principalement aux efforts de tension. La liaison des deux éléments est assurée par la simple adhérence du béton au métal ou par des moyens mécaniques très simples.

Le nouveau matériau obtenu est monolithe et possède des propriétés propres, différentes de celles du béton et de l'acier.

#### CIMENT PORTLAND

**Propriétés.** — Le *ciment Portland* est le produit de la mouture de roches scorifiées, obtenues au moyen de la cuisson jusqu'à ramollissement d'un mélange intime de carbonate de chaux et d'argile (environ 80 p. 100 de calcaire, 20 p. 100 d'argile) rigoureusement dosé, physiquement et chimiquement homogène dans toutes ses parties.

La composition des ciments de bonne qualité varie dans d'assez

faibles proportions ; le pourcentage de chacun des éléments constitutifs est compris dans les limites suivantes :

Silice . . . . .	22 à 25
Alumine . . . . .	5 à 8
Oxyde de fer . . . . .	2 à 4
Chaux . . . . .	58 à 67
Magnésie. . . . .	0,5 à 2
Acide sulfurique . . . . .	0,3 à 2

Le rapport de la silice et de l'alumine à la chaux, appelé indice d'hydraulicité, est voisin de 0,45.

Le poids spécifique du ciment est de 3,1 à 3,15, mais lorsqu'il est réduit en poudre fine, son poids varie avec la finesse de mouture et le tassement ; le poids d'un litre non tassé est d'environ 1100 grammes pour du ciment qui ne laisse que 10 p. 100 de résidu sur le tamis de 4 900 mailles au centimètre carré ; il monte jusqu'à 1 300 grammes pour du ciment moulu grossièrement et laissant 40 p. 100 sur le même tamis. En pratique, les différences de poids sont beaucoup atténuées par suite du tassement dans les sacs ou les barils ; le poids moyen du mètre cube est d'environ 1400 kilogrammes.

Mis en présence de l'eau, le ciment Portland fait prise en un temps plus ou moins rapide, dépendant de nombreuses circonstances, en particulier de la température, de la quantité et de la pureté de l'eau de gâchage, de sa composition et de sa fabrication, de la finesse de mouture. Il se forme principalement de l'aluminate de chaux, qui est la cause de la prise proprement dite, et du silicate de chaux, qui produit le durcissement et contribue pour la plus grande partie à la résistance. Les vibrations qui empêchent la cristallisation de ces deux sels retardent évidemment la prise et peuvent même compromettre le durcissement et la résistance.

En gâchant du ciment et de l'eau à la température de 30°, on rend la prise presque immédiate ; en les gâchant à quelques degrés au-dessus de 0, la prise peut avoir lieu au bout de quelques heures seulement ; à quelques degrés en dessous de 0 on empêche complètement la prise.

La quantité d'eau nécessaire pour former une pâte plastique avec le ciment pur est d'environ 25 p. 100 du poids du ciment ; si on emploie de 30 à 50 p. 100 du poids du ciment, ce qui a lieu lorsqu'on

gâche un mortier de 4 de ciment avec 3 de sable, la prise a lieu beaucoup plus lentement. De même si on utilise de l'eau de mer ou de l'eau contenant du sulfate de chaux ou du chlorure de chaux, comme eau de gâchage, on peut retarder la prise de quelques heures. On la précipite en ajoutant à l'eau des alcalis.

La présence de chaux libre dans un ciment constitue un défaut grave.

A l'air ou dans l'eau cette chaux s'hydrate en augmentant de volume et le gonflement qui en résulte peut amener la désagrégation de la masse. La décomposition est beaucoup plus rapide et presque inévitable lorsque le ciment est immergé dans l'eau de mer ; elle se produit même si la chaux en excès a été hydratée avant la prise du ciment.

Le ciment est dissous peu à peu dans les liquides chargés d'acide carbonique. Il ne résiste pas aux chlorates et aux acétates, mais il peut résister à l'acide sulfurique par suite de la formation d'un vernis protecteur. Les chlorures et le sulfate de magnésie de l'eau de mer se combinent avec l'hydrate de chaux du ciment et forment des sels qui sont entraînés par l'eau s'il peut se former un courant assez rapide dans la masse attaquée ; quelquefois ces sels cristallisent dans les vides du mortier en produisant un gonflement et la désagrégation. Ces phénomènes sont rendus beaucoup plus actifs par le renouvellement de l'eau en contact ; aussi les mortiers et bétons sont-ils attaqués plus rapidement dans les parties des ouvrages comprises entre les niveaux des basses et des hautes eaux. Le pétrole n'a aucun effet sur le ciment pur.

Pendant la prise, le mortier de ciment pur varie de volume. L'expansion peut atteindre 0,4 p. 100 si la prise se fait dans l'eau ; si la prise se fait dans l'air il y a au contraire contraction atteignant jusqu'à 0,2 p. 100.

Les circonstances qui influent sur la durée de prise influent aussi sur le durcissement et la résistance du mortier de ciment pur. Il est donc difficile de donner des chiffres précis de la résistance. D'ailleurs les essais du mortier de ciment pur ne donnent pas de renseignements complets sur la valeur du ciment ; il y a lieu de déterminer la résistance du ciment gâché avec une proportion déterminée de sable — généralement 3 fois son poids — pour s'assurer de la qualité des

bétons ou mortiers dans lesquels il entrera. Le tableau ci-après n° 19, donne un aperçu de la valeur de la résistance de quelques mortiers obtenus avec du ciment de bonne qualité gâché à l'eau potable ; les résistances sont exprimées en kilogramme par centimètre carré. Les mortiers gâchés à l'eau de mer présentent beaucoup moins d'uniformité dans l'accroissement de résistance avec l'âge. Suivant la qualité du ciment on peut d'ailleurs obtenir des chiffres très sensiblement différents.

TABLEAU N° 19

NATURE DES ÉPROUVETTES	NATURE DE L'ESSAI	AGE DES ÉPROUVETTES						
		7 jours.	28 jours.	3 mois.	6 mois.	1 an.	2 ans.	4 ans.
Conservées immergées dans l'eau douce.	Traction. . .	28	38	46	48	51	52	54
	Compression.	270	400	540	610	640	670	700
Conservées à l'air . .	Traction. . .	25	35	40	50	56	58	60
	Compression	250	350	450	550	500	620	650

Souvent les cahiers des charges spéciales au travail à exécuter spécifient l'emploi d'un ciment de qualité déterminée, par exemple le ciment répondant au cahier des charges de l'Administration des Ponts et Chaussées ou de la Ville de Paris. (Voir le cahier des charges de l'Administration des P. et C. 1<sup>re</sup> partie.)

Dans la commande du ciment, il est évidemment indispensable d'indiquer au fournisseur le ciment spécifié et de lui demander de prendre la garantie que le ciment livré répondra bien au cahier des charges imposé. A la réception, ou de préférence quelques semaines avant l'emploi, il convient cependant de faire quelques essais simples pour s'assurer des qualités les plus essentielles, car si en sortant de l'usine le ciment est d'une qualité sûre et uniforme, il peut ne plus en être de même après un certain temps de magasinage, surtout s'il n'a pas été conservé à l'abri de toutes traces d'humidité. Dans le cas où aucun ciment n'est imposé, le meilleur Portland artificiel est de

rigueur. De nombreuses marques sont également bonnes, mais il faut toujours les vérifier à leur arrivée sur le chantier.

**Réception et magasinage.** — A l'arrivée il faut s'assurer que les sacs sont bien intacts et portent leur plomb de garantie du fabricant, que le ciment est d'une couleur uniforme et ne contient pas de grumeaux. On choisit avec beaucoup de méthode les sacs dans lesquels doivent être pris les échantillons, par exemple on fait mettre à part un sac sur dix ou vingt avec ordre de n'y pas toucher ; si la commande est importante, on fait un tas des sacs à échantillonner pour chaque wagon, en ayant soin de noter le numéro du dit wagon.

On emmagasine le ciment dans un abri clos, ne laissant pas pénétrer la moindre trace d'eau, d'accès facile, et élevé au-dessus du sol. Il peut alors s'y conserver des mois. Un simple baraquement en planches jointives, soigneusement construit, avec un plancher élevé de 20 à 30 centimètres au-dessus du sol suffit sur la plupart des chantiers. C'est seulement pour les travaux importants que l'on construit un abri clos avec murs en briques, toiture en tôle ondulée ou tout autre bâtiment à l'épreuve de l'humidité. Beaucoup de constructeurs emploient le ciment quelques semaines seulement après son arrivée ; il n'y a aucun avantage à agir de la sorte si l'on a de bons ciments ; il est cependant prudent de l'emmagasiner au moins trois semaines à l'avance pour avoir le temps d'en faire l'essai et aussi en prévision d'un retard dans la livraison. Du ciment gardé en sacs pendant plusieurs mois peut contenir des espèces de blocs durs, mais si ces blocs sont friables et facilement écrasés entre les doigts, le ciment est satisfaisant. Si le ciment est en grumeaux, c'est qu'il a été exposé à l'humidité ; il est inutilisable.

Le magasin doit permettre la vérification et l'identification faciles des divers lots de ciment ; au besoin il doit être divisé en compartiments comprenant chacun un arrivage.

**Essais.** — Le ciment des échantillons doit être conservé à l'abri de l'air ou de l'humidité jusqu'au jour des essais afin de rester comparable à celui qui est resté en sacs au magasin. On prend des échantillons dans chaque sac, aussi bien du fond et du milieu que du sommet, en ayant soin de ne mélanger les échantillons de plusieurs

sacs que s'il est nécessaire de faire les essais très rapidement. Il faut toujours, même sur les chantiers peu importants, procéder au moins aux deux premiers essais suivants :

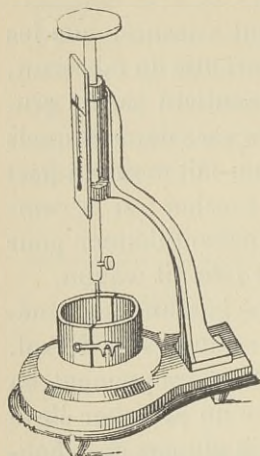


Fig. 50. — Aiguille Vicat.

1° *Essai de durée de prise.* — On fait, à la température de 15° à 18°, un mortier plastique de ciment pur gâché avec une quantité d'eau potable de 25 à 30 p. 100 de son poids. Le commencement de la prise, indiqué lorsque l'ongle ou la pointe d'un crayon ordinaire posé sur le mortier n'y laisse pas de marque, doit se produire au plus tôt trente minutes et au plus tard une heure après le gâchage. La prise complète, déterminée lorsque la pâte supporte sans dépression sensible l'aiguille Vicat, doit s'effectuer au bout de cinq à sept heures. L'aiguille Vicat (fig. 50) est une aiguille cylindrique,

terminée par une section nette et d'équerre de 1 millimètre carré de section, et pesant 300 grammes. On estime encore que la prise est complète lorsque le mortier supporte sans dépression une forte pression du doigt.

2° *Essai d'invariabilité de volume.* — On emploie le moule

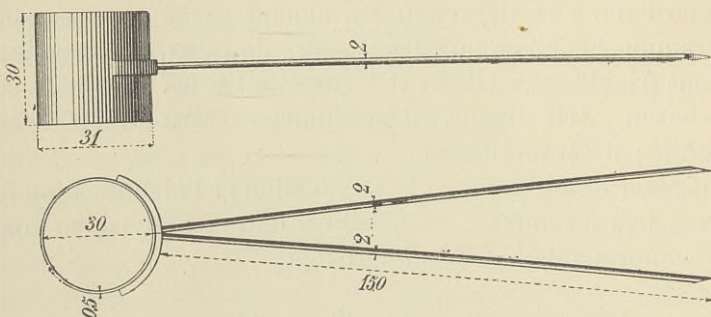


Fig. 51. — Moule à aiguilles le Chatelier.

fendu à aiguilles dit moule le Chatelier (fig. 51). Il est composé d'une feuille de laiton de 0,5 mm. d'épaisseur enroulée pour former un cylindre de 30 millimètres de diamètre fendu suivant

une génératrice. De chaque côté de la fente sont soudées deux aiguilles de 150 millimètres de longueur qui, au repos, se touchent sur toute leur longueur. On remplit le moule de mortier de ciment en prenant soin que les aiguilles ne s'écartent pas et on laisse faire la prise du mortier dans l'eau à la température ordinaire ; vingt-quatre heures au

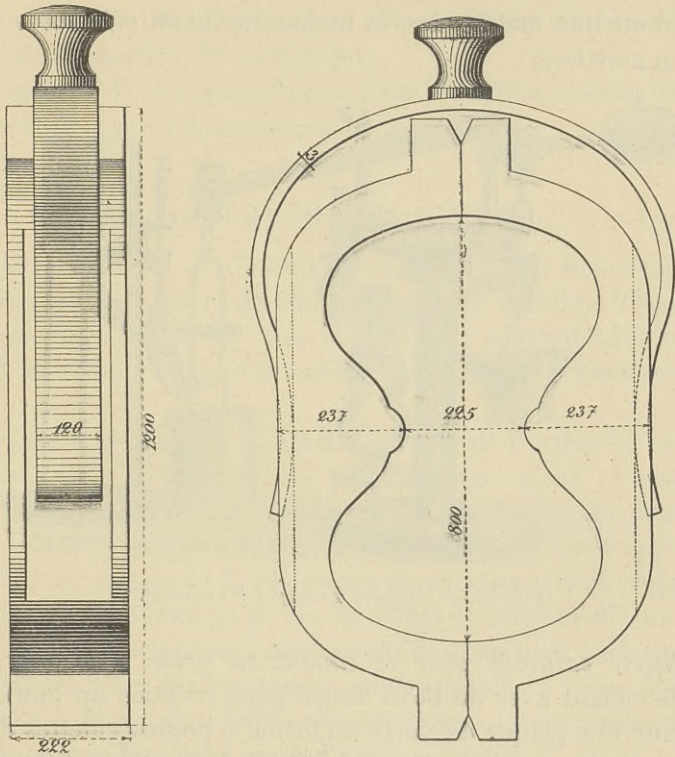


Fig. 52. — Moule à fabriquer les briquettes.

plus après le gâchage on porte l'eau qui contient le moule à l'ébullition et on l'y maintient pendant trois heures. L'écartement des aiguilles après refroidissement ne doit pas être plus de 5 millimètres.

3° *Essai de finesse de mouture.* — Le ciment ne doit pas laisser plus de 5 p. 100 de résidu sur le tamis à 900 mailles au centimètre carré, ni plus de 30 p. 100 de résidu sur le tamis à 4 900 mailles au centimètre carré. (On peut constater que les grains fins qui passent à tra-



vers le tamis de 4 900 mailles sont pénétrés de suite par l'eau ; les grains qui passent à travers le tamis de 900 mailles le sont aussi jusqu'au centre après un temps un peu plus long et font leur prise complètement ; les grains restant sur le tamis à 900 mailles ne sont pénétrés que superficiellement et, laissés dans l'eau, ils ne forment qu'une masse agglomérée ne présentant pas de résistance ; ils constituent donc une matière inerte ne jouant aucun rôle dans la résistance du mortier.)

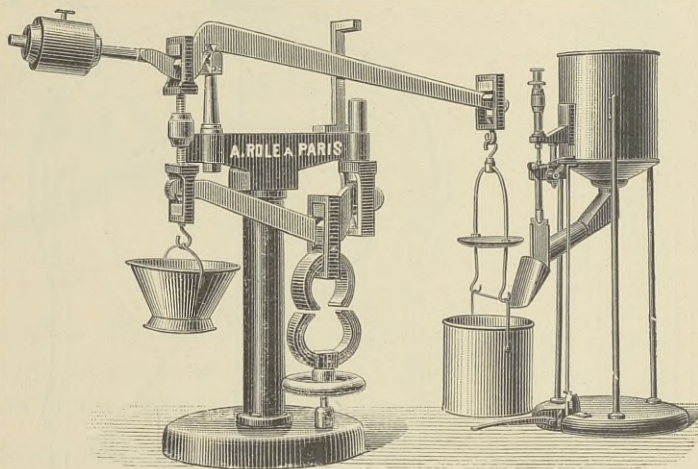


Fig. 53. — Machine à essayer à l'extension.

4° *Pureté exigible pour le ciment en prise à la mer.* — On gâche le ciment avec de l'eau douce pour en faire un mortier plastique. Sur une plaque de verre on forme 3 petites galettes d'environ 7 à 8 centimètres de diamètre, de 5 à 6 millimètres d'épaisseur au centre et s'amincissant à 1 millimètre sur les bords ; on en laisse une exposée à l'atmosphère ; on immerge la 2<sup>e</sup> dans l'eau froide aussitôt qu'elle est faite ; on recouvre la 3<sup>e</sup> d'une flanelle humide pendant vingt-quatre heures et ensuite on la met dans l'eau froide. Au bout de trois jours, les 3 galettes ne doivent présenter aucune fissure, ni dentelure, ni déformation.

5° *Résistance à la traction.* — Cet essai exige l'emploi d'appareils d'un fonctionnement très simple mais que l'on ne trouve que sur les

chantiers importants. La figure 52 représente le moule à fabriquer les briquettes et la figure 53 la machine à essayer. La section minimum de la briquette est de 5 centimètres carrés ; la puissance pour la rompre est obtenue en laissant écouler lentement de la grenaille de plomb dans le seau *ad hoc* de la machine. La résistance minimum exigible d'un bon ciment est de 25 kilogrammes par centimètre carré à sept jours d'âge, 35 kilogrammes par centimètre carré à vingt-huit jours pour le mortier de ciment pur.

Voir également les essais imposés par l'Administration des Ponts et Chaussées, cahier des charges 1<sup>re</sup> partie.

### AGGLOMÉRANTS DIVERS

**CIMENT DE LAITIER.** — Ce ciment est obtenu par le broyage mécanique de certains laitiers de hauts-fourneaux, refroidis brusquement par aspersion d'eau froide. Ces laitiers sont souvent additionnés de chaux hydraulique qui leur est mélangée intimement pendant la mouture.

La densité est moindre que celle du ciment Portland ; sa composition est assez irrégulière ; la prise se fait en dix et quelquefois quinze heures ou plus. La résistance des mortiers et des bétons faits avec ce ciment est aussi irrégulière ; le tableau n° 20 ci-après donne les valeurs moyennes de la résistance du mortier conservé dans l'eau douce. Le grand avantage de ces mortiers et bétons est leur invariabilité de volume pendant la prise, mais le manque d'uniformité dans la résistance, leur décomposition occasionnelle à l'eau de mer ou même à l'eau douce, leur faible résistance aux agents atmosphériques et à l'usure, rendent leur emploi assez restreint.

**CIMENT PROMPT OU CIMENT ROMAIN.** — Les produits obtenus par la cuisson modérée de calcaires naturels à forte proportion d'argile (30 à 35 p. 100) ou les incuits de la fabrication du ciment Portland sont réduits en poudre mécaniquement et laissés à l'air pendant quelques semaines pour éteindre la chaux libre ; ils constituent alors le ciment prompt.

Un trop long séjour à l'air évente ce ciment et lui fait perdre sa qualité principale qui est la rapidité de prise. La prise se fait géné-

ralement cinq à dix minutes après le gâchage ; elle est ralentie par l'abaissement de la température. Le durcissement immédiat est presque égal au durcissement définitif. Le ciment prompt se comporte mal avec une proportion de sable supérieure à 2 fois son poids, et de préférence il doit être employé dans les travaux constamment immergés ou tout au moins maintenus humides. A l'air, les mortiers ont tendance à se fendiller ; ils sont d'ailleurs de résistance irrégulière et peu élevée (voir tableau n° 20 ci-après).

Le ciment romain s'emploie si l'on veut obtenir un décintrage rapide, pour les tuyaux, les poteaux ; ou bien s'il s'agit d'arrêter des infiltrations.

**POZZOLANES ET TRASS.** — Ce sont des produits d'origine volcanique possédant des propriétés hydrauliques naturelles. Mélangés à un volume de chaux hydraulique et de sable à peu près égal, ils donnent de bons bétons pour fondation sous l'eau lorsqu'on ne recherche pas une grande résistance.

**CHAUX HYDRAULIQUES.** — Les chaux hydrauliques sont obtenues par la cuisson modérée de calcaires à faible proportion d'argile (6 à 20 p. 100). Le produit de la cuisson est réduit en poudre par l'extinction, c'est-à-dire par l'arrosage avec de l'eau ; suivant la proportion d'argile, il donne une chaux dont la durée de prise varie de trente jours pour les chaux faiblement hydrauliques à trente heures pour les chaux éminemment hydrauliques. Les chaux les plus généralement employées font prise en deux ou trois jours sous l'eau. Le pourcentage des éléments qui entrent dans leur composition varie dans les proportions suivantes :

Silice . . . . .	43 à 26
Alumine . . . . .	1 à 7
Oxyde de fer . . . . .	1 à 3
Chaux . . . . .	55 à 65
Magnésie . . . . .	0,5 à 2
Acide sulfurique . . . . .	0,3 à 1,3
Produits volatilisés au-dessus de 100° . . . . .	8 à 22

L'indice d'hydraulicité varie de 0,30 à 0,42.

Le poids spécifique est de 2,5 à 2,8 et le poids de la poudre en sacs est environ de 1 000 kilogrammes au mètre cube. Le résidu sur

le tamis de 900 mailles est de 8 à 10 p. 100, sur le tamis de 4 900 mailles de 20 à 25 p. 100. Si la prise se fait avec élévation de température il faut soupçonner la présence de chaux non éteinte, capable de gonfler et de désagréger le mortier après le durcissement fini ; si la prise est relativement lente, la chaux contient des matières inertes terreuses, ou bien elle est éventée et renferme une forte proportion de chaux non active.

Le béton de chaux hydraulique s'emploie dans les fondations, les radiers, et en général les travaux où l'on recherche des masses relativement importantes sans grande résistance. On impose au béton composé de 250 kilogrammes de chaux et de 1 mètre cube d'un mélange de sable et de pierrailles, ou de gravier grossier, une charge pratique de 6 à 12 kilogrammes par centimètre carré.

Les essais de résistance au laboratoire donnent des résultats peu concluants en ce qui concerne la rapidité de prise et la résistance des mortiers. Celle-ci est d'ailleurs difficilement comparable pour les différentes marques de chaux.

Le tableau suivant donne les résistances approximatives en kilogrammes par centimètre carré de quelques mortiers d'agglomérants purs et de mortiers d'agglomérants et de sable à différents âges.

TABLEAU N° 20

NATURE DE L'AGGLOMÉRANT	NATURE DE L'ESSAI	AGGLOMÉ- RANT PUR		MORTIER : 1 AGGLOMÉRANT 3 SABLE			
		7 jours.	28 jours.	7 jours.	28 jours.	3 mois.	1 an.
Ciment de laitier . . .	Traction . . .	16	28	17	28	—	—
—	Compression.	100	250	150	200	—	—
Ciment prompt. . . .	Traction . . .	13	18	7	12	20	27
Chaux hydraulique n° 1.	Traction . . .	4	8	3	5	10	19
—	Compression.	—	—	0	22	42	118
Chaux hydraulique n° 2.	Compression.	—	—	0	12	21	42

## SABLE

Le sable a une très grande influence sur la qualité des mortiers et bétons aussi bien par sa composition chimique que par ses qualités physiques.

Les meilleurs sables à employer sont les sables siliceux, composés en majeure partie de quartz; puis viennent les sables calcaires dont les grains ne sont pas friables; ceux qui contiennent des calcaires tendres, des débris de coquillage donnent des mortiers à résistance beaucoup moins élevée.

On peut employer indifféremment du sable de rivière ou du sable de mer, lavé pour en enlever les sels déposés, que les grains soient anguleux ou arrondis, mais il doit être absolument exempt de toute matière organique. Le sable de carrière ou le sable provenant du concassage des pierres doit être lavé et débarrassé des matières terreuses et des poussières ténus. On trouve dans le commerce des machines à laver à grande production; pour les petites quantités on peut simplement opérer le lavage en faisant écouler un filet de sable en même temps qu'un filet d'eau dans un bac incliné muni de traverses disposées en chicane; le sable se dépose à la partie inférieure pendant que l'argile est entraînée par l'eau. Une faible proportion d'argile (moins de 5 p. 100, tachant la main sans y adhérer) ne doit pas être la cause du refus d'un sable qui est autrement de bonne qualité. Certains constructeurs autorisent même jusqu'à 10 p. 100 d'argile, mais une si grande quantité de grains ténus remplit les vides et empêche l'adhérence du ciment aux grains de sable. On peut vérifier approximativement la quantité d'argile contenue dans un sable de la façon suivante: on met dans un flacon ou un verre allongé contenant de l'eau, une certaine quantité du sable à essayer et on agite quelques minutes; les grains de sable se déposent au fond, l'argile au-dessus; avec un peu d'habitude on arrive à évaluer la proportion d'argile de façon suffisamment approchée pour la pratique du chantier.

Les grains doivent être de grosseur variable, atteignant au plus 4 millimètres. Les sables trop fins tels que la plupart des sables de dunes ou les poussières de pierre broyée ne sont pas utilisables; ils devraient être gâchés avec un excès d'eau et ils donnent toujours un

mortier qui adhère mal aux pierres. Les sables de grains de 1 à 2 millimètres semblent être préférables pour tous les emplois; d'une façon générale les sables à gros grains de 2 à 4 millimètres donnent une plus grande résistance lorsqu'on emploie un mortier riche contenant de 800 à 1000 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable; les sables fins sont préférables pour les mortiers maigres à moins de 500 kilogrammes de ciment au mètre cube.

L'importance d'avoir un mélange approprié de gros et de fins grains est prouvée par le fait que du sable fin peut donner un mortier dont la résistance est seulement  $\frac{1}{3}$  de la résistance du mortier fait avec du sable bien choisi, la nature du sable étant la même et le ciment restant dans les mêmes proportions. La règle indiquée par M. Féret, chef du laboratoire des Ponts et Chaussées de Boulogne-sur-Mer, pour avoir un mortier de résistance maximum, est la suivante : le sable doit être composé de gros grains et de grains fins seulement, sans qu'il y ait de grains de grosseur intermédiaire.

Le sable qui doit entrer dans la composition du béton peut contenir plus de grains fins que celui qui est utilisé pour faire du mortier, et le sable de béton pour réservoirs peut contenir plus de grains fins que le sable de béton pour travaux ordinaires.

Le volume du vide est plus faible dans les sables à grains arrondis que dans les sables à grains anguleux; il est maximum lorsque le sable est humide et contient de 5 à 8 p. 100 de son poids d'eau; il diminue si le sable est franchement mouillé parce que la friction entre les grains diminue. Dans le sable humide, non tassé, à grains de grosseur uniforme, le volume du vide atteint 45 p. 100 du volume total; dans le sable sec, à grains de grosseur variable, il diminue jusqu'à 30 p. 100 du volume total. Le poids spécifique du sable étant 2,5 à 2,6 le poids d'un mètre cube de sable varie de 1350 à 1800 kilogrammes. Le poids du litre non tassé varie de 1400 à 1500 grammes.

### GRAVILLON ET PIERRAILLE

Pour obtenir un bon béton on peut indifféremment employer du gravillon de rivière ou de mer dont les grains ont été roulés et présentent des arêtes légèrement arrondies ou bien des pierres concas-

sées ou de la pierraille à arêtes vives, pourvu que les grains soient irréguliers, de grosseur variable, sans argile ou matière terreuse et surtout sans matière organique. Les partisans du gravillon prétendent que les grains ont une plus grande résistance puisque les parties tendres ont été rongées par le frottement, que les grains étant arrondis, la surface à recouvrir par le mortier est moindre, que le gravier a relativement moins de vides, donne un béton plus compact et par conséquent plus résistant. Les partisans de la pierraille admettent que par suite de la rugosité et des angles des grains, il y a meilleure adhérence du mortier. Des expériences ont prouvé qu'avec du gravillon ou de la pierraille à grains de grosseurs variables et les mêmes proportions de mortier on obtient des bétons qui ont sensiblement la même résistance.

La pierre à concasser doit être dure, sans veines ni soufflures ; elle doit se briser en morceaux à arêtes vives, ne pas donner beaucoup de poussier et surtout ne pas présenter de plans de clivage. Les meilleurs rocs à employer sont les granits, les grès et les calcaires très durs ; ils doivent être débarrassés des poussières ténues qui diminueraient considérablement la résistance du béton.

Si la construction doit être à l'épreuve du feu il faut rejeter les silex qui éclatent sous l'action de la chaleur et les calcaires qui se décomposent.

Pour les travaux ordinaires en béton armé le gravillon et la pierraille doivent passer à l'anneau de 25 millimètres, mais présenter des grains de toutes grosseurs descendant jusqu'à 5 millimètres environ. Pour les bétons de fondations, des murs épais et en général les travaux où les masses sont assez considérables avec armatures distantes d'au moins 15 centimètres, on emploie du gravier ou des pierres cassées passant à l'anneau de 4 centimètres. Dans certains travaux peu importants ou dans certains systèmes de construction qui ne tiennent pas compte de la résistance du béton, on emploie la brique concassée débarrassée de toute matière étrangère et de poussier, ou le mâchefer ne contenant ni charbon brûlé ni sulfure. La présence du sulfure est surtout à redouter car il produit la désintégration du ciment et attaque l'acier ; on peut l'oxyder en exposant le mâchefer à l'air pendant quelques mois.

Le poids du gravillon varie de 1400 à 1600 kilogrammes au mètre cube. Le pourcentage du volume des vides au volume total

varie de 28 à 45. Pour le mesurer il suffit de remplir un seau avec le matériau à essayer et d'y verser une quantité d'eau suffisante pour remplir les vides. Le rapport du volume d'eau versé au volume du seau est le pourcentage cherché. Cet essai est évidemment grossier et le résultat dépend de l'humidité du gravier essayé, mais il est suffisant pour déterminer la proportion de mortier à employer pour obtenir un béton plein.

Moins le gravillon présente de vides, moins il faut de mortier pour obtenir du béton plein, et plus ce béton est économique, tout en donnant la résistance maximum compatible avec la qualité du gravillon et la résistance du mortier. Les deux tableaux suivants, d'après des essais faits par MM. David Kirkaldy and Son, de Londres, et présentés à la *Society of Architects*, par M. A. Allan, H. Scott, donnent le pourcentage de vides de divers gravillons, pierrailles et sables. Dans le tableau n° 21 les graviers et les sables sont formés de grains d'une seule grosseur, déterminée par la dimension des trous carrés du crible indiquée dans la première ligne. Dans le tableau n° 22 les grains sont de différentes grosseurs dans les proportions approximatives indiquées. Les deux tableaux ne sont évidemment donnés qu'au point de vue renseignement général, car le pourcentage de vides varie avec la nature de la roche, la rugosité des grains et nombre d'autres facteurs.

TABLEAU N° 21  
Pourcentage des vides.

MATÉRIAU	CÔTÉ DES TROUS DU CRIBLE EN MILLIMÈTRES							
	19	16	13	10	6	3	1,6	0,8
Sable de rivière . . . . .					39,9	39,0	35,5	34,5
Sable de mer . . . . .					26,7	29,5	32,0	
Pierraille . . . . .	40,1		44,1					
Gravillon de rivière . . . . .	48,2	44,5	43,5	42,5				
Gravillon de mer . . . . .	41,8	42,3	41,8	42,0				



TABLEAU N° 22

MATÉRIAU	CÔTÉ DES TROUS DU CRIBLE EN MILLIMÈTRES								POURCENTAGE DES VIDES
	19	16	13	10	6	3	1,6	0,8	
Gravier de rivière.					1	1	2		32,0
—					1	1	2	2	28,7
—	1	2	3	4					42,3
—	1	2	3	4	1	1	2		29,3
—	1	2	3	4	1	1	2	2	25,4
Gravier de mer. . .	1	1	$4\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{4}$	$3\frac{3}{4}$			29,6
—	1	1	$4\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{2}$	3		23,9

## MÉTAL

**Fer et acier doux.** — Quelques constructeurs emploient encore le fer laminé n° 3 dont la résistance à la rupture est d'environ 36 kilogrammes par millimètre carré avec un allongement de 12 p. 100 mesuré sur une éprouvette de 200 millimètres de longueur, mais les armatures de la généralité des constructions en béton armé sont en acier doux. La résistance de l'acier est plus élevée et plus uniforme que celle du fer et l'avantage marqué qui en résulte compense largement la différence de prix.

L'acier doux généralement employé présente les caractéristiques suivantes :

Résistance à la rupture . . . . .	41 à 45 kg. par mm <sup>2</sup> .
Allongement correspondant mesuré sur une éprouvette de 200 millimètres de longueur.	20 à 25 p. 100
Résistance à la limite d'élasticité. . . . .	21 à 25 kg. par mm <sup>2</sup> .
Coefficient d'élasticité . . . . .	22 000 — —
Allongement approximatif à la limite d'élasticité . . . . .	$\frac{1}{1000}$

Pour les armatures principales il est utilisé sous forme de barres rondes, de diamètre variant de 6 millimètres à 35 et même 40 millimètres ; quelquefois sous forme de barres à section carrée ou rectangulaire, à section en T, en U ou en croix, ou encore sous forme de profils spéciaux faciles à trouver dans le commerce. Les armatures

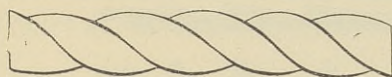


Fig. 54. — Barre Ransome.

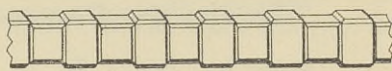


Fig. 55. — Barre crénelée (Indented Bar).

secondaires ou transversales sont le plus souvent des fils ronds ou des feuillards.

La question de profil à donner aux armatures a été et est encore très discutée. En Amérique où la plupart des règlements municipaux

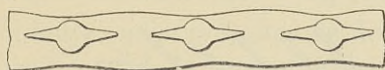


Fig. 56. — Barre Thacher.



Fig. 57. — Barre Diamond.

exigent l'emploi de barres avec encoches ou autres moyens susceptibles d'augmenter l'adhérence au béton, il s'est développé un nombre considérable de profils divers. Quelques-uns des plus importants sont représentés sur les figures 54 à 59 empruntées à l'ouvrage « Engineers

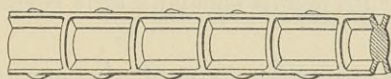


Fig. 58. — Barre Cup.

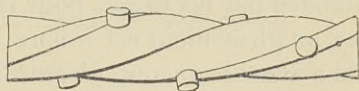


Fig. 59. — Barre Twisted Lug.

Pocket Book of Reinforced Concrete » par M. E. L. Heidenreich. La barre *Ransome* (fig. 54) est une barre carrée tordue dont la section est la même que celle d'une barre carrée ordinaire. La barre *crénelée* (Indented Bar) (fig. 55) est aussi carrée en section droite ; elle est généralement laminée en acier dur. La barre *Thacher* (fig. 56) se fait en acier doux ou dur, jusqu'à 50 millimètres de diamètre. Les barres *Diamond* (fig. 57), *Cup* (fig. 58) et *Twisted Lug* (fig. 59) se font en sections variant de 1 centimètre carré à 10 centimètres carrés environ.

Sans aucun doute les barres à encoches ou cannelées et les profils

spéciaux assurent une meilleure adhérence que les barres rondes, mais une liaison mécanique entre le béton et l'acier n'est nécessaire qu'autant que le béton est maigre et mal pilonné. Avec des bétons soignés, faits de bon gravier et de sable, contenant au moins 250 kilogrammes de ciment au mètre cube, on peut toujours employer les

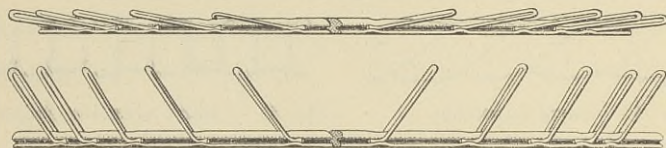


Fig. 60. — Armature Monolith.

barres rondes ou carrées, à condition d'en vérifier l'adhérence et de terminer, s'il y a lieu, les barres par un pied-de-biche ou un crochet. Le travail de forge nécessaire n'atteint pas l'augmentation de prix

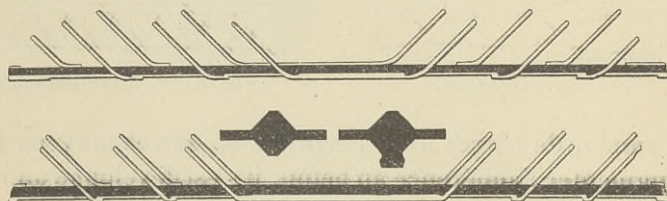


Fig. 61. — Barres Rahn.

demandée par les forges pour laminier les profils spéciaux et la résistance au glissement est mieux assurée.

On a aussi beaucoup discuté sur les avantages de monter les arma-

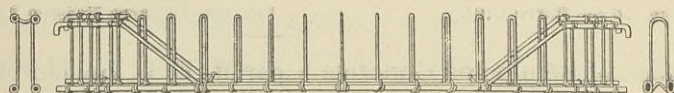


Fig. 62. — Armatures Unit.

tures à l'avance et de déposer dans les coffrages les squelettes tout préparés. En France et en Europe on emploie de préférence les armatures séparées, assemblées sur le chantier et même très souvent dans les coffrages au fur et à mesure de la coulée du béton. En Amérique où la main-d'œuvre de chantier est d'un prix très élevé, on a recours à des unités toutes montées à l'atelier, expédiées sur le chantier et fixées en position avec un minimum de travail; on trouve

sur les figures 60 à 64 quelques unités tout assemblées qui sont parmi les plus employées pour l'armature des poutres.

La barre *Monolith* (fig. 60) présente de chaque côté sur toute sa longueur une rainure dans laquelle on engage les armatures transversales et où on les maintient par pression. Pendant le transport les armatures transversales sont rabattues sur la barre comme il est montré sur la partie supérieure de la figure. Les barres *Kahn* (fig. 61)

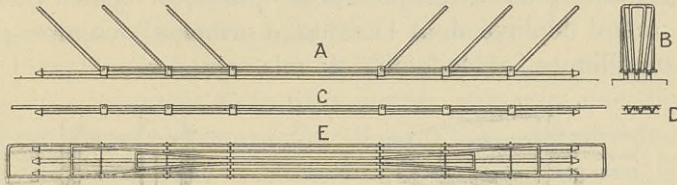


Fig. 63. — Armature Cummings.

ont leurs sections droites de deux types différents ; elles portent de chaque côté de la portion principale une aile que l'on découpe et que l'on relève comme il est montré pour former les armatures transversales obliques.

Les figures 62, 63, 64 donnent respectivement les ensembles *Unit*, *Cummings* et *Luten*.

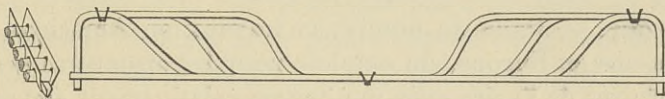


Fig. 64. — Armature Luten.

Les figures 65 et 66 donnent deux armatures assemblées pour poteaux frettés. (Elles sont comme les 5 précédentes également empruntées à l'ouvrage de M. Heidenreich.)

Par l'emploi de ces squelettes tout assemblés on réduit au minimum les risques de malfaçon, d'oubli et de mauvaise mise en place des armatures, mais le prix des barres spéciales est plus élevé que celui des barres rondes. Si l'on ne peut rabattre les armatures transversales, le transport est forcément onéreux et souvent on est conduit, pour réduire le nombre des unités, à adopter des sections trop fortes pour certaines pièces et à augmenter le poids total du métal. Le système qui consiste à assembler sur le chantier les diverses armatures est

le plus avantageux et il est presque exclusivement employé en France. Il permet d'adapter plus exactement la section et la disposition des armatures pour faire face aux efforts développés dans chacun des éléments de la construction.

Pour les dalles et les cloisons on emploie, souvent avec avantage, des treillis métalliques dont les fils sont assemblés par des agrafes de treillageur, par des agrafes spéciales ou par soudure. Le fil d'acier a une résistance plus élevée que l'acier laminé en barres. On emploie aussi le métal déployé dont l'avantage principal, comme pour les treillis métalliques, est la facilité de mise en œuvre.

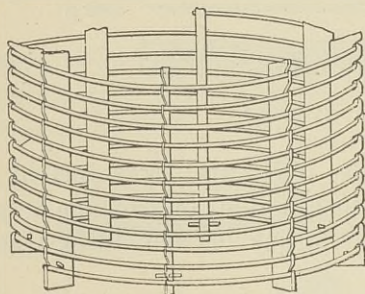


Fig. 65. — Armature Smith pour poteau.

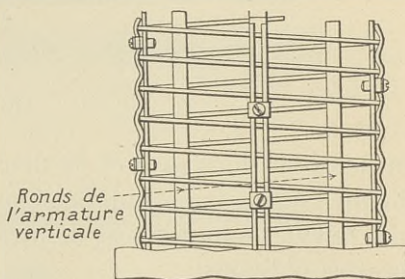


Fig. 66. — Armature American pour poteau.

**Acier dur.** — Dans de nombreux travaux en Amérique et dans quelques-uns en Europe, on emploie pour les armatures principales et secondaires de l'acier avec une teneur relativement élevée de carbone (de 0,5 à 0,6 p. 100) et présentant les caractéristiques suivantes :

Résistance à la rupture, environ . . . . .	70 kg. par mm <sup>2</sup>
Allongement correspondant mesuré sur une éprouvette de 200 mm. de long . . . . .	40 p. 100
Résistance à la limite d'élasticité . . . . .	35 à 40 kg. par mm <sup>2</sup>
Coefficient d'élasticité . . . . .	22 000 kg. par mm <sup>2</sup>
Allongement à la limite d'élasticité . . . . .	$\frac{17}{40\,000}$

Lorsque la résistance à la limite d'élasticité dépasse 60 p. 100 de la résistance à la rupture, l'acier devient cassant et dangereux à employer.

Il est évident qu'au point de vue économique il y aurait avantage à employer l'acier dur si la tonne résistance coûtait meilleur marché

en acier dur qu'en acier doux, ou, en admettant que l'on prenne pour taux de travail limites respectifs 20 kilogrammes et 12 kilogrammes, si le prix de la tonne d'acier dur était supérieur de moins de 66 p. 100 au prix de la tonne d'acier doux. On pourrait réduire la section d'acier, réduire la section totale du béton nécessité par l'encombrement des armatures et par cela même réduire le poids mort de la construction. On pourrait aussi choisir des armatures de plus petit diamètre, ce qui peut être avantageux lorsque les efforts de glissement sont voisins de la limite permise.

Mais l'emploi de l'acier dur et d'un coefficient de travail élevé entraîne un relèvement de la fibre neutre, par suite une diminution de la résistance à la compression; il peut faire craindre le développement de fissures dans la partie du béton en contact avec les armatures tendues. (Bien que les essais de la Commission du ciment armé ont démontré que le béton armé pouvait subir sans se rompre une extension allant jusqu'à  $\frac{1,33}{1000}$  et que l'allongement de l'acier dur est seulement  $\frac{0,9}{1000}$  lorsqu'il travaille au taux généralement admis : 2 000 kilogrammes par centimètre carré — mais il faut tenir compte des imperfections du béton et du travail de chantier.)

En outre dans les cas où la section du béton en compression est relativement faible et où l'on ne dispose pas d'armature en compression, le moment résistant de la poutre dépend seulement de la résistance limite du béton. Même si on emploie un acier à résistance élevée, on ne peut réduire la section de l'armature tendue puisqu'il n'est pas possible de faire travailler l'acier au-dessus d'un certain taux, dépendant du rapport des sections des armatures et du béton. On le prouve en établissant un diagramme comme celui figure 67 basé sur la deuxième méthode de calcul indiquée page 243 pour les pièces à armature simple travaillant en flexion.

Le moment résistant de la poutre dû à la résistance du béton en compression est :

$$M_b = K_b R_b b h^2.$$

Le moment résistant dû à la résistance de l'armature tendue est :

$$M_a = K_a R'_a b h^2.$$

Les valeurs de  $K_b$  et  $K_a$  sont données dans le tableau n° 49. Le

diagramme (fig. 67) est établi en prenant  $m = 15$ ,  $R_b = 50$ ,  $R'_a = 1\ 200$  pour l'acier doux et  $2\ 000$  pour l'acier dur. On porte en abscisses

les rapports de la section des armatures à la section du béton et en ordonnées les valeurs de  $\frac{M}{bh^2}$ .

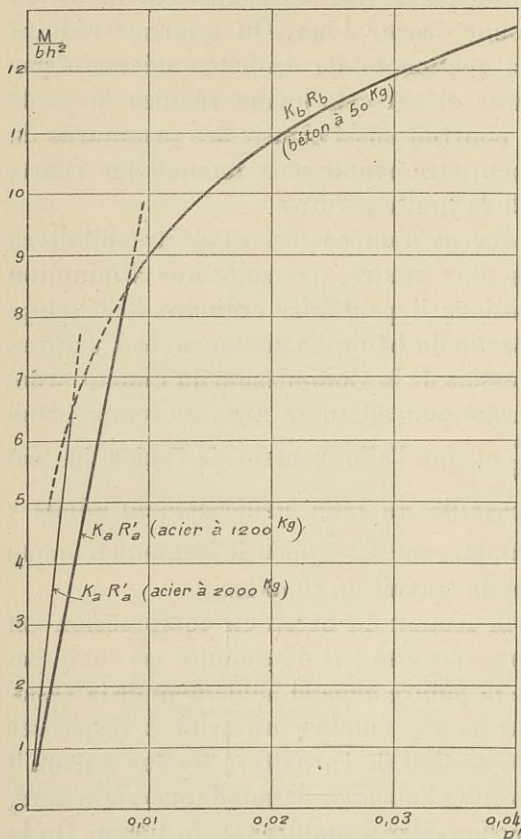


Fig. 67. — Comparaison entre l'acier doux et l'acier dur.

On voit par ce diagramme que si le pourcentage de l'armature tendue est supérieur à 0,008, la résistance du béton limite le moment résistant de la poutre ; la fatigue du béton atteint 50 kilogrammes avant que la fatigue de l'acier atteigne 1 200 kilogrammes et il n'y a aucun avantage à employer l'acier dur quel que soit son prix.

Lorsque le pourcentage descend au-dessous de 0,0035 l'acier peut travailler à plus de 2 000 kilogrammes par centimètre carré sans que la fatigue du béton atteigne 50 kilogrammes. Dans ce cas il y a donc avantage à em-

ployer de l'acier à haute résistance, même si le prix de la tonne résistance est un peu plus élevé que celui de l'acier doux.

Ces pourcentages critiques varient naturellement avec la qualité du béton. Plus le béton est de bonne qualité, plus est élevé le pourcentage au-dessous duquel il est avantageux d'employer l'acier dur.

Les mêmes considérations n'existent pas pour limiter l'emploi de l'acier dur pour les spirales du béton fretté ou pour les armatures

transversales des poteaux et des poutres ; à prix égal, il y a toujours avantage à utiliser l'acier dur ou l'acier doux à haute résistance à la limite d'élasticité. Aussi certains constructeurs élèvent, par des moyens mécaniques peu coûteux, la fatigue limite d'élasticité de l'acier qu'ils destinent aux armatures transversales.

**Réception et magasinage.** — La qualité des aciers doit être contrôlée par des essais de réception. Ces essais sont généralement faits par les forges en conformité avec le cahier des charges. A leur arrivée sur le chantier, on vérifie le nombre des barres, leur diamètre et leur longueur et on les classe par catégories de telle façon que l'on puisse facilement obtenir celles qui sont nécessaires à l'avancement du travail.

Les aciers peuvent rester exposés à l'air et aux intempéries sans précautions spéciales si la date de leur emploi n'est pas très éloignée car on peut les utiliser couverts d'une mince couche de rouille ; le mieux est de les badigeonner d'un lait de ciment qui les préserve efficacement. Si cette précaution n'a pas été prise et qu'ils soient recouverts de plaques épaisses de rouille, il faut enlever cette rouille aussi bien que toutes traces d'huile ou de peinture. Lorsque les aciers doivent être employés avec du béton de mâchefer ou du béton maigre, il est indispensable de les recouvrir soigneusement d'un lait de ciment ; c'est la meilleure des mesures de protection contre la rouille ou l'attaque des sulfures.

Les armatures doivent venir de forge d'une seule longueur. Dans de rares exceptions seulement on peut souder les barres bout à bout et après refroidissement on doit essayer la soudure au choc sous le marteau au bord de l'enclume. Pour allonger une armature il est préférable d'employer les boucles ou les crochets avec une barre supplémentaire au croisement, ou encore un manchon fileté avec pas de vis en sens inverse à chacune des extrémités.



## CHAPITRE II

### MORTIERS ET BÉTONS

#### MORTIERS DE CIMENT

**Emploi et proportions.** — Le mortier de ciment — on désigne généralement ainsi un mélange de sable, de ciment Portland et d'eau, gâché de façon à former une pâte plastique, homogène dans toute sa masse — est employé par certains constructeurs dans la plupart de leurs travaux en ciment armé ; par d'autres il est employé seulement dans des travaux spéciaux, tels que les réservoirs, les cheminées, les enduits.

La proportion du ciment au sable est variable suivant l'emploi du mortier : exprimée en volumes des deux matériaux, elle varie de 1 à 1 à 1 à 5. Il est toujours préférable de mélanger un poids déterminé de ciment avec un volume connu de sable, on évite ainsi les différences de dosage qui résultent des différences de tassement du ciment. Le tableau ci-dessous n° 23 donne les poids de ciment (pesant 1400 kilogrammes au mètre cube) à employer par mètre cube de sable et le volume de mortier damé en position, obtenu avec différents dosages et avec un mètre cube de sable.

TABLEAU N° 23

Rapport des volumes de sable et de ciment . . .	1	1,2	1,5	2	2,5	3	4	5
Poids du ciment par mètre cube de sable . . . . .	1 400	1 170	930	700	560	470	350	280
Volume du mortier après gâchage en mètres cubes.	1,40	1,30	1,18	1,08	1,02	0,99	0,96	0,93
Volume du mortier damé en mètres cubes . . . .	1,22	1,15	1,05	0,96	0,91	0,88	0,84	0,81

Le tableau est basé sur du sable formé d'un mélange humide de grains moyens et fins, donnant 38 p. 100 de vides ; un volume de ciment pur additionné de 35 p. 100 de son volume d'eau donnait 0,78 de son volume en mortier.

On obtient difficilement un mortier absolument plein, dans lequel les vides du sable sont bien remplis par la pâte de ciment, surtout lorsqu'on emploie du sable fin. Dans ce cas, bien qu'en proportionnant avec soin les deux matériaux et en pilonnant le mortier, le volume du vide peut s'élever à 40 p. 100 du volume total ; il y a moins de difficulté à obtenir un mortier plein avec du sable à grains de grosseur variable.

Le dosage en ciment par mètre cube de sable varie de 250 à 300 kilogrammes pour les mortiers des maçonneries ordinaires ; il ne doit pas être inférieur à 500 kilogrammes pour les maçonneries immergées à la mer ; il varie de 900 à 400 kilogrammes pour les mortiers des constructions en ciment armé, suivant que la résistance doit être plus ou moins élevée et aussi suivant la pratique des entrepreneurs.

La quantité d'eau de gâchage varie avec le dosage en ciment et l'humidité et la porosité du sable ; on obtient des mortiers de même consistance avec un poids d'eau égal à 15 p. 100 du poids total pour un dosage à 1 000 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable et seulement 11 p. 100 d'eau pour le dosage à 250 kilogrammes. Le mortier le plus résistant est celui qui est gâché assez sec, peut être roulé en boule sans adhérer aux mains et tel que, bien pilonné, il laisse à peine l'eau refluer à la surface. Si le pilonnage n'est pas possible, on opère le gâchage avec assez d'eau pour que l'enrobage des grains de sable soit bien assuré par le ciment, mais l'eau ne doit pas être en quantité suffisante pour s'échapper du mortier et entraîner avec elle une partie du ciment. Une proportion d'eau élevée ralentit la prise.

Pour obtenir un bon mortier, il faut d'abord bien mélanger à sec le sable et le ciment jusqu'à ce qu'on obtienne un mélange homogène de couleur uniforme dans toutes ses parties, gâcher ensuite en ajoutant l'eau par petites quantités tout en continuant à bien brasser la masse. Le gâchage se fait à la main sur une aire composée de planches jointives, ou mécaniquement, à l'aide d'un des malaxeurs

courants du commerce, si l'on a en vue une production plus élevée.

**Résistance.** — La résistance du mortier de ciment augmente avec la proportion du ciment au sable et, à proportions données, elle est d'autant plus grande que la densité du mortier est plus élevée. Pour une proportion donnée de ciment, on obtient le mortier de densité maximum en employant un sable à grains arrondis et contenant le moins de vide possible par suite d'un choix judicieux dans le rapport de la grosseur des grains. Il y a double avantage à réaliser ce sable, puisque le mortier qui en résulte est le plus résistant et occupe après le gâchage le plus grand volume. M. Féret, dans son ouvrage *Etude expérimentale du ciment armé*, donne comme règle que le sable qui donne le mortier de plus forte résistance à la compression, à la flexion et à l'adhérence, est celui qui ne contient que des gros grains et des grains fins, sans grains moyens. Il donne pour trouver la résistance à la compression P des mortiers, la formule

$$P = K \left( \frac{c}{1 - s} \right)^2$$

K est une constante qui varie entre 200 et 1 500 suivant l'âge du mortier, la pureté de l'eau de gâchage, la nature du sable, le temps de séjour de l'éprouvette dans l'eau, etc. ; c est le volume absolu du ciment, s le volume absolu du sable.

TABLEAU N° 24

NATURE DU SABLE	POIDS du mortier en kilo- grammes au mètre cube.	PROPORTION au volume total		RAPPORT des résistances à la compression à l'âge d'un an	
		des pleins.	des vides.	dans l'eau.	dans l'air.
Gros grains . . . . .	1 940	0,665	0,335	0,68	0,60
Grains moyens. . . . .	1 960	0,640	0,360	0,45	0,50
Grains fins . . . . .	1 960	0,575	0,425	0,34	0,34
Mélange dans les meilleures proportions . . . . .	2 250	0,734	0,266	1,00	1,00

M. Féret indique pour des mortiers composés de 1 de ciment pour

3 de sable les caractéristiques résumées dans le tableau n° 24 et qui prouvent l'influence considérable du choix du sable.

Le durcissement et la résistance présentent plus de régularité pour les mortiers de sable et ciment que pour les mortiers de ciment pur, principalement pour ceux gâchés à l'eau de mer ou qui y sont conservés immergés. Le maximum de résistance est atteint seulement au bout de quelques années.

Les agents qui retardent ou accélèrent la prise du ciment pur et son durcissement ont aussi le même effet sur les mortiers de sable et ciment mais dans une proportion moindre. Le contact d'eau chargée d'acide carbonique est peu à craindre surtout si le mortier est assez compact; la cristallisation de carbonate formé aux dépens de la chaux de la couche superficielle ferme les pores et empêche l'attaque des couches profondes. De même le sulfate de magnésie de l'eau de mer forme du sulfate de chaux qui se précipite si le mortier n'est pas trop poreux et arrête rapidement l'attaque. Les différences de température ont moins d'influence sur la rapidité de prise; il y a lieu d'éviter toutefois que le mortier ne soit exposé à une température trop élevée et surtout à la gelée pendant le gâchage et la première période de durcissement. La finesse de mouture du ciment a une très grande influence sur la résistance du mortier, en particulier sur la résistance à l'écrasement; plus la finesse est grande, plus la résistance est élevée. Le vin et le pétrole attaquent rapidement le mortier.

Le tableau suivant n° 25 donne les résistances moyennes en kilogrammes par centimètre carré de mortiers de ciments Portland à différents dosages et à diverses périodes après le gâchage. Ces mortiers ont été gâchés à la consistance ordinaire du chantier, tassés légèrement dans les moules et conservés dans l'eau. Les mortiers conservés à l'air ont en général une résistance plus élevée, surtout s'ils sont maintenus humides pendant les premiers jours de leur mise en place. Le tableau, ainsi que nombre de renseignements contenus dans ce chapitre et celui des bétons, est extrait de l'ouvrage *Ciments et chaux hydrauliques* par M. E. Candlot.

TABLEAU N° 25

DOSAGE du ciment en kilo- grammes pour 1 mètre cube de sable.	QUANTITÉ d'eau en kilo- grammes pour 100 kilo- grammes de mortier.	VOLUME du mortier en mètres cubes.	DENSITÉ des épreuves	NATURE de l'essai.	RÉSISTANCE à l'âge de			
					7 jours.	28 jours.	3 mois.	1 an.
350	12	0,890	2,01	Traction.	9	15	19	24
				Compression.	65	105	125	168
650	12	0,955	2,20	Traction.	25	32	34	41
				Compression.	151	295	271	326
1 000	12	1,120	2,24	Traction.	31	32	41	51
				Compression.	216	286	343	426
1 300	12,7	1,260	2,25	Traction.	34	33	45	57
				Compression.	246	336	373	450

Le mortier qui a commencé à faire prise et qui est rebattu avec addition d'une faible quantité d'eau fait une nouvelle prise très lente, il obtient une résistance presque aussi élevée que s'il avait fait sa prise normale, mais il a un retrait beaucoup plus considérable. On doit éviter autant que possible l'emploi de mortiers rebattus ; on doit s'en servir seulement dans les réparations ou retouches à faire à de vieux bétons ou à des mortiers durcis depuis longtemps ; leur adhérence est souvent meilleure que celle des mortiers normaux.

**Enduits et dallages.** — D'après M. Candlot les mortiers pour enduits sont en général au dosage de 450 à 600 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable ; ils se travaillent plus facilement et ont un plus beau fini s'ils sont composés de sable fin. La surface à enduire doit être dépiquée, s'il y a lieu les joints des pierres sont bien nettoyés et lavés à grande eau, toutes les matières terreuses enlevées ; la surface est maintenue humide jusqu'au moment de l'application de l'enduit. Le mortier doit être appliqué de préférence par temps humide et peu chaud pour éviter la prise trop rapide de la couche superficielle ; pour le lissage, la taloche en bois est préférable à la truelle qui amène à la surface un afflux de ciment et crée ainsi des différences de rapidité dans la prise de la masse avec,

pour conséquence, des fendillements superficiels et quelquefois le soulèvement de minces écailles.

Pour les dallages on doit employer du sable à grains de deux grosseurs seulement, 1 millimètre et 6 millimètres environ; l'usure est ainsi beaucoup moins rapide qu'avec des matériaux de toutes grosseurs; la proportion de ciment varie de 650 à 900 kilogrammes par mètre cube de sable avec une faible quantité d'eau, insuffisante pour faire un mortier plastique, car on doit pouvoir pilonner énergiquement pour obtenir un dallage bien compact dans toute son épaisseur. On arrête le pilonnage lorsqu'on voit apparaître l'eau à la partie supérieure.

Si le dallage est posé sur une fondation en béton, il doit être exécuté avant que la fondation n'ait fait sa prise complète de façon à obtenir une bonne liaison. Il est aussi excellent de le recouvrir d'une couche de sable humide vingt-quatre heures après sa confection et d'y laisser ce sable une quinzaine de jours; la résistance est accrue dans une proportion notable. Elle est aussi augmentée par l'emploi d'un sable très dur, composé par exemple de petits grains siliceux et de gros grains de granit concassé.

### MORTIERS DIVERS

**MORTIER DE CIMENT PROMPT.** — Il s'emploie surtout pour les enduits, l'étouffement des voies d'eau, le cuvelage des puits ou la fabrication de pièces minces exigeant un déboisage rapide tels que les tuyaux, les blocs factices destinés à remplacer la pierre dans certaines constructions. Le gâchage en est assez difficile, il doit être fait par des ouvriers spéciaux avec de petites quantités de matériaux préalablement mélangés à sec. Si on emploie du sable humide, il peut y avoir, pendant le gâchage même, formation d'une partie de l'aluminate de chaux, ce qui retarde la prise subséquente dans des proportions considérables; c'est dire que si l'on recherche la rapidité de prise il faut employer du sable sec.

Pour les travaux courants on met une partie de ciment pour deux de sable: pour les enduits étanches on augmente la proportion de ciment jusqu'à la faire égale à celle du sable; pour la dernière couche des enduits moulurés on emploie quelquefois le ciment pur.

**MORTIERS DE CHAUX HYDRAULIQUE.** — On augmente la rapidité de prise de ces mortiers en ajoutant au sable des pouzzolanes, mais en général ils n'acquièrent une certaine dureté qu'au bout de deux ou trois semaines; ils obtiennent leur dureté définitive après trois ou quatre années seulement, surtout s'ils sont conservés à l'air. Ils sont principalement employés pour les maçonneries et les enduits.

Pour les maçonneries de remplissage, on emploie couramment un dosage de 250 et même 180 kilogrammes de chaux par mètre cube de sable ou de mâchefer; pour les travaux soignés, le dosage atteint 600 kilogrammes et plus. L'usage s'est établi de classer les chaux en diverses catégories suivant leur provenance et de faire varier le dosage suivant la catégorie pour obtenir le mortier répondant à un besoin déterminé. La Société Centrale des Architectes a établi sa série de prix en tenant compte de ces catégories.

## BÉTONS

**Proportions et gâchage.** — La méthode la plus commune pour proportionner le béton est de mesurer le ciment en poids, le gravillon et le sable en volume, et de rapporter les poids du ciment au mètre cube de béton mis en place. Par exemple un béton composé des quantités de matériaux suivantes :

Ciment : 300 kilogrammes, sable : 0,400 m<sup>3</sup>, gravillon : 0,800 m<sup>3</sup>, eau : 0,140 m<sup>3</sup>, et occupant un volume d'environ 1 mètre cube lorsqu'il est pilonné en place est dit béton à 300 kilogrammes de ciment par mètre cube.

On désigne aussi le béton par le rapport du volume de ciment au volume de sable et gravillon, par exemple du béton 1 : 4 signifie que l'on ajoute 4 volumes de matières inertes à 1 volume de ciment; cette manière de proportionner est beaucoup moins précise que la précédente car le poids d'un volume déterminé de ciment est très variable suivant le tassement, la finesse de mouture, la qualité du ciment, etc.

La quantité de béton que l'on obtient en mélangeant une quantité déterminée de ciment à une quantité également déterminée de sable et gravillon varie avec les proportions des deux matières inertes. Il est très important de choisir ces proportions pour obtenir un béton com-

fact, de volume minimum, de densité maximum, car il possède généralement la plus grande résistance. Le tableau suivant n° 26, établi d'après M. W.-B. Fuller, montre la variation de résistance de bétons composés des mêmes matériaux mélangés dans des proportions différentes, et pour lesquels le dosage en ciment est le même et égal à 1 partie en volume pour 8 parties de sable et gravillon.

TABLEAU N° 26

PROPORTIONS			RÉSISTANCE en kilogrammes par centimètre carré.
Ciment.	Sable.	Gravillon.	
1	2	6	22,4
1	3	5	20,0
1	4	4	14,7
1	5	3	10,6
1	6	2	7,1

M. Féret a déduit de ses expériences les remarques suivantes : « La compacité du béton augmente en même temps que la grosseur des plus gros éléments de pierraille ; elle varie en raison inverse de la teneur du mortier en matière fixe ; elle décroît généralement lorsqu'on augmente la proportion combinée à la même quantité de pierre.

« Il y a donc intérêt à augmenter autant que possible la grosseur de la pierraille, à employer un mortier de sable grenu et fortement dosé et à se servir de la plus faible quantité possible de mortier par rapport au volume de la pierre. »

D'autres expériences ont conduit M. W. B. Fuller à émettre les recommandations suivantes pour obtenir le meilleur béton avec un dosage donné de ciment :

Le gravillon doit être d'une seule dimension ou bien doit contenir en proportions égales des grains fins, moyens et gros. Une quantité excessive de grains fins ou moyens est très préjudiciable à la résistance. Tous les grains d'un diamètre inférieur à  $\frac{1}{10}$  du diamètre des plus gros doivent être enlevés. Le diamètre des plus gros grains de



sable doit être inférieur à  $\frac{1}{10}$  du diamètre des plus gros grains de gravillon. Plus le gravier est grossier, plus le sable doit l'être et plus le béton bien proportionné sera lourd et résistant. Quand le gravillon est petit, le sable doit être fin et la proportion de ciment doit être plus forte pour obtenir une résistance égale. La façon la plus rapide et la plus pratique pour déterminer les proportions de matériaux qui donnent le béton de densité et de résistance maxima est de procéder par tâtonnements et essais à la mesure de ces matériaux sur un volume d'une dizaine de litres. A des volumes bien déterminés de gravier et de sable on mélange intimement une quantité de ciment en rapport avec le dosage qu'on a décidé d'employer et on mesure la quantité de béton obtenue ; on peut se contenter de verser le béton dans un récipient et de marquer d'un trait le niveau supérieur. Dans une deuxième opération on gâche la même quantité de ciment avec le même volume total, mais en proportions différentes, de sable et de gravillon ; on mesure le volume du nouveau béton obtenu et on le compare au précédent. On arrive vite à trouver les proportions qui donnent le volume minimum et la résistance maximum. (Il peut être nécessaire de faire varier la quantité d'eau de gâchage pour obtenir des bétons de même consistance.)

**MÉLANGES COURAMMENT EMPLOYÉS.** — Pour les travaux ordinaires en béton armé, la plupart des constructeurs emploient les proportions suivantes :

Ciment : 300 et quelquefois 350 ou 400 kilogrammes.

Sable et gravillon ou pierraille : 1,200 m<sup>3</sup>.

En pratique le béton le plus dense est obtenu avec un volume de sable d'environ 0,400 m<sup>3</sup> et un volume de 0,800 m<sup>3</sup> de gravillon. Si le gravillon et le sable ne sont pas comparables à eux-mêmes pendant toute la durée du travail, chaque fois qu'il y a variation dans la proportion ou la grosseur des grains, il y a lieu de renouveler les essais pour déterminer les proportions qui donnent le meilleur béton. On emploie pour les travaux où le béton est exposé à l'action de l'eau de mer, principalement dans les parties qui sont alternativement couvertes et découvertes par les marées, et pour les pieux :

Ciment : 400 à 450 kilogrammes.

Sable et gravillon : 1,200 m<sup>3</sup>.

Pour des réservoirs, bassins, tuyaux et autres travaux où l'on recherche l'étanchéité :

Ciment : 400 kilogrammes.

Sable et gravillons fins : 1,200 m<sup>3</sup>.

Pour des semelles de fondation et travaux de forte épaisseur :

Ciment : 250 kilogrammes.

Sable et gros gravier : 1,200 m<sup>3</sup>.

Pour le béton en masses, sans armatures, tel que celui des murs de quai, des massifs de fondation :

Ciment : 200 et même 150 kilogrammes.

Gros sable et pierres : 1,200 m<sup>3</sup>.

Si les épaisseurs sont supérieures à 1,50 m. on incorpore souvent des morceaux de roc atteignant jusqu'à  $\frac{1}{10}$  de mètre cube et dont le volume total est environ  $\frac{1}{10}$  du volume du béton.

Pour les travaux exigeant un déboisage rapide tels que les tuyaux moulés sur chantier avec un nombre restreint de moules, on emploie le ciment à prise rapide.

Pour les travaux où l'on recherche la légèreté sans une grande résistance, on emploie du mâchefer au lieu de gravillon, et quelquefois la cendre de houille au lieu de sable.

Pour les travaux noyés on peut employer certains ciments de laitier.

Pour ceux où l'on n'a pas besoin de résistance mais seulement de masse à peu près homogène on emploie la chaux hydraulique.

Enfin quelques constructeurs adoptent des proportions spéciales, non seulement pour des travaux spéciaux, mais encore pour les constructions courantes.

QUANTITÉ D'EAU. — L'eau de gâchage doit être pure, sans acides ni alcalis. L'eau de mer donne de médiocres résultats, même dans les travaux noyés ou exposés à la mer.

La proportion d'eau doit varier avec les circonstances et le mode d'emploi du béton. Quand la température est élevée, l'évaporation est rapide, la prise se fait relativement vite et il est nécessaire d'augmenter la quantité d'eau. Si la température est basse, il y a avantage à employer du béton sec dont la congélation sera moins rapide

que celle du béton plastique. La proportion d'eau doit augmenter avec le dosage en ciment, avec le degré de dessèchement des matières inertes, leur porosité et leur finesse, celle du sable en particulier. Le béton doit être d'autant plus plastique que le coffrage qui le recevra est plus petit, car le bois du moule absorbe une quantité d'eau relativement élevée; il doit être sec quand il est coulé dans des moules métalliques.

Lorsqu'on emploie un béton sec, il n'y a pas lieu d'apporter le même soin aux coffrages mais il faut veiller au mélange qui est difficile à bien faire; on peut démouler plus rapidement, la prise étant moins lente et la résistance plus grande dès le début qu'avec du béton plastique. Le béton sec présente aussi l'avantage suivant: les matériaux ne se séparent pas facilement tandis qu'avec le béton mouillé les secousses d'un assez long trajet dans une brouette ou un wagonnet font tomber le gravier au fond et remonter le mortier de ciment et de sable.

Le béton sec a le grand inconvénient d'exiger un damage très soigné et un bourrage souvent assez difficile autour des armatures et, par suite, une surveillance constante de tous les ouvriers, très difficile à obtenir sur les chantiers; il demande en outre à être arrosé abondamment après la prise et pendant la période où il acquiert sa dureté, pour diminuer le retrait et régulariser la prise et le durcissement.

Des expériences ont été faites pour déterminer les résistances comparatives du béton sec et du béton plastique, mais elles sont peu concluantes. Il est pourtant à peu près certain que le béton gâché sec présente plus de résistance pendant la première année que le béton plastique, mais le surcroît de résistance diminue avec l'âge des bétons et après la première année les résistances sont sensiblement les mêmes. Le béton mouillé peut donner d'excellents résultats, si l'on a soin de mélanger d'abord les matériaux avec peu d'eau pour obtenir un béton sec et si l'on ajoute l'eau nécessaire pour le rendre plastique seulement lorsque le mélange est bien homogène.

MM. David Kirkaldy and Son, de Londres, ont fait une série d'essais sur 64 cubes de béton d'environ 15 centimètres de côté afin de déterminer l'influence de la proportion d'eau et de l'arro-

sage pendant le durcissement. Le béton était composé de la façon suivante :

Gravillon de la Tamise (passant au crible de 19 millimètres et retenu sur le crible de 6 millimètres). . . . . 0,800 m<sup>3</sup>.

Sable (25 p. 100 passant au crible de 6 millimètres, retenu sur le crible de 3 millimètres, 75 p. 100 passant au crible de 3 millimètres). . . . . 0,400 m<sup>3</sup>.

Ciment. . . . . 245 kilogrammes.

Le béton des cubes A était gâché mouillé plutôt que plastique, avec 1,760 m<sup>3</sup> d'eau.

Le béton des cubes B était gâché plastique, non pilonné, avec 1,450 m<sup>3</sup> d'eau.

Le béton des cubes C était gâché assez sec, pilonné, avec 1,300 m<sup>3</sup> d'eau.

Le béton des cubes D était gâché sec, pilonné, avec 1,130 m<sup>3</sup> d'eau.

Le gravillon présentait 41,3 p. 100 de vides et le sable 32 p. 100.

Les résultats du tableau suivant sont les moyennes de 4 échantillons.

TABLEAU N° 27

FAÇON du béton.	RÉSISTANCE à la rupture. Compression en kilogrammes par centimètre carré.		OBSERVATION
	A 28 jours.	A 90 jours.	
A . . . . .	72	126	Non arrosé. Arrosé tous les 2 jours pendant les 3 premières semaines.
	79	126	
B . . . . .	121	172	Non arrosé. Arrosé.
	117	177	
C . . . . .	142	205	Non arrosé. Arrosé.
	143	232	
D . . . . .	157	234	Non arrosé. Arrosé.
	146	250	

En pratique la meilleure consistance du béton semble être la suivante : il faut juste assez d'eau pour que chacun des grains du gravier soit bien enrobé de mortier mais reste séparé des autres

tant que le béton n'est pas pilonné. Un damage soigné ne fait apparaître qu'une trace d'eau à la partie supérieure et lorsque l'épaisseur est assez forte, le béton devient de la consistance d'une gelée, suffisamment solide pour rendre coup sous le pilon.

**GACHAGE.** — Dans les petits chantiers le gâchage des matériaux se fait à la main. Sur une plateforme horizontale assez grande pour permettre le mélange de deux ou même trois tas, on mesure d'abord les matériaux dans des boîtes appropriées et on les mélange à l'état sec à l'aide de pelles et de crochets en retournant le tas au moins deux ou trois fois. On ajoute ensuite l'eau par petites quantités, de préférence avec un arrosoir à pomme, pendant que l'on continue à retourner le tout; la quantité d'eau versée étant mesurée et non pas laissée à l'appréciation de l'ouvrier. Le gâchage est terminé lorsque l'ensemble a une couleur absolument uniforme et que tous les graviers sont bien enrobés de mortier.

Le volume des matériaux à gâcher en une fois dépend de l'importance du chantier puisqu'il est absolument nécessaire de ne faire le béton qu'au fur et à mesure de son emploi. On peut éviter l'emploi de boîtes pour la mesure du volume du gravillon et du sable en jaugeant les brouettes qui servent au transport mais une surveillance continue est de rigueur pour être certain que les brouettes sont toujours bien remplies et les proportions du mélange bien observées.

Lorsque le gâchage est fait à la main il y a lieu d'augmenter d'au moins 25 kilogrammes au mètre cube le dosage en ciment, pour compenser les imperfections du mélange. Le gâchage à la bétonnière est toujours préférable. Il existe de nombreux systèmes de machines qui donnent toutes de bons résultats pourvu que l'on apporte du soin à leur emploi. Pour le béton armé on choisit de préférence les bétonnières à productions intermittentes; c'est seulement dans la construction de murs de quai, de barrages, bassins de radoub qui nécessitent de grandes masses de béton que l'on emploie les bétonnières à production continue.

Une bétonnière à production intermittente se compose essentiellement d'un tambour cylindrique, semi-cylindrique ou tronconique dans lequel se fait le brassage et d'un axe central muni de palettes

et possédant un mouvement relatif par rapport au tambour. L'axe peut être horizontal ou vertical, être fixe ou mobile; le tambour est naturellement mobile si l'axe est fixe et réciproquement. Dans la plupart des machines le béton est visible pendant le gâchage et se décharge automatiquement et sans arrêter la bétonnière; des boîtes jaugées rendent facile la mesure de l'eau et des autres matériaux; le mélange est effectué en quelques minutes, le rendement est très régulier. Il faut cependant remarquer que le rendement moyen journalier est toujours inférieur au rendement évalué par le constructeur de la bétonnière, ne fût-ce qu'à cause des arrêts dans l'approvisionnement ou l'emploi du béton.

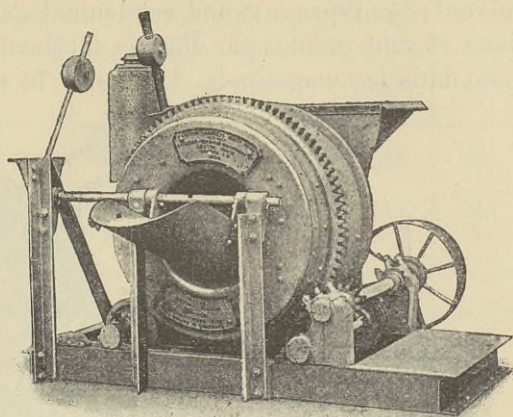


Fig. 68. — Bétonnière Ransome.

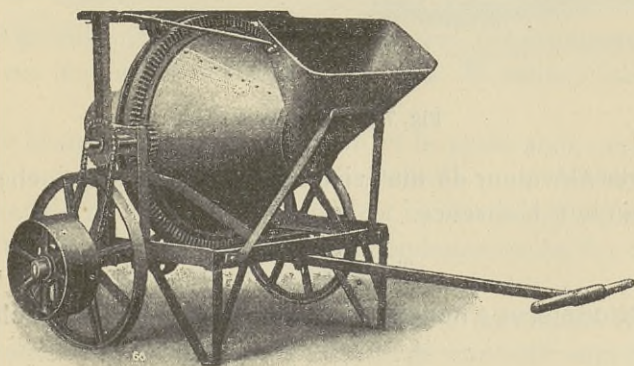


Fig. 69. — Bétonnière Smith-Milwaukee.

Les figures 68 et 69 représentent deux machines bien connues; la bétonnière *Ransome* et la bétonnière *Smith Milwaukee*. Ce sont deux machines à petite production mais les mêmes marques existent

en diverses grandeurs et capacités comme indiqué sur le tableau suivant; les types à grand rendement ont des élévateurs de matériaux et sont montés sur châssis surélevés pour faciliter le déversement dans les wagonnets. La figure 70 représente une bétonnière

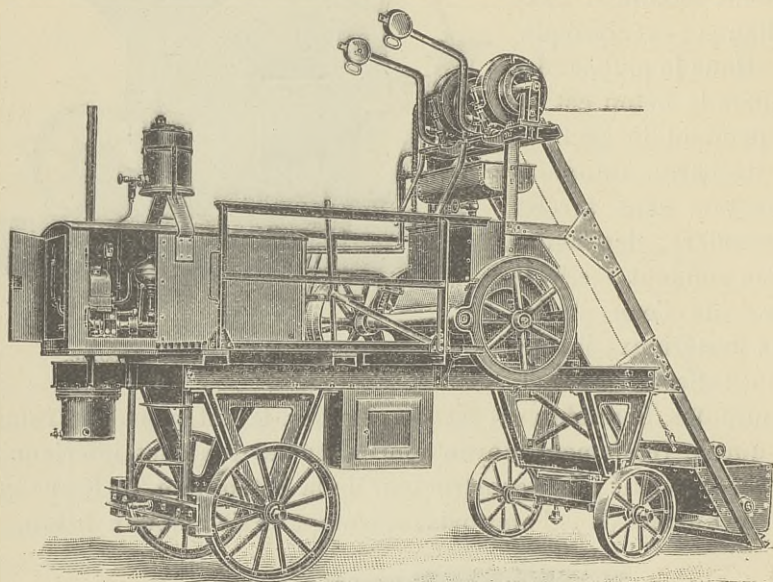


Fig. 70. — Bétonnière Kunz.

*Kunz* avec élévateur de matériaux et ascenseur monte-charges, mue par un moteur à essence.

TABLEAU N° 28

Bétonnières « Ransome » (Charles Pierrard, à Clichy).

MACHINE N°	00	0	1	2	3	4
Capacité du tambour en litres . .	60	150	300	600	900	1 200
Rendement par jour de 10 heures, en mètres cubes . . . . .	24	60	120	240	360	480
Force motrice nécessaire HP. . .	2	3	6	9	12	17

**Bétonnières « Smith-Milwaukee »**  
(Société de Représentations industrielles, à Paris).

MACHINE N°	00	0	1	2 1/2	3
Capacité du tambour en litres . . .	100	200	300	600	900
Rendement par jour de 10 heures, en mètres cubes . . . . .	40	80	120	240	360
Force motrice nécessaire HP. . . . .	1/2	2 1/2	4	7	11

Les constructeurs de cette marque évaluent le prix de revient du gâchage d'un mètre cube de béton, fait à l'aide de leur machine, entre 0,50 et 0,66 fr., tous frais compris.

**Bétonnières « Kunz » (Dubois et C<sup>ie</sup> à Paris.)**

GRANDEUR	0 <sub>a</sub>	0 <sub>b</sub>	IV	V	VI	VII	VIII
Capacité du tambour en litres . . .	100	150	220	300	420	600	750
Rendement par jour de 10 heures, en mètres cubes . . . . .	40	60	90	110	150	210	250
Force motrice nécessaire HP . . . . .	2	3	4	6	8	11	14

Chacune de ces marques fait en outre des bétonnières à main nues par un homme et produisant jusqu'à 20 mètres cubes par jour.

En temps chaud, lorsque le gravillon et le sable sont exposés au soleil, leur température peut être assez élevée pour déterminer la prise très rapide du ciment. On évite cet inconvénient en arrosant les matériaux avec de l'eau fraîche en abondance ou en les abritant des rayons du soleil.

Il est très important que la quantité exacte du ciment soit bien dosée à chacun des mélanges; un moyen de contrôle simple est de vérifier souvent le poids total du ciment sorti du magasin et de le comparer avec le volume du béton gâché.

**Propriétés.** — **Poids.** — Varie naturellement avec la compacité et la composition du béton. Le poids approximatif de divers bétons en kilogrammes par mètre cube est donné dans le tableau suivant :



TABLEAU N° 29

NATURE DU BÉTON	POIDS
Béton maigre de pierres ou gros gravier . . . . .	2 200
Béton maigre de gravillon ou pierraille. . . . .	2 300
Béton gras de gravillon. . . . .	2 400
Béton armé (armatures comprises). . . . .	2 500
Béton de briques. . . . .	1500-1800
Béton de mâchefer. . . . .	1000-1200

PROTECTION DE L'ACIER CONTRE LA ROUILLE. — Le béton gras et compact protège l'acier contre la rouille d'une façon très efficace, même lorsque la pièce est soumise à des alternatives de sécheresse et d'humidité ; on a de nombreux exemples de travaux à la mer exposés depuis de nombreuses années aux marées ou des canalisations toujours humides dans lesquelles les aciers sont absolument intacts. La protection est assurée d'une part par l'étanchéité du béton qui recouvre les barres et d'autre part par la couche de ciment qui recouvre l'acier. C'est cette couche surtout qui semble donner la meilleure protection et lorsqu'on emploie du béton maigre et sec ou du béton de scories, il faut badigeonner les barres avec du lait de ciment pur avant leur mise en place.

COEFFICIENT DE DILATATION. — Varie avec la nature du béton. D'une façon générale il est plus élevé pour les bétons gras que pour les bétons maigres. D'après le D<sup>r</sup> Keller (*Tonindustriezeitung*, 1894) la moyenne des coefficients de dilatation pour une élévation de température de 1° est de

0,0000101	pour un béton	1 : 2
0,0000104	— — —	1 : 4
0,0000095	— — —	1 : 8

les matériaux inertes, sable et gravillon, étant en parties égales.

D'après Durand-Claye, le coefficient de dilatation du béton est environ 0,000012 par degré centigrade.

C'est cette même valeur que l'on adopte généralement pour le coefficient de dilatation de l'acier. En supposant qu'il y ait une

légère différence entre les coefficients, les efforts moléculaires qui en résulteraient seraient insignifiants, même pour une brusque élévation de température extérieure, car le béton est très mauvais conducteur de la chaleur et à quelques centimètres des faces, à l'intérieur de la pièce, les variations de température sont faibles.

VARIATION DE VOLUME A LA PRISE. — Pendant la prise et le durcissement, il y a retrait si le béton est exposé à l'air et au contraire expansion si la pièce est immergée. La Commission du Béton armé étudia cette variation de volume et publia les résultats de ses séries d'expériences dans l'ouvrage *Expériences, Rapports et propositions, Instructions ministérielles relatives à l'emploi du béton armé*.

Dans l'une de ces séries, une tige de métal de diamètre variant de 4,8 mm. à 30 millimètres était enrobée dans un prisme de béton, le rapport de la section de l'acier à la section du béton variant de  $\frac{0,23}{100}$  à  $\frac{9}{100}$ . Après un durcissement de sept mois, on constata pour les éprouvettes conservées à l'air un retrait de la longueur de l'armature allant de 0,09 à 0,05 mm. par mètre, pour les éprouvettes conservées à l'eau un allongement de l'armature allant de 0,05 à 0,045 mm. par mètre de longueur.

Dans des poutres en béton de 40 × 20 centimètres de section, 4 mètres de longueur, armées de quatre barres de 22,2 mm. de diamètre, le raccourcissement atteignait 0,35 mm. et 0,40 mm. par mètre, développant ainsi dans le métal une compression de 8 à 9 kilogrammes par millimètre carré.

La variation de volume dépend de la nature du béton — elle est plus forte pour les bétons de calcaire et de briques que pour le béton de granit — elle augmente avec la quantité d'eau de gâchage et le dosage en ciment, elle dépend de la section relative des armatures, des conditions atmosphériques dans lesquelles se fait le durcissement et surtout de la nature du ciment. Elle peut occasionner dans le métal, avant la mise en charge de la pièce, une fatigue initiale qui n'est pas négligeable et dont on ne peut tenir compte d'une façon rigoureuse dans les calculs. Là n'est pas le grand inconvénient, puisque très rarement la fatigue initiale est de même sens que le travail normal de l'armature ; mais le retrait du béton occasionne des fissures même dans les pièces à pourcentage d'acier élevé. Certains construc-

teurs prévoient une section de métal atteignant  $\frac{1}{200}$  de la section du béton pour combattre les effets du retrait et les fissures toujours préjudiciables, souvent dangereuses dans les constructions qui doivent être étanches ou exposées à l'humidité.

On conçoit en effet que si la pièce n'est pas libre et doit conserver sa dimension initiale (ce qui a lieu dans la plupart des cas), l'effort s'opposant au retrait et nécessaire pour lui conserver cette dimension est fourni, d'une part, par la résistance du béton à la traction, d'autre part, par la résistance de l'armature à la compression. Plus le pourcentage d'acier est élevé et plus la surface d'adhérence est grande, plus est difficile le glissement et moins est probable un allongement local suffisant pour produire une fissure.

**IMPERMÉABILITÉ.** — Le béton très dense, composé de matériaux relativement fins, est imperméable dès qu'il est âgé de quelques semaines, sous une pression d'eau atteignant deux et trois atmosphères. Pour obtenir un béton imperméable sous cette pression, il faut un dosage d'au moins 350 kilogrammes au mètre cube, des matériaux inertes passés au crible de 20 millimètres et constitués de trois ou quatre sortes de grains seulement, fins, moyens et gros; un mélange plutôt sec et un pilonnage soigné. Le pilonnage est d'autant plus important qu'il faut assurer le recouvrement des armatures par le lait de ciment pour les protéger contre toute attaque de la rouille. L'épaisseur nécessaire pour assurer l'étanchéité varie nécessairement avec la qualité du béton, mais elle ne semble pas pouvoir être moindre que 6 centimètres pour les faibles pressions, 16 à 18 centimètres pour deux et trois atmosphères.

Souvent de petites quantités d'eau passent à travers les parties les plus poreuses, aux reprises, surtout si le béton est jeune, mais le suintement s'arrête généralement de lui-même après quelques semaines. La magnésie, la chaux et d'autres impuretés contenues dans l'eau ou entraînées par elle se combinent à certains éléments du béton et produisent un véritable colmatage.

M. R.-H. Gaines fut chargé par la Compagnie des Eaux de New-York de faire des expériences sur l'imperméabilité du béton; ses conclusions ont été publiées dans le bulletin n° 59 de l'*American Society of Engineers*. Le tableau n° 30 résume les expériences sur

des bétons gâchés avec une solution très étendue d'alun au lieu d'eau pure, sur d'autres bétons additionnés d'argile finement divisée et mélangée d'abord au sable et aussi sur des bétons sans alun ni argile. Le mortier du béton contenait 1 de ciment pour 3 de sable et les échantillons étaient âgés d'environ un mois au moment des essais de perméabilité.

Le nombre indiquant la perméabilité est le nombre de grammes d'eau ayant passé à travers l'échantillon dans les dix dernières minutes de l'essai.

TABLEAU N° 30

COMPOSITION DU MORTIER	RÉSISTANCE à la compression en kilogrammes par centimètre carré.		RÉSISTANCE à l'extension en kilogrammes par centimètre carré.		PERMÉABILITÉ — Pression d'eau par centimètre carré.	
	A 7 jours.	A 90 jours.	A 7 jours.	A 90 jours.	2 800 gr.	5 600 gr.
	Sans alun ni argile . . . . .	83	115	11	19	527
Solution d'alun à 2 1/2 p. 100.	78	157	14	20	62	60
— à 5 p. 100. . . . .	71	128	12	21	Trace.	2
Proportion d'argile 10 p. 100.	133	268	19	27	0	0
Solution d'alun à 2 1/2 p. 100 et addition d'argile 10 p. 100	113	250	18	29	0	Trace.

M. Gaines conclut que du béton imperméable peut être obtenu de trois façons différentes :

1° En gâchant le béton avec une solution d'alun. Une solution à 1 p. 100 semble être suffisamment concentrée.

2° En remplaçant 5 à 10 p. 100 du sable par une égale quantité d'argile desséchée, finement pulvérisée et intimement mêlée au sable.

3° Par l'emploi simultané de ces deux procédés.

En même temps qu'elle assure l'étanchéité une faible proportion d'argile augmente les résistances à la compression et à la traction.

On trouve en outre dans le commerce plusieurs produits que l'on peut ajouter aux constituants du béton pour augmenter son imperméabilité, mais dont la description ne peut rentrer dans le cadre de cet ouvrage.

**RÉSISTANCE AU FEU ET A LA CHALEUR.** — Le béton de ciment Portland est parmi les matériaux de construction qui offrent les qualités les plus remarquables de résistance au feu. Cette propriété a été vérifiée dans de nombreux incendies où les constructions en béton armé sont restées debout au milieu des feux les plus violents, bien que surchargées des ruines d'autres parties qui s'étaient écroulées parce que construites en matériaux combustibles ou déformables sous l'action du feu. On peut en déduire avec certitude que dans un bâtiment en béton armé bien construit le béton peut résister à un feu donnant une température de 900 à 1 000° pendant trois ou quatre heures consécutives avec des dégâts purement superficiels; l'incendie est localisé par les cloisons et planchers qui opposent une barrière efficace aux flammes et à la chaleur; les planchers continuent à porter leur charge normale sans flèche exagérée pendant et après l'incendie; on peut arroser à la lance les murs et plafonds portés à haute température sans aucun danger pour la résistance ultérieure.

Cette résistance au feu a été constatée dans de nombreux essais, spécialement dirigés en vue d'éprouver l'effet de rapides élévations de température suivies de brusque refroidissement par arrosage avec de l'eau sous pression. Des essais eurent lieu à Breslau, Berlin, Paris, Hambourg, Saint-Louis, etc. Au Caire une chambre parallépipédique de 4,00 × 3,00 × 3,50 m. en béton armé système Hennebique fut érigée en 1900; elle fut soumise à deux reprises différentes pendant plusieurs heures à une température voisine de 1 000°, la toiture terrasse étant chargée à sa surcharge calculée (1 000 kilogrammes par mètre carré). On put constater :

a) La mauvaise conductibilité du béton : l'élévation de température à l'extérieur des parois de 8 à 12 centimètres d'épaisseur était de 15° environ ;

b) La résistance de la toiture malgré l'élévation de température : la flèche atteignit environ  $\frac{1}{400}$  de la portée pendant le plus fort de l'incendie, mais elle était due à la dilatation des armatures car elle disparut après refroidissement ;

c) La résistance au feu : quelques parties seulement des surfaces les plus exposées s'écaillèrent sous le choc de l'eau jusqu'à une profondeur de 1,5 à 2 centimètres.

D'autres expériences du professeur Wood à New-York (1907) ont montré, d'une part, que le béton de grès ne perd guère de sa résistance lorsqu'il est porté à environ 400° et qu'il n'est pas détruit à une température de 1 200° ; du béton de calcaire commence à perdre sa résistance à 250° et supporte très mal une température de 1 200°. D'autre part, dans une dalle de béton, épaisse de 10 centimètres, portée pendant une heure à 800° sur une de ses faces, la température à mi-épaisseur est seulement de 80 à 130° et sur la face non chauffée l'élévation de température sur l'air ambiant n'est que de quelques degrés.

D'autres expériences encore il résulte que le béton présentant le plus de résistance au feu est le béton de gros mâchefer ; viennent ensuite les bétons de laitiers de haut fourneau, de briques concassées, de granit et enfin de calcaire. Tous ces bétons doivent être gâchés avec une assez forte proportion d'eau et ils sont d'autant plus résistants au feu qu'ils sont bien durcis et séchés ; dans les constructions neuves soumises au feu, l'eau suinte, sur les faces non exposées, au début de l'élévation de température et des fissures peuvent se développer.

L'épaisseur de béton nécessaire pour protéger les armatures dépend naturellement de la violence probable de l'incendie auquel peut être soumise la construction. Dans les bâtiments privés et industriels courants on adopte en général :

2 centimètres lorsque les armatures ne dépassent pas 15 millimètres de diamètre ;

3 centimètres lorsque les armatures ne dépassent pas 30 millimètres de diamètre ;

5 centimètres lorsque le métal enrobé est composé de fers profilés de forte section.

Les effets des variations de température quotidiennes ou annuelles sont très marqués dans les constructions entièrement en béton armé, par suite de leur nature monolithe. La Commission du Béton armé a déduit de ses études que « les ouvrages subissant l'influence des rayons solaires sont peu sensibles aux variations horaires, mais qu'ils prennent des températures diverses moyennes, surtout si elles se maintiennent pendant plusieurs jours ». Même dans les planchers de bâtiments couverts, lorsque les surfaces sont très grandes, les

variations de température peuvent produire des fissures. Pour éviter ces dernières, il faut laisser les appuis libres, ménager des joints de dilatation, mettre des armatures supplémentaires dans les deux sens sur les faces les plus exposées aux écarts de température.

**RÉSISTANCE A DIVERS AGENTS.** — Le béton est attaqué par la plupart des agents qui attaquent le ciment, bien que, quelquefois, le résultat soit différent. Les sels de l'eau de mer agissent très peu sur du béton gras et compact — la preuve en est dans les nombreux travaux à la mer résistant admirablement depuis des années. Ils agissent beaucoup plus sur des bétons poreux, surtout dans les parties alternativement immergées et découvertes, parce que le courant qui se forme dans le béton même entraîne les sels de cristallisation qui autrement fermentaient les pores. Ils agissent aussi d'une façon plus énergique sur les ciments à forte teneur en chaux et beaucoup moins sur ceux qui contiennent beaucoup d'alumine.

D'après les essais de MM. Earle et C<sup>ie</sup> de Hull (Angleterre), le pétrole, qui n'agit pas sur le ciment pur, décompose le béton et lui fait perdre sa résistance. Le vin agit par les acides qu'il contient; on y remédie en doublant les cuves de verre. Les vapeurs d'acide sulfurique des salles d'accumulateurs attaquent le béton à moins qu'il ne soit protégé par une peinture émail.

Le béton qui a fait prise peut être concassé et réutilisé en place de gravillon. Le laboratoire de l'*Office of Public Roads* (États-Unis) a fait en 1905 des expériences sur des spécimens de béton ayant commencé à faire prise avant d'être moulés en briquettes. Les résistances étaient variables et dans certains cas plus grandes que celles des briquettes faites de béton fraîchement gâché. Ce béton rebattu ainsi que le mortier semble préférable pour les réparations parce que son adhérence au vieux béton est souvent plus grande que celle du béton frais.

**Résistance.** — **RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT.** — La résistance à la compression d'un béton plein est en général un peu moindre que celle du mortier qui entre dans sa composition, mais elle dépend essentiellement de cette dernière et dans une proportion moindre de la résistance du gravillon ou de la pierraille. Elle dépend aussi d'autres

facteurs tels que la proportion du gravillon au mortier, la quantité d'eau de gâchage, l'intensité du pilonnage, l'âge du béton, les conditions dans lesquelles s'est durcie la pièce, la façon dont est appliquée la charge d'essai.

D'après la Commission du Béton armé, la résistance varie avec l'âge proportionnellement aux nombres suivants :

Age . . . . .	7 jours.	28 jours.	90 jours.	1 an.
Résistance . . . . .	0,33	0,66	1,00	1,50

Des essais faits en Allemagne ont donné les rapports suivants :

Age . . . . .	7 jours.	28 jours.	3 mois.	5 mois.	2 ans 1/2.	9 ans.
Résistance . . . . .	0,66	0,82	1,00	1,08	1,65	1,85

Les différences sont évidemment dues à la nature du ciment et à la teneur en eau.

La résistance du béton à l'écrasement doit être mesurée sur des cubes ou des pièces prismatiques dont la hauteur est faible par rapport à la dimension transversale, car sur des pièces de faible section par rapport à la hauteur la rupture se fait par glissement du béton sur lui-même, suivant un plan oblique, et non par écrasement.

La Commission du Béton armé admet les valeurs suivantes pour du béton de bon ciment Portland, de sable et de gravillon de rivière :

TABLEAU N° 31

DOSAGE EN CIMENT	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT en kilogrammes par centimètre carré.	
	A 28 jours.	A 90 jours.
300 kilogrammes au mètre cube de béton .	107	160
350 — — — .	120	180
400 — — — .	133	200

Il est cependant difficile de donner des moyennes pour la résistance des bétons de diverses natures et compositions. Cette résistance est trop variable et dépend de trop d'éléments. Parmi les nombreux essais faits sur les mortiers et bétons on peut consulter ceux publiés par M. Candlot dans son ouvrage *Ciments et chaux hydrauliques*.



TABLEAU N° 32  
Expériences faites sur des bétons à divers dosages.

COMPOSITION DU MORTIER Quantité de ciment mélangé avec 1 m <sup>3</sup> de sable (1 300 kg.).	DOSAGE du béton.	QUANTITÉ de ciment, de sable et de cailloux employés dans l'expérience.	PREMIÈRE SÉRIE : Bétons confectionnés avec des cailloux roulés								DEUXIÈME SÉRIE : Bétons confectionnés avec des pierres cassées.								OBSERVATIONS																							
			Quantité d'eau de gâchage.	Volume de béton obtenu.	Quantité de ciment existant dans 1 m <sup>3</sup> de béton.	Densité du béton après la prise.	Résistance par centimètre cube à la compression.				Quantité d'eau de gâchage.	Volume de béton obtenu.	Quantité de ciment existant dans 1 m <sup>3</sup> de béton.	Densité du béton après la prise.	Résistance par centimètre cube à la compression.																											
							7 jours.	28 jours.	6 mois.	1 an.					7 jours.	28 jours.	6 mois.	1 an.																								
250 450 650 1 000  250 450 650 1 000  250 450 650 1 000	1 volume de mortier pour 1,5 volume de cailloux.	Ciment. 250 kg. } 0,850	1.	m <sup>3</sup>	kg.	2,32	kg.	kg.	kg.	kg.	180	1,650	151,5	2,32	72,5	97,5	90,0	90,8	180	1,550	161	2,28	kg.	kg.	kg.	kg.																
		Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,275																									210	1,730	260	2,36	102,5	172,5	181,6	226,7	210	1,610	279	2,37	157,5	200,0	233,0	246,6
		Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,880																																								
		Ciment. 450 kg. } 0,880																									242	1,840	353	2,41	162,5	217,5	245,0	308,3	242	1,730	375	2,40	200,0	245,0	343,3	353,3
	Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,960																																									
	Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,440																																									
	Ciment. 1 000 kg. } 1,470																																									
	Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,470	305	2,210	448	2,40	185,0	240,0	251,6	386,6	305	2,040	490	2,43	280,0	302,5	325,0	420,0																									
	Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,755																																									
	Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,850																																									
	Ciment. 250 kg. } 0,850																																									
	Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,700	210	2,000	225	2,33	122,5	140,0	178,3	208,3	210	1,900	236	2,35	147,5	157,5	200,0	225,0																									
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,880																																										
Ciment. 450 kg. } 1,760																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,960																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,920	254	2,090	341	2,39	152,5	215,0	248,3	316,7	242	2,000	325	2,38	160,0	240,0	255,0	370,0																										
Ciment. 650 kg. } 0,960																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,470																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,470																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,340	305	2,580	388	2,41	207,5	252,5	285,0	355,0	305	2,440	409	2,42	250,0	280,0	305,0	391,7																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,850																																										
Ciment. 250 kg. } 0,850																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,125																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,880	210	2,400	187,5	2,28	72,5	105,0	106,7	183,5	210	2,230	202	2,28	105,0	125,0	165,0	198,3																										
Ciment. 450 kg. } 0,880																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,200																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 0,960																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,400	254	2,560	254	2,33	87,5	140,0	186,6	228,3	254	2,420	268	2,34	155,0	177,5	208,3	225,0																										
Ciment. 650 kg. } 0,960																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,400																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 1,470																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,925	320	3,020	331	2,39	172,5	180,0	233,3	316,6	305	2,900	344	2,35	180,0	225,0	248,3	276,7																										
Ciment. 1 000 kg. } 1,470																																										
Sable. . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,925																																										
Cailloux . . . . . 1 m <sup>3</sup> } 2,925																																										

Les cailloux roulés pesaient au mètre cube 1 550 kilogrammes et le volume du vide s'élevait à 0,400 m<sup>3</sup>.

Les pierres cassées pesaient au mètre cube 1 370 kilogrammes et le volume du vide s'élevait à 0,474 m<sup>3</sup>.

Pour tous les essais on a employé le même sable ; ce sable avait été passé au tamis n° 12, il pesait au mètre cube 1 300 kilogrammes.

Le tableau ci-dessus n° 32 est extrait de cet ouvrage et donne la résistance des bétons à différents dosages. Essais faits sur des cubes de 10 centimètres de côté.

Pour l'influence de la quantité d'eau de gâchage, voir le paragraphe spécial page 107 et le tableau n° 27.

**RÉSISTANCE A LA TRACTION.** — La forme de l'éprouvette et la façon dont la charge est appliquée ont encore plus d'influence dans les essais à l'arrachement que dans ceux à l'écrasement, car le moindre phénomène de flexion fausse les résultats. D'une façon générale la résistance à l'extension semble être  $\frac{1}{20}$  environ de la résistance à l'écrasement. Elle est d'ailleurs très variable avec la nature et la composition du béton et très influencée par la résistance propre des armatures et l'adhérence du béton au métal.

**ÉLASTICITÉ DU BÉTON NON ARMÉ ET DU BÉTON ARMÉ.** — Les lois de déformation du béton, armé ou non, sont très difficiles à établir parce qu'elles dépendent de trop de facteurs. Elles sont encore aujourd'hui imprécises et très discutées.

Les expériences faites par M. Durand-Claye pour déterminer le coefficient d'élasticité du béton non armé à la compression l'ont conduit à donner (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1888) pour ce coefficient les valeurs suivantes en kilogrammes par centimètre carré :

Mortier dosé à 375 kg. de ciment. . . . .	E = 97 000
— — à 750 — — . . . . .	E = 240 000

M. le professeur Bach, en 1895 et 1897, tenant compte des déformations élastiques et permanentes sur des éprouvettes de 1 mètre de hauteur et 0,35 m. de diamètre, prouva que la charge limite d'élasticité est voisine de la charge de rupture. Il arriva à la conclusion que le coefficient d'élasticité n'est pas constant; il diminue à mesure que la pression augmente; il est plus élevé pour les bétons gras que pour les bétons faiblement dosés.

MM. Coignet et de Tédesco (*Bulletin de la Société des Ingénieurs civils*) trouvent que le béton se déforme d'abord très lentement tant que la pression n'atteint pas environ 30 kilogrammes par centimètre carré. Pour des fatigues à la compression de plus en plus élevées, le coefficient d'élasticité diminue d'abord brusquement, puis plus len-

tement, mais progressivement. Ils donnent comme valeurs pratiques du coefficient d'élasticité des valeurs sensiblement égales à celles de Durand-Claye.

TABLEAU N° 33

FATIGUE du béton en kg.-cm <sup>2</sup> .	PROPORTION D'EAU 8 p. 100.		PROPORTION D'EAU 14 p. 100.			
	Age : 3 mois.		Age : 3 mois.		Age : 2 ans.	
	Déformations.	E	Déformations.	E	Déformations.	E
Compression.						
86,0	»	»	»	»	334	257 000
73,7	»	»	»	»	280	263 000
61,3	255	240 000	293	209 000	229	268 000
49,0	198	247 000	227	216 000	180	272 000
36,8	143	257 000	165	222 000	132	278 000
30,6	117	261 000	135	227 000	109	280 000
24,5	92	266 000	104	235 000	87	283 000
18,3	67	273 000	76	241 000	64	286 000
15,3	55	278 000	62	246 000	»	»
12,2	43	284 000	48	254 000	42	290 000
9,2	32	287 000	36	260 000	»	»
6,4	21	290 000	23	265 000	20	305 000
3,0	10	300 000	11	272 000	»	»
0	»	»	»	»	»	»
Tension.						
1,6	6	267 000	7	230 000	4,7	340 000
3,1	13	238 000	15	207 000	9,8	316 000
4,5	20	230 000	23	200 000	14,8	311 000
6,2	28	221 000	32	194 000	20,0	310 000
7,7	38	203 000	44	175 000	25,0	308 000
9,2	47	196 000	»	»	30,3	303 000
10,8	»	»	»	»	35,3	303 000
12,3		Résistance à l'extension		Résistance à l'extension	40,8	301 000
13,8		12,6 kg/cm <sup>2</sup> .		10,5 kg/cm <sup>2</sup> .	46,2	298 000
						Résistance à l'extension 15,8 kg/cm <sup>2</sup> .

Les essais de l'École supérieure technique de Stuttgart, décrits par M. Mörsch (*Eisenbetonbau*, 1906, traduit par M. M. Dubois, *Le béton armé, étude théorique et pratique*), furent faits sur des bétons aux proportions 1 : 3, 1 : 4 et 1 : 7. Le ciment était du Portland de Mannheim; le sable et le gravillon du Rhin, dans la proportion de 3 de sable de 0 à 5 millimètres de grosseur, pour 2 de gravillon de 5 à 20 millimètres. Le béton, gâché avec 8 et 14 p. 100 d'eau, était

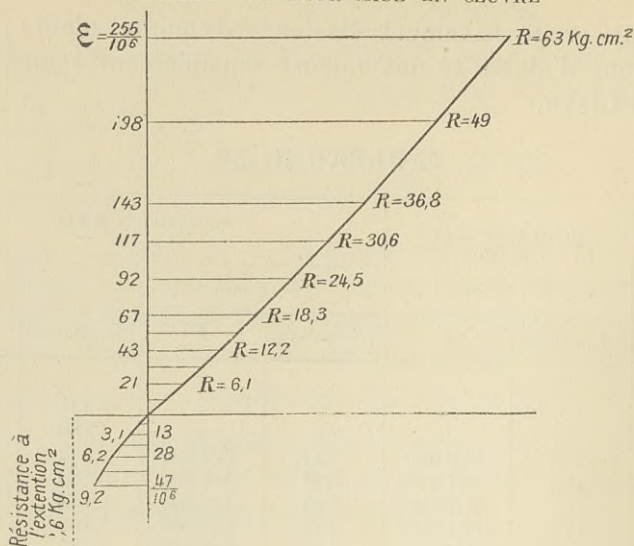


Fig. 71. — Courbe des déformations d'éprouvettes en béton 1 : 3 à 8 p. 100 d'eau.

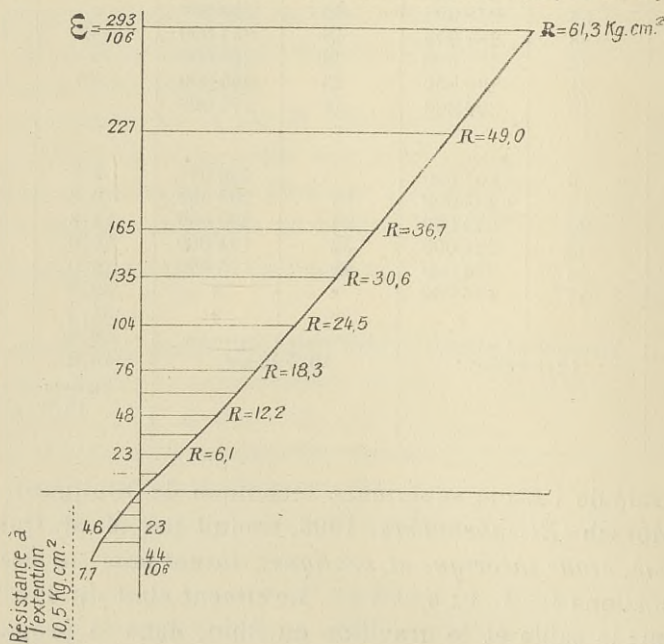


Fig. 72. — Courbe des déformations d'éprouvettes en béton 1 : 3 avec 14 p. 100 d'eau. coulé dans des moules en fonte. Nous reproduisons ci-dessus le

tableau et les deux diagrammes (fig. 71 et 72) se rapportant au béton 1 : 3. Les courbes de déformation sont établies en portant en ordonnées les déformations spécifiques et en abscissés les fatigues correspondantes. Elles n'ont pas été poussées jusqu'aux limites de rupture par crainte de détériorer les appareils de mesure. Dans le tableau, les déformations sont en millièmes de la longueur et les coefficients d'élasticité en kilogrammes par centimètre carré.

M. le professeur Talbot arrive à peu près aux mêmes résultats; il donne une parabole comme la courbe de déformation complète du béton non armé comprimé (fig. 73).

D'après les essais de la Commission du Béton armé, le coefficient d'élasticité à la compression du béton à 300 kilogrammes varie de 460.000 à 400.000, suivant la proportion d'eau et le pilonnage. Le coefficient d'élasticité d'un

béton est à peu près constant jusqu'à une charge de 80 à 90 kilogrammes par centimètre carré; il diminue ensuite lorsque la pression augmente, surtout dès qu'on a dépassé la moitié ou les deux tiers de la charge de rupture. La Commission recommande de faire varier le coefficient du béton armé en compression avec différentes conditions, notamment le rapport de la section des armatures à la section de béton. Voir l'article 10 des Instructions ministérielles.

Après des expériences méticuleuses, la Commission s'est rangée à l'avis de MM. Considère et Harel de la Noë en ce qui touche la résistance et le coefficient d'élasticité du béton armé à la traction. Elle a établi comme suit la loi du béton armé et non armé soumis à l'extension :

« Le béton non armé qu'on soumet à la traction simple se comporte comme un corps fragile; sa tension augmente en proportion de l'allongement jusqu'à ce que la rupture se produise par une déformation de moins de 0,10 millimètre par mètre, en moyenne.

« Lorsque le béton non armé est soumis à la flexion, ses fibres

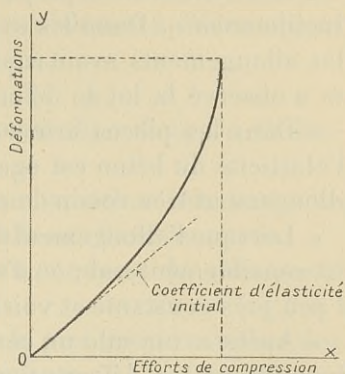


Fig. 73. — Courbe des déformations du béton comprimé jusqu'à l'écrasement.

tendues ont une certaine ductilité. A partir d'une limite, qui paraît très voisine de l'allongement maximum que supporte le béton soumis à la traction simple, le module d'élasticité des fibres allongées diminue notablement et la rupture se produit pour un allongement maximum qui est généralement compris entre 0,10 et 0,20 mm. par mètre.

« Le béton armé et préparé convenablement devient beaucoup plus ductile encore. Dans les expériences de la Commission on a constaté des allongements avant rupture allant jusqu'à 1,35 mm. par mètre, et on a observé la loi de déformation suivante :

« Dans les pièces armées qui travaillent par tension, le module d'élasticité du béton est égal à celui du béton non armé jusqu'à un allongement très voisin de celui que supporte celui-ci.

« Lorsque l'allongement dépasse cette limite, le module d'élasticité est sensiblement nul ; en d'autres termes, la tension du béton reste à peu près constante et voisine de la résistance du béton non armé.

« Après avoir subi un certain allongement, le béton se comporte, dans toutes les déformations ultérieures d'amplitude au plus égale, comme un corps qui aurait un module d'élasticité constant, mais d'autant plus faible que l'allongement subi aurait été plus grand. »

Cette loi a été très discutée et mise en doute par les professeurs Talbot en Amérique et Mörsch en Allemagne. Ceux-ci ont répété les essais sur des poutres fléchies et trouvé que des fissures se développent dans le béton tendu dès que l'allongement atteint 0,20 mm. par mètre.

Dans les poutres conservées dans le sable humide, l'allongement ne dépassait guère 0,30 mm. par mètre, il est très éloigné du chiffre 1,35 mm. donné par la Commission du Béton armé. Ces deux auteurs admettent cependant que le coefficient d'élasticité du béton armé est le même que celui du béton non armé tant qu'on n'a pas dépassé la charge limite d'élasticité de ce dernier ; que, passé cette charge, le coefficient devient nul ; cependant la résistance du béton, dans les parties non fissurées, n'est pas nulle, mais sensiblement constante.

#### RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT ET GLISSEMENT DU BÉTON SUR LUI-MÊME. —

Le cisaillement n'existe jamais seul dans les pièces en béton armé ; il est toujours combiné à un effort perpendiculaire de glissement ou

à une extension, ce qui donne lieu à des efforts obliques qui sont beaucoup plus dangereux que le cisaillement, car ce sont en général des efforts d'extension directe du béton. M. Talbot a trouvé dans ses essais faits à l'*Université d'Illinois* (Urbana, États-Unis) que les bétons pouvaient supporter des efforts de cisaillement allant jusqu'à 50 et 75 p. 100 de la charge de rupture à l'écrasement. D'autres auteurs donnent seulement 20 à 30 p. 100 de la résistance à l'écrasement comme fatigue limite du cisaillement.

**ADHÉRENCE A L'ACIER.** — On peut déterminer la valeur de l'adhérence des deux façons suivantes :

1° En mesurant l'effort nécessaire pour arracher une barre de métal d'un prisme de béton dans lequel elle est fixée ou noyée ;

2° En calculant les efforts développés au moment du glissement des armatures dans une pièce fléchie.

La première méthode a été suivie dans le plus grand nombre des essais effectués et a donné les résultats suivants :

40 à 47 kilogrammes par centimètre carré, d'après M. Baushinger ;

40 à 50 kilogrammes par centimètre carré, d'après M. de Jolly, sur du béton âgé d'un mois ;

20 à 48 kilogrammes par centimètre carré, d'après le *Service français des phares et balises*.

Dans ces derniers essais, l'adhérence cessait au moment où l'effort de traction sur le fer atteignait la limite d'élasticité et, partant, au moment où le fer commençait à diminuer de diamètre. La résistance d'adhérence est donc fonction de la grosseur de la barre et de sa résistance à la traction : elle est d'autant plus grande que le diamètre de la barre est plus grand et la limite d'élasticité du métal plus élevée.

Des essais faits en Amérique conduisent à la même conclusion. La plus faible valeur de l'adhérence, 20 kilogrammes par centimètre carré, est donnée par des échantillons de fer plat ou de petits fers carrés ; les plus fortes valeurs, 35 et 41 kilogrammes par centimètre carré, sont données par des ronds de 12,5 mm. de diamètre et des carrés de 25 millimètres de côté.

On obtient des valeurs moins élevées par la deuxième méthode de détermination de l'adhérence, à savoir par le calcul des efforts

de glissement des armatures de pièces fléchies. Il est vrai que les résultats sont moins précis pour plusieurs raisons : la flexion développe en même temps que des efforts d'adhérence, des efforts complexes dans les parties du béton voisines des armatures, tels que les efforts tranchants verticaux, le glissement du béton sur lui-même, les efforts d'extension ; souvent des fissures horizontales se développent au niveau de l'axe des armatures avant que le glissement n'ait commencé à se produire, ce qui diminue et même détruit complètement l'adhérence. On connaît aussi imparfaitement comment se répartissent les efforts de glissement le long des armatures. En supposant qu'ils sont proportionnels aux efforts tranchants, la Commission du Béton armé a trouvé les résultats suivants pour la résistance lors de la rupture de l'adhérence : valeurs extrêmes, 7 et 31 kilogrammes par centimètre carré ; valeurs moyennes dans des poutres armées d'étriers verticaux en fer plat ou rond, de 16 à 25 kilogrammes par centimètre carré.

Il est à remarquer que la résistance au glissement de l'armature dans sa gaine de béton est encore très élevée après que l'adhérence est rompue. Dans les expériences de la Commission elle est en général les  $\frac{4}{5}$  environ de l'adhérence. On peut l'augmenter de façon considérable en terminant la barre par une queue de carpe ou mieux par un crochet.

De tous les essais il résulte, de façon certaine, que l'adhérence dépend de la qualité du ciment, du dosage et des proportions des matériaux inertes et surtout de la quantité d'eau de gâchage. Les bétons plastiques donnent une adhérence beaucoup plus élevée que les bétons secs, à moins que pour ceux-ci le pilonnage ait été très soigné et ait amené le mortier de ciment à bien enrober le métal.

---



## CHAPITRE III

# COFFRAGES ET ÉCHAFAUDAGES

---

### COFFRAGES

**Choix du bois.** — Dans la construction en ciment armé le prix des coffrages représente une partie très importante du prix de revient total : dans un plancher ordinaire il atteint 12 à 20 p. 100 du prix de revient ; pour les poutres isolées où un échafaudage spécial est généralement nécessaire le prix du coffrage peut s'élever jusqu'à 50 p. 100 du prix total. L'entrepreneur a tout avantage à faire étudier très sérieusement les coffrages et les échafaudages, au bureau, par un charpentier compétent, car souvent, dans un travail construit suivant un cahier des charges bien défini, le seul avantage qu'il puisse avoir sur ses concurrents réside dans l'économie qu'il peut faire sur les coffrages.

L'ensemble de l'ouvrage et les prix courants des bois de charpente peuvent guider sur le choix de l'espèce de bois à employer. De façon courante on trouve sur les chantiers le sapin du Nord ou d'Amérique, blanc ou rouge, sec et de bonne qualité. Le bois qui n'est pas trop sec est préférable, mais le bois tout à fait vert est à rejeter. Les sections les plus employées sont les madriers, les bastings et les planches ; on n'a recours à la volige que pour des travaux spéciaux, poutres circulaires, dômes, petites pièces.

Le prix des coffrages dépendant surtout du prix de la main-d'œuvre, il peut y avoir avantage à sacrifier un peu de bois pour éviter les recherches de longueurs convenables disponibles et accélérer le travail, mais il faut se garder d'exagérer dans ce sens. Les ouvriers

y sont d'ailleurs portés trop aisément et la règle générale doit être de faire le moins de coupes possibles. Les rognures ne sont utilisables que pour faire des coins, tasseaux, callages et le bois de 120 francs le mètre cube perd presque toute sa valeur.

Lorsque le travail n'a pas assez d'importance pour qu'on ait sur le chantier une installation complète de scies mécaniques, établis, etc. certains entrepreneurs font préparer à l'atelier les bois de longueur et de largeur nécessaires et quelquefois les moules complets des poteaux, poutres et autres éléments. D'autres entrepreneurs font, dans tous les cas, faire tout le travail de coffrage sur le chantier. Ils estiment que la préparation à l'atelier grève de façon sérieuse le prix de revient à cause de la difficulté du transport et la détérioration des moules et à cause du prix de la main-d'œuvre pour ajuster sur place les coffrages faits à l'avance.

**Rigidité, assemblage et fini.** — L'emploi de bois de bonne qualité et un bon assemblage, avec des étais en nombre suffisant et des jambes de force, sont nécessaires pour obtenir un coffrage rigide. Le poids du béton armé est de 2 500 kilogrammes au mètre cube et la surcharge imposée par la mise en œuvre, les brouettes et divers matériaux ne dépasse pas 300 kilogrammes par mètre carré; mais le pilonnage à coups répétés apporte des efforts dynamiques très élevés. La pression apportée par du béton très humide sur les parois du moule n'est guère que celle d'un liquide de densité 1,0 à 1,2 mais le damage continu d'un béton sec peut faire bomber les coffrages les plus soignés. Un excès de résistance et de rigidité des coffrages est tout à fait nécessaire.

On trouvera dans le tableau n° 34 les dimensions courantes des bois du commerce.

TABLEAU N° 34

Dimensions usuelles des bois du commerce, à l'état de bois brut, avant corroyage, en centimètres.

<i>Chêne</i> (jusqu'à 4,00 m. de longueur).			
Feuillet . . . . .	1,3 × 20 à 24	Doublette . . . . .	5,4 × 20 à 23
— . . . . .	1,8 × 20 à 24	Petit battant . . . . .	8,0 × 20 à 23
Entrevous . . . . .	2,7 × 20 à 24	Membrure . . . . .	8,0 × 16
Echantillon . . . . .	3,4 × 20 à 24	Gros battant . . . . .	11 × 20 à 32
— . . . . .	4,1 × 20 à 24	Chevron . . . . .	8 × 8

*Sapin de Lorraine* (jusqu'à 4 m. de longueur).

Planche . . . . .	2,7 × 32 et 3,4 × 32
Madrier . . . . .	5,4 × 32 et 7,5 × 32

*Sapin du Nord* (de toutes longueurs variant de 0,33 m. en 0,33 m. à partir de 2 mètres).

Feuillet (dit 5 traits) . . . . .	4,0 × 23	Basting . . . . .	6,5 × 17
— (— 4 —) . . . . .	1,3 × 23	Madrier . . . . .	8 × 23
— (— 3 —) . . . . .	1,8 × 23	— . . . . .	11 × 23
Planche (— 2 —) . . . . .	2,7 × 23	— (pour gitages)	7 × 17, 18, 20 ou 23
— (— 1 —) . . . . .	3,4 × 23	Poutrelles ou solives . . . . .	14 × 20
— (— 1 —) . . . . .	4,1 × 23	Poutres . . . . .	24 × 30
— (— 1 —) . . . . .	5,4 × 23	— . . . . .	30 × 40
Chevron . . . . .	8,0 × 8,0		

*Peuplier.*

Feuillet Champagne . . . . .	1,3 × 22 à 25	Planche . . . . .	3 × 22 à 25
— Bourgogne . . . . .	1,8 × 22 à 25	Quartelet . . . . .	5,5 × 22 à 25

Si l'on veut avoir sur le chantier une seule épaisseur de bois, l'épaisseur de 3,5 cm. est la plus avantageuse : elle est moins difficile à entretoiser que la planche de 2,5 cm. et casse beaucoup moins au décoffrage ; elle est, d'autre part, plus maniable que le 5 centimètres et moins coûteuse à employer. On peut recommander l'emploi de deux sections qui se prêtent à tous les coffrages : le madrier de 7 centimètres d'épaisseur et de largeurs appropriées aux besoins, et ce même madrier refendu sur champ.

Pour les coffrages de poteaux, on emploie de préférence le bois de 3,5 cm. d'épaisseur avec des traverses espacées de 1,00 à 1,20 m. Pour les fonds de poutre on emploie presque exclusivement le madrier de 7 centimètres supporté aussi par des madriers de 7 × 20 centimètres écartés de 2 à 3 mètres au maximum, suivant la hauteur et l'importance des poutres.

Si la poutre à supporter est très lourde il est préférable de superposer deux madriers pour en former le fond plutôt que de multiplier les étais, car ceux-ci placés à faible distance obstruent tout trafic. Quelquefois on emploie aussi pour les fonds de poutre du 5 centimètres d'épaisseur supporté par des étais de 7 × 15 écartés de 1,50 à 2,50 m., mais c'est au détriment de la rigidité du coffrage et de la facilité de circulation en dessous du plancher en construction.

Toutes les jouées de poutres sont en 3,5 cm. d'épaisseur, avec des traverses de même épaisseur à écartement variant de 1,50 à 1,00 m. suivant la hauteur. Pour les hourdis on emploie encore

avantageusement le bois de 3,5 cm. reposant sur des traverses espacées de 1,50 m. environ. (Quelques entrepreneurs limitent cet écartement à 1,30 m. quel que soit le hourdis à porter). Les traverses supports reposent par leurs extrémités sur des tasseaux cloués sur les jouées des poutres et elles sont disposées de façon à ce que les planches pour le coffrage du hourdis soient utilisées en aussi grandes longueurs que possible.

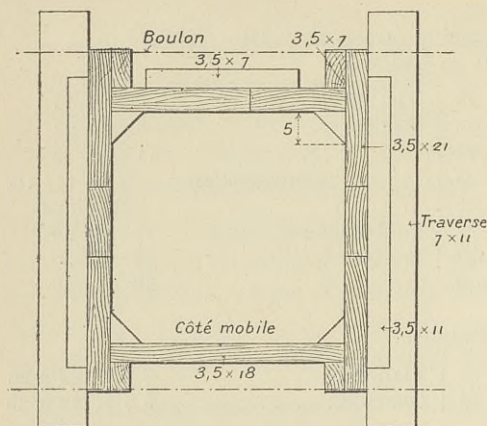


Fig. 74. — Coupe d'un coffrage de poteau de section carrée.

Les autres éléments des constructions peuvent aussi être construits dans des coffrages de 2,5 cm. d'épaisseur sauf les voûtes, dômes et autres éléments similaires où la volige est beaucoup plus avantageuse pour former le parement en contact avec le béton (voir construction des ponts en arc).

Tous les étais et supports doivent reposer par l'intermédiaire d'une couple de coins, bien aigus et très allongés, sur des filières bien assujetties. Ces filières ont à répartir la charge sur le plancher ou sur le sol, pour qu'il n'y ait aucune crainte d'affaissement, si léger soit-il, et servent en outre à l'entretoisement des pieds des étais. Lorsque ceux-ci sont de hauteur supérieure à 4 mètres, ils sont aussi entretoisés dans deux directions et à demi-hauteur par des

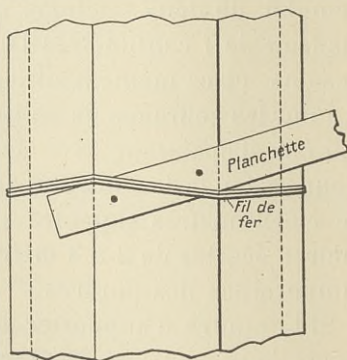


Fig. 75. — Élévation du coffrage d'un poteau de section octogonale.

aussi entretoisés dans deux directions et à demi-hauteur par des

pièces de  $3,5 \times 20$  ou même  $3,5 \times 9$  centimètres si le travail est protégé des vent violents.

L'assemblage des coffrages doit être fait en vue du décoffrage et du réemploi des moules ; aussi l'emploi des pointes, broches et autres attaches fixes doit être aussi restreint que possible.

Pour maintenir en position les côtés du moule d'un poteau carré on se sert de boulons (fig. 74) ou d'entretoises en bois avec mortaises et coins ; les têtes de boulons et les écrous doivent être munis de larges rondelles. Cependant dans les travaux où il y a peu de poteaux de la

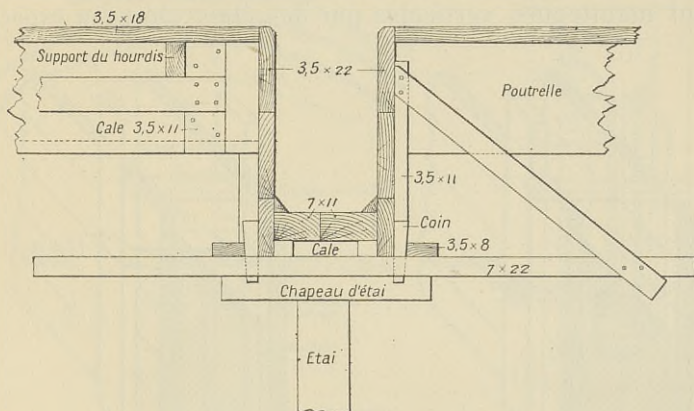


Fig. 76. — Coupe du coffrage d'une poutre principale.

même section les boulons et les entretoises à mortaises sont coûteux et demandent beaucoup d'entretien, on se contente souvent de clouer les coffrages ou de les visser. Pour les colonnes octogonales ou cylindriques on peut employer un simple fil de fer de 2 millimètres enroulé 3 ou 4 fois autour du moule ; on insère sous le fil une planchette que l'on incline de façon à le tendre et à le serrer autour du coffrage et on fixe la planchette par deux pointes (fig. 75).

Les côtés des poutres sont maintenus serrés contre les fonds de moule à l'aide de serres-joints, d'entretoises transversales clouées ou de coins prenant appuis sur des pièces longitudinales elles-mêmes fixées sur les chapeaux des étais (fig. 76). Le serre-joint semble à première vue donner de grands avantages mais en pratique il n'est pas à recommander pour le béton armé ; le moindre choc peut le desserrer à l'insu des ouvriers et du chef de chantier ; il détruit en

partie le bois sur sa surface de serrage et après trois ou quatre serrages, le bois devient dangereux à employer. A la partie supérieure des jouées, l'écartement est maintenu par des jambes de force et par de petites entretoises clouées provisoirement jusqu'à ce que le solivage portant le hourdis soit terminé; lorsque ce solivage est bien établi, il maintient les jouées en position invariable; le bétonnage peut être commencé sans crainte de déformation.

Les faces des moules de murs verticaux sont fixées à leur base, sur le plancher qui les supporte, par du plâtre ou des cales en bois; elles sont maintenues verticales par des étais obliques espacés de

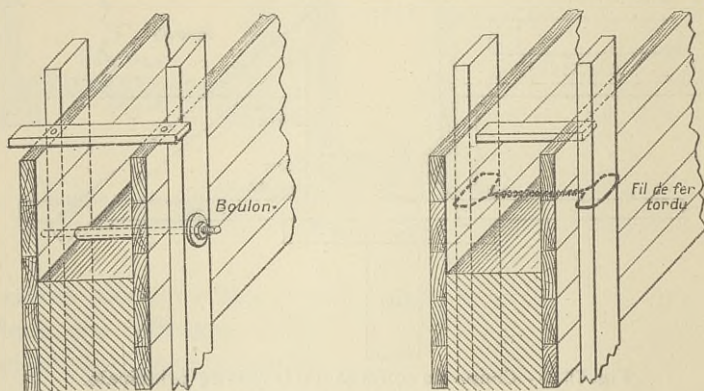


Fig. 77. — Coffrage pour mur avec boulon. Fig. 78. — Coffrage pour mur avec fil de fer.

2 mètres environ longitudinalement et 4 mètre environ verticale-ment. L'écartement des deux faces est obtenu :

1° Par des entretoises intérieures en bois que l'on enlève au moment de la coulée du béton;

2° Lorsque les murs ont une épaisseur assez forte (supérieure à 15 centimètres), par des boulons qui passent à travers des tubes à gaz ou même des tubes en carton (fig. 77); lorsque les murs sont de faible épaisseur, plus simplement par des fils de fer de 2 ou 3 millimètres tordus (fig. 78). Au déboisage on laisse dans le béton les tubes à gaz ou en carton ou les fils de fer; on en recouvre les extrémités d'une légère couche de mortier. Au lieu de placer le boulon dans un tube pour qu'il n'adhère pas au béton, on se contente aussi

de l'enduire d'une matière grasse ou de le faire tourner deux ou trois fois sur lui-même pendant la prise du béton.

La figure 79 représente une partie de plan et la coupe verticale d'un coffrage pour silo circulaire. Les planches verticales A formant le banchage de la paroi sont clouées sur quatre vaux B. Ces vaux, deux intérieurs, deux extérieurs, forment des couronnes complètes et sont constitués de trois épaisseurs de bastings. Ils sont eux-mêmes fixés à l'aide d'équerres sur deux séries de cornières verticales

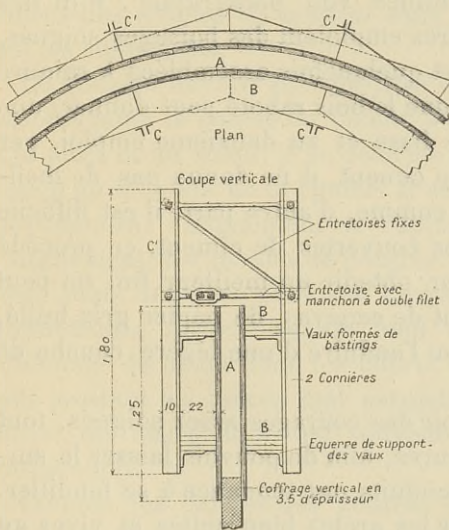


Fig. 79. — Coffrage pour paroi de silo ou réservoir circulaire.

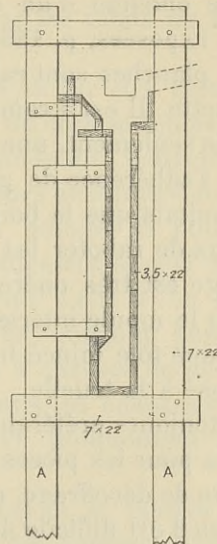


Fig. 80. — Coffrage pour mur. Coupe dans une fenêtre.

C et C'. Celles-ci, distantes d'environ 2 mètres, sont maintenues à l'écartement radial voulu à l'aide de trois entretoises, disposées comme montré sur la coupe verticale. On comprend qu'à l'aide de l'entretoise du bas qui porte un manchon fileté à droite et fileté à gauche, on règle l'écartement de façon précise. Dès que le béton a fait prise, on desserre le manchon fileté et on peut facilement soulever l'ensemble du coffrage et le caler en position pour recevoir une nouvelle coulée.

La figure 80 est la coupe d'un coffrage pour partie haute d'un mur de façade, porté par deux étais A; ceux-ci sont faits de bastings jumelés.

Les joints des moules n'ont pas grande importance lorsque le béton est employé sec ; mais s'il est employé humide ils laissent échapper le lait du ciment, ce qui cause des défauts d'homogénéité dans la masse, y laisse des vides intérieurs et de plus laisse des bavures aux joints. De toute façon la surface après déboisage est rugueuse.

Quand une surface lisse est requise, certains entrepreneurs préfèrent s'en tenir à des coffrages grossiers et recouvrent la surface rugueuse obtenue d'un enduit mince (voir paragraphe : Fini des surfaces exposées, p. 155) ; d'autres emploient des boisages soignés, dont les planches sont rabotées et quelquefois assemblées à rainure et languette. Il est à remarquer que le bois raboté peut donner, une seule fois seulement, une surface lisse et au deuxième emploi, par suite de l'adhérence de grains de ciment, il ne donne pas de meilleurs résultats que le bois scié ; comme, d'autre part, il est difficile et coûteux de raboter les surfaces couvertes de ciment, ce procédé de boisage est très onéreux. Pour obtenir un meilleur fini on peut recouvrir le moule intérieurement de canevas, de papier gris huilé, même d'une tôle mince huilée, ou l'enduire d'une légère couche de plâtre lissé à la truelle.

Il est toujours préférable d'avoir des coffrages assez soignés, tout au moins pour les pièces extérieures, afin de pouvoir laisser la surface brute de décoffrage, car les enduits ont tendance à se fendiller.

Comme il est difficile de garder les arêtes bien nettes et vives au déboisage, on les supprime à l'aide d'un filet triangulaire disposé dans les angles des moules ; le chanfrein ordinaire a 3 centimètres de côté pour les poutrelles, 4 à 5 centimètres pour les poutres principales et les poteaux.

Dans tous les cas où le béton est en contact avec le bois, il faut éviter l'adhérence entre les deux matériaux en badigeonnant soigneusement le bois d'une couche d'huile minérale, de savon noir, de chaux ou d'argile à poterie très fine délayée dans l'eau, mais ces procédés ont le grand inconvénient de laisser sur la surface du béton une couche de matière qui empêche l'adhérence des enduits ; en général il suffit de bien arroser le moule avant la coulée du béton, le bois se détache avec facilité lorsque le béton est complètement sec. L'adhérence est beaucoup moindre avec les bois ayant



servi plusieurs fois qu'avec les bois neufs, les applications successives d'huile et les fines particules du ciment ferment les pores.

**Mise en position.** — Les moules préparés à l'avance doivent être vérifiés et réajustés, s'il y a lieu, avant leur mise en place. Les moules des poteaux sont fixés d'aplomb et en ligne droite; leur construction doit permettre d'enlever un des côtés pour procéder à la coulée et de les décoffrer complètement sans toucher aux boisages des poutres et poutrelles. De même on doit pouvoir enlever les jouées des moules de poutres sans déranger les fonds ou les étais qui les supportent.

Le boilage devrait être préparé et monté au fur et à mesure des besoins pour la coulée du béton; s'il reste un certain temps exposé à la pluie et au soleil, il se déforme et demande une nouvelle vérification au moment de la coulée. Il est d'ailleurs nécessaire de *vérifier constamment* l'alignement et l'aplomb des moules de poteaux et l'alignement des moules de poutres. Non seulement le chef du chantier, mais tous les ouvriers devraient avoir l'œil à ce que les alignements soient toujours bien conservés, surtout pendant le pilonnage du béton dont les efforts tendent à chasser en dehors de leur position les pièces mal assujetties. Dans les chantiers importants, un charpentier est souvent employé uniquement à cette vérification.

Comme les moules des poutres fléchissent et se tassent malgré les précautions que l'on peut prendre, que les poutres elles-mêmes prennent une certaine déformation permanente sous les surcharges et qu'une poutre dont le soffite est absolument rectiligne paraît à l'œil être légèrement fléchie, il faut donner au fond des moules une légère cambrure, environ  $\frac{1}{300}$  de la portée; les coins sous les étais sont indispensables pour ce réglage, ils doivent évidemment être assez allongés pour ne pas glisser en arrière sous la charge imposée. On ne doit pas non plus manquer de mettre un support juste au milieu de la portée; il est absolument nécessaire pour éviter toute déformation asymétrique.

Dans les coffrages des dalles, des murs et en général les moules de surface assez grande, il faut laisser un certain jeu pour permettre au bois de gonfler quand il absorbe l'eau du béton; il est bon de

laisser ce jeu vers le milieu et de le fermer pendant la coulée par une baguette que l'on enlève après quelques heures. On emploie aussi avantageusement du bois qui n'est pas complètement sec.

**Décoffrage et réemploi des moules.** — Il est très important, pour l'économie de main-d'œuvre et la réutilisation des bois, que le décoffrage se fasse très facilement. C'est un point si important qu'un entrepreneur écrivit un jour à l'inspecteur de ses chantiers : « S'il est nécessaire, pour enlever le boisage, que trois ouvriers se mettent au bout d'une pince, il faut renvoyer le chef de chantier. » Le déboisage doit se faire sans à-coups et sans faire tomber les bois d'un seul bloc sur le sol ou le plancher du dessous. Il est bon d'avoir une équipe d'ouvriers habitués à déboiser et conscients du soin à y apporter. Ils arrivent à éviter entièrement les fractures des arêtes du béton et la casse de bois.

La plupart des accidents désastreux de la construction en béton armé sont arrivés à la suite d'un déboisage hâtif, effectué avant que le béton n'ait acquis une dureté et une résistance suffisantes. *L'ordre de déboiser doit être donné par le chef de chantier seulement*, après qu'il s'est assuré lui-même que l'on peut y procéder : le béton doit sonner clair sous le marteau, et si le son est douteux, il ne doit pas hésiter à couper quelque partie de béton.

Le temps qui doit s'écouler entre la coulée du béton et le déboisage dépend de la consistance du béton lors de sa mise en place, du volume du béton dans l'élément à déboiser, de la température, de l'humidité de l'air et des conditions dans lesquelles s'est fait le durcissement. Le béton exposé à l'air quelques jours après sa prise durcit beaucoup plus vite que si le boisage reste en position. Un plancher recouvert d'une couche d'asphalte ou d'un parquet posé au bitume quelques jours après sa prise mettra un très long temps pour acquérir la résistance nécessaire pour porter son poids propre ; il sera des mois pour acquérir la résistance qu'autrement il serait quatre semaines à atteindre. Un béton arrosé fréquemment ou maintenu humide durcit plus régulièrement et plus vite que s'il est exposé au soleil.

D'une façon générale, les pièces travaillant à la flexion doivent être déboisées progressivement. Les coins qui supportent les étais

sont d'abord desserrés et, après vérification de la façon dont se comportent les pièces, le boisage est enlevé. Le coffrage des murs peut être enlevé aussitôt que la prise est faite, si le béton ne porte pas de charges; au bout de trente-six heures et même de vingt-quatre heures si le temps est chaud et le mur mince, deux ou trois jours si le temps est froid. Le coffrage peut être enlevé au bout de quatre à six jours pour les poteaux qui n'ont à porter que leur poids propre, au bout de huit à douze jours pour les dalles de faible portée et les jouées de poutres, vingt à trente jours pour les fonds de poutre, vingt à trente jours pour les arcs de petite épaisseur, trente à soixante jours pour les grands arcs. Quand on enlève les jouées de poutre assez tôt, il faut se garder de desserrer les étais qui supportent le fond, ne fût-ce que pour quelques minutes.

Les chiffres ci-dessus sont des délais minima, mais ils peuvent servir pour donner une idée du laps de temps nécessaire entre la coulée du béton et le décoffrage, partant pour permettre d'évaluer la quantité de bois nécessaire au coffrage d'un travail important où l'on réutilise une partie des moules plusieurs fois. On doit laisser plus longtemps les étais sous les poutres qui ont à porter une certaine surcharge en plus de leur poids propre, par exemple une partie du poids mort des étages supérieurs. Dans un travail où l'avancement est rapide, il faut conserver quelques étais partant du sol et supportant tous les planchers finis, pendant que l'on procède à la coulée des étages supérieurs.

Dans le cas où l'on peut réutiliser les éléments de coffrages — ce qui réduit considérablement le prix total du boisage — il faut donner à ces éléments un surcroît de résistance et de rigidité. Le contremaître décide avant le déboisage quels éléments seront réemployés et dans quel ordre ils seront requis car très souvent les parties déboisées les premières sont replacées les premières et il faut éviter de les placer au fond du magasin d'où on ne pourrait les extraire qu'en enlevant toutes celles démontées ultérieurement.

**Moules en métal et divers.** — Quand il faut mouler nombre de pièces semblables, en emploie avec avantage des moules métalliques, par exemple pour les tuyaux, les cylindres creux pour travaux

hydrauliques, les claveaux pour cheminées d'usines ou pour voûtes, les sections tubulaires pour planchers creux, etc. La forme et la construction des moules varient naturellement dans chacun des

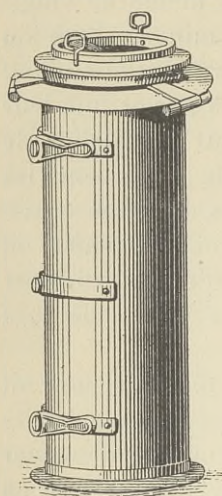


Fig. 81. — Moule en tôle pour tuyaux.

cas, mais en général on utilise la tôle lisse de 2 millimètres d'épaisseur environ, assemblée sur cornières ou petits fers à T, s'ouvrant avec charnières et fermant par verrous. La figure 81 donne un exemple de moule pour tuyaux (V. Zondervan, Paris, constructeur).

On évite l'adhérence en recouvrant le moule d'une couche très légère d'huile lourde ou de savon noir. On prend quelques précautions spéciales dans la fabrication du béton : comme le moule n'absorbe pas l'eau comme un coffrage en bois, il faut gâcher le béton relativement plus sec et mélanger au ciment Portland une petite quantité de ciment à prise rapide. Quelques constructeurs emploient d'ailleurs le ciment prompt exclusivement, car ils peuvent démouler de suite et obtenir de leurs moules le rendement maximum.

On emploie aussi les coffrages en métal dans la construction des planchers creux. Faits de tôle légère, ils se mettent en place et s'enlèvent plus facilement que les coffrages en bois.

Pour éviter les coupes et le travail du bois dans des travaux à forme irrégulière, par exemple pour les moulures, le coffrage des limons d'escalier tournant, des dômes, des pièces circulaires, on fait une fondation grossière en bois et on la finit à l'aide de plâtre dressé à la courbure voulue.

Au lieu de construire des moules pour les colonnes circulaires, on peut couler à l'avance des cylindres creux en béton de gravier ou de mâchefer. Ces enveloppes de 2 à 3 centimètres d'épaisseur, faites avec une légère armature s'il y a lieu, sont empilées les unes sur les autres et forment une colonne creuse à l'intérieur de laquelle on coule le béton à la façon ordinaire. Lorsque le nombre de colonnes est assez élevé, le prix de ces cylindres creux en béton de scories peut être inférieur au prix des coffrages en bois.

Pour couler les tuyaux, certains constructeurs emploient le mou-

lage au sable. Dans une boîte en bois à fond mobile on dispose deux moules en tôle laissant entre eux un vide exactement de la forme et de l'épaisseur du tuyau à mouler et on tasse à l'intérieur et à l'extérieur de ces moules du sable sec. On place alors l'armature en position et on coule le béton entre les deux tôles, puis au bout de quelques minutes on enlève les dernières avec précaution, laissant le tuyau qui reste ainsi enterré dans le sable. Le sable absorbe l'eau du béton qui fait sa prise rapidement. On enlève alors le fond de la boîte et on laisse écouler le sable pour permettre au tuyau de compléter sa prise et finir son durcissement.

### ÉCHAFAUDAGES ET DIVERS

Un bon chef de chantier construit sans échafaudage extérieur ses bâtiments, même ceux dont les murs sont en béton armé. Mais il est quelquefois nécessaire d'ériger à l'intérieur des échafaudages très élevés, destinés à porter les boisages des coupoles, des poutres isolées. Dans leur établissement, il ne faut pas dépasser les charges pratiques suivantes :

Chêne 1 <sup>er</sup> choix travaillant en compression		
directe, parallèle aux fibres . . . . .	120 kg. par cm <sup>2</sup>	
Chêne ordinaire ou sapin 1 <sup>er</sup> choix . . . . .	100 —	—
Sapin 2 <sup>o</sup> choix . . . . .	80 —	—
Peuplier . . . . .	60 —	—

à condition que les étais soient suffisamment entretoisés et que les distances verticales entre les entretoises ne dépassent pas vingt fois la plus petite dimension transversale des étais. Voir aussi les tableaux n<sup>o</sup> 2 et 3 (1<sup>re</sup> partie) pour les charges sur les poutres et les poteaux en bois.

Pour porter les coffrages de travaux au-dessus de l'eau, on emploie des pilots ou des potelets reposant sur le fond même du bassin ou de la rivière. Pour donner de l'embase à ces derniers et éviter leur déplacement on fixe leur pied dans un baril rempli de béton maigre. Il est de bonne pratique dans ces travaux de construire un plancher complet, à quelque distance au-dessus du niveau de l'eau. Il facilite le travail des coffrages et restreint les risques d'accidents et les pertes d'outils.

Pour le moulage des pieux, il y a avantage à construire une plate-forme horizontale et jointive sur laquelle on fixe à même les jouées complétant les moules des pieux. Pour un travail comportant plus de 200 pieux de  $40 \times 40$  centimètres de section et de longueur variant de 15 à 20 mètres, une bonne maison d'entreprise a

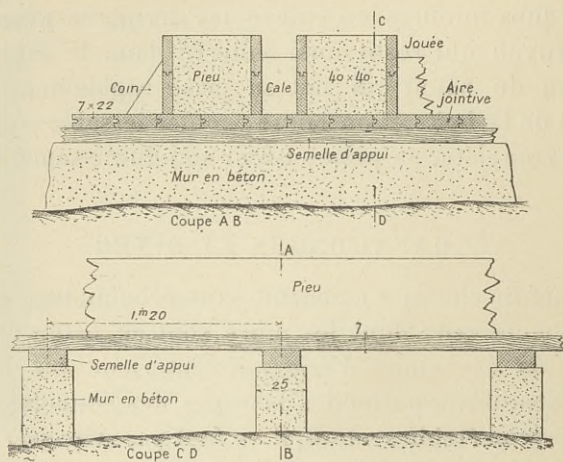


Fig. 82. — Plate-forme pour le moulage des pieux.

établi une plate-forme comme représentée en coupes sur la figure 82. Les muretins étaient faits de béton grossier et l'aire de madriers  $7 \times 22$  assemblés à rainures et languettes. Mais évidemment une telle plate-forme est coûteuse et d'autre part le moulage des pieux est souvent un travail pressé ne permettant pas la construction de la plate-forme. Le meilleur procédé semble être celui qui emploie un fond pour chaque pieu en laissant entre deux fonds voisins l'espace suffisant pour y disposer un autre fond. Lorsque, huit ou dix jours après la coulée, on fait faire quartier au pieu, les premiers fonds sont libres pour recevoir un nouveau pieu. Ces fonds sont faits en madriers de 7 centimètres ; les jouées sont en 3,5 cm.

## CHAPITRE IV

### MISE EN ŒUVRE

---

#### INSTALLATION DES CHANTIERS

L'entrepreneur a de nombreuses considérations à envisager avant de décider d'employer des machines pour la préparation du béton, pour son transport et pour les divers travaux du chantier, malgré que, très souvent, l'emploi de la puissance mécanique semble à première vue réduire considérablement le prix total de la main-d'œuvre. Il doit faire un croquis de l'installation détaillée des machines et des moteurs qui les actionnent, se rendre compte exactement du coût de l'installation et des frais d'amortissement, d'entretien et de fonctionnement. C'est seulement à ces conditions qu'il peut se rendre compte de la supériorité éventuelle de la main-d'œuvre mécanique sur la main-d'œuvre humaine. L'importance de l'installation varie évidemment avec la nature du travail, la façon dont sont délivrés les matériaux sur le chantier, la facilité avec laquelle ils peuvent être amenés à la bétonnière, le prix des matières premières nécessaires. Le délai accordé pour ériger la construction, la valeur totale de l'ouvrage, le taux des salaires et autres conditions afférentes au travail ont aussi leur influence sur la décision à prendre. Les détails d'installation et les résultats à obtenir sont particuliers à chaque chantier : aussi ne peut-on donner de règle générale sinon que l'on doit toujours viser à diminuer l'ensemble des manutentions et de la main-d'œuvre, et chercher tous les moyens propres à augmenter le rendement, soit des ouvriers, soit des machines.

Il est aussi difficile de donner une règle précise sur la rapidité

avec laquelle doit être exécuté un ouvrage. Indépendamment du délai imposé au cahier des charges pour la durée du travail, l'entrepreneur considère avant tout le moyen de réaliser un bénéfice maximum avec un minimum de frais d'installation, deux points de vue dans une certaine mesure incompatibles. Il est cependant certain qu'il ne faut pas lésiner sur le boisage, et qu'il faut avoir sans cesse assez de boisage préparé à l'avance pour que le travail de bétonnage ne s'arrête pas. C'est là tout le secret qui permet au chef d'un chantier important de réaliser de beaux bénéfices et c'est en gardant ce principe présent à l'esprit qu'il doit faire ses provisions de bois pour coffrage et organiser ses équipes d'ouvriers. Il doit aussi veiller à ce que le travail s'exécute de façon régulière, sans à-coups très préjudiciables au rendement et pour cela avoir toujours la marche de son travail bien tracée à l'avance et des approvisionnements suffisants.

Le volume moyen de béton mis en place chaque jour et que l'on appelle de façon commode *vitesse moyenne* du chantier varie grandement pendant toute la durée de l'exécution d'un ouvrage. Nulle au début du travail pendant que l'on procède à l'installation du chantier et la préparation des premiers aciers et qu'on exécute les premiers coffrages, elle n'atteint sa valeur normale qu'au bout d'un certain temps; elle redevient nulle pendant que l'on termine des travaux accessoires tels que lissage, enduits, scellements, etc. Il est évident que l'entrepreneur doit chercher à restreindre ces périodes de production nulle pendant lesquelles les frais généraux sont presque aussi élevés que pendant les périodes de production normale. La vitesse moyenne normale varie beaucoup avec les entrepreneurs pour des travaux de même importance et de mêmes difficultés; elle peut aller du simple au triple. Par exemple dans un bâtiment industriel avec planchers seulement comportant 300 mètres cubes de béton elle peut varier de 3 à 9 mètres cubes; dans un bâtiment avec poteaux et planchers dont le total atteint 10.000 mètres cubes elle peut varier de 15 à 45 mètres cubes. Il semble que, toutes choses égales d'ailleurs, une vitesse normale modérée soit la plus favorable pour la bonne exécution du travail et le meilleur rendement.

C'est seulement dans les travaux très importants qu'il y a lieu



d'installer, sur le chantier même, des machines à concasser et à laver. Les carrières sont mieux à même d'installer ces machines pour fournir du gravillon et du sable propres et tamisés aux dimensions voulues.

Le gâchage mécanique peut être plus économique que le gâchage

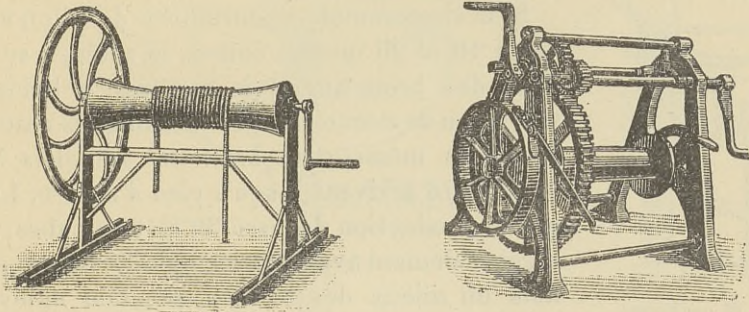


Fig. 83. — Treuil à engrenage et treuil simple galbé.

à la main dans certains travaux où le volume total du béton atteint 300 mètres cubes. Dans d'autres où le béton doit être coulé par

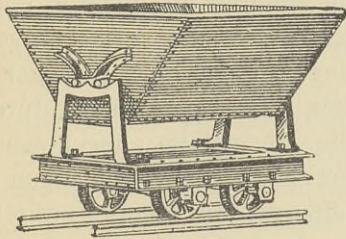


Fig. 84. — Wagonnet à bascule.

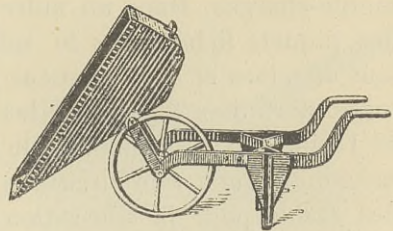


Fig. 85. — Brouette en fer à caisse basculante.

petites quantités sur de larges surfaces, il n'est avantageux que si le volume dépasse 1.000 mètres cubes. Il n'est certainement avantageux que si la consommation journalière dépasse 20 mètres cubes de béton mis en place.

Pour les constructions utilisant moins de 6 mètres cubes de béton par jour, le montage se fait à bras d'homme, à l'aide d'un treuil simple (fig. 83) monté dans une sapine, ou d'un treuil

d'applique fixé à l'une des perches de l'échafaudage; le treuil le plus avantageux est le treuil galbé, dit de briqueteur, de 20 centimètres environ de diamètre au milieu du tambour; le transport du béton se faisant dans des seaux, de préférence des seaux de 8 litres environ, en tôle forte de 3 millimètres et de forme spéciale en verseuse.

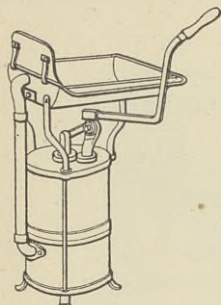


Fig. 86. — Forge portable.

Si la consommation journalière de béton varie entre 10 et 20 mètres cubes, le roulage se fait dans des brouettes et le montage à l'aide de treuils ou de monte-charges mécaniques dans les brouettes mêmes; les brouettes remplies à la bétonnière arrivent jusqu'à pied d'œuvre. Lorsque la production dépasse 30 mètres cubes, il y a généralement avantage à employer des wagonnets ou mieux des bennes que l'on enlève à l'aide d'une grue à flèche (fig. 84, wagonnet à bascule; fig. 85, brouette à caisse basculante).

Dans tous les cas, le magasin à ciment et les réserves de gravillon et de sable doivent être à proximité de la bétonnière ou de l'aire à gâcher, elle-même placée près de la prise d'eau et du monte-charges. Dans un autre coin du chantier on dispose, entre des piquets fichés dans le sol, les aciers par catégories suivant leur diamètre et leur longueur et on élève un abri pour protéger la forge portable (fig. 86) et les machines à fabriquer les ligatures. Si l'importance du chantier le nécessite, on installe aussi une scie mécanique (une scie circulaire de préférence à une scie à ruban) et des établis pour la fabrication des coffrages. On installe enfin un abri pour les ouvriers et un bureau pour le chef de chantier.

## ACIERS

**Forge.** — Les aciers sont coudés à froid toutes les fois que leur

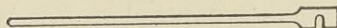


Fig. 87. — Pince à couder les petits aciers.

diamètre le permet; pour les petits diamètres on emploie une petite pince (fig. 87); pour les gros on peut se servir d'une pince à plier

(fig. 88) qui doit se trouver sur tous les chantiers et qui permet de couder tous les aciers à froid ; ou encore d'une des machines spéciales qui plient très économiquement des ronds atteignant 35-40 millimètres de diamètre (par exemple la machine Koehring, fig. 89).

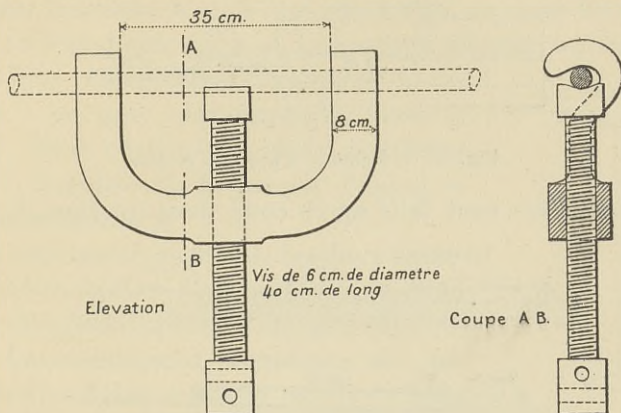


Fig. 88. — Pince à couder les gros aciers.

Les queues de carpe, les crochets de faible rayon sont faits à chaud. Une forge portable suffit sur presque tous les chantiers.

Les étriers en fer plat sont pliés sur une petite machine spéciale (fig. 90). On serre le feuillard, préalablement coupé de longueur, entre la vis à oreille et la pièce A, puis on donne un tour du levier représenté à droite de la figure. On change la pièce mobile A lorsqu'on veut obtenir un écartement différent des branches de l'étrier ; et on fait varier suivant l'épaisseur du feuillard la distance entre le mandrin A et le

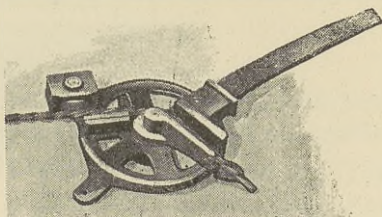


Fig. 89. — Machine à cintrer les aciers Koehring.

couteau B à l'aide de la vis de rappel fixée sur le levier. Les étriers peuvent être plus simplement pliés à la main sur des mandrins fixés sur un établi (fig. 91). Il y a autant de mandrins que de différentes grosseurs d'étriers ; leur diamètre est de 2 à 3 millimètres moins élevé que ceux des aciers qui doivent recevoir les étriers. On coupe d'abord le feuillard de longueur en AB puis on

replie l'extrémité B sur A. Les retours d'angle à 90° des extrémités

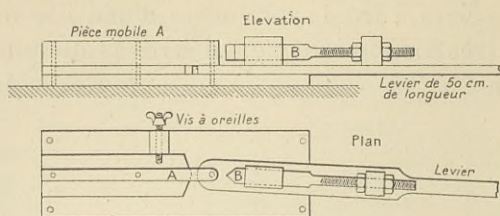


Fig. 90. — Machine à plier les étriers.

des deux branches sont faits après coup dans un étau. Le coût de

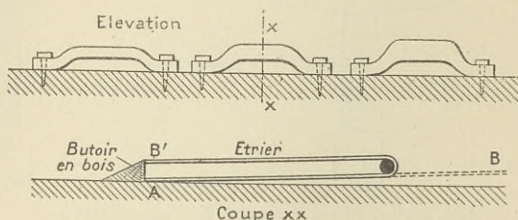


Fig. 91. — Disposition des mandrins pour fabriquer les étriers.

fabrication, y compris la coupe du feuillard à la cisaille, est de 0,20 à 0,30 fr. par cent étriers.

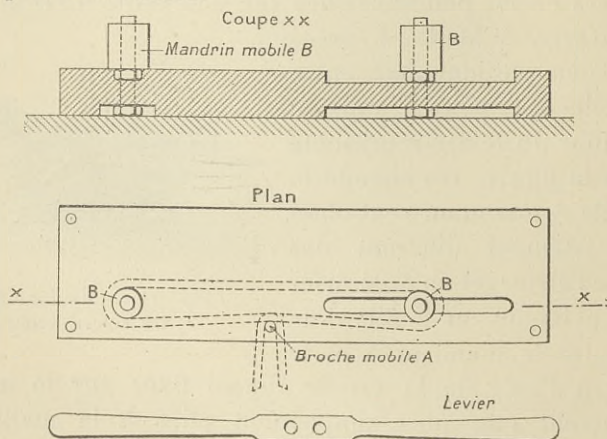


Fig. 92. — Machine à fabriquer les ligatures.

Les liens transversaux en acier rond peuvent être façonnés par les mêmes procédés.

Lorsqu'on veut faire une sorte de chaînon fermé dans lequel les extrémités du fil sont tordues ensemble, on se sert d'une machine telle que celle figure 92. On enroule d'abord le fil sur les deux mandrins B et la broche A, comme montré en pointillé sur le plan; on enlève alors la broche A et, à l'aide du levier, on saisit les extrémités du fil et on leur donne deux ou trois tours. Chaque ouvrier apporte d'ailleurs des modifications de détail à ces machines : on peut, par exemple, dans la figure 92, fixer chacun des deux mandrins dans une mortaise de la plaque d'appui et supprimer la broche A.

Si l'on veut tordre ensemble les deux extrémités d'un lien fixé sur deux barres en position dans le coffrage on se sert d'un outil (fig. 93) dont le fonctionnement s'explique de lui-même, ou d'une plaque d'acier munie de deux trous placés à quelques centimètres de distance.

On fabrique les hélices par enroulement du fil d'acier sur un mandrin ou tambour cylindrique monté sur un tour à faible vitesse; les spires sont enroulées côte à côte; l'écartement requis s'obtient en étirant l'hélice quand elle est retirée de dessus le mandrin.

**Mise en place.** — Dans certains systèmes de construction on met les aciers en place dans les moules au fur et à mesure de la coulée du béton. Par exemple, certains entrepreneurs commencent par déposer une couche de béton dans le fond du moule, disposent ensuite les barres de tension et placent les étriers. On maintient ceux-ci en place en englobant leur partie inférieure dans de petits monticules de béton ou en les serrant sur les barres à l'aide d'un coup de pince, en passant une pointe à travers les branches ou par tout autre moyen. On procède alors à la coulée du béton et à mesure qu'on arrive au niveau des autres armatures, on met celles-ci en place en veillant à ne pas déranger les premières et à maintenir les étriers serrés et en position sur les barres. Mais dans ce procédé, la couche de béton, de quelques centimètres d'épaisseur, placée avant

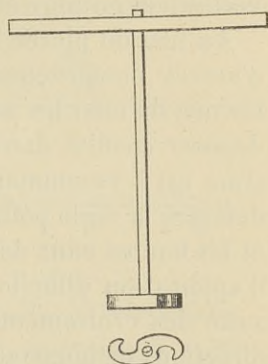


Fig. 93. — Pince à tordre les ligatures.

la mise en place des armatures, fait sa prise avant la coulée de l'autre béton et peut souvent ne pas y adhérer parfaitement. Il est préférable d'établir l'ossature préalablement dans le coffrage en supportant les aciers à la distance voulue du fond par de petites cales en béton ou des feuillards pliés en S et posés de champ. C'est seulement lorsque toutes les armatures sont en place et que l'on a vérifié leur nombre et position que l'on commence la coulée du béton.

Au lieu de placer les armatures pièce par pièce dans le coffrage, d'autres constructeurs préfèrent constituer à l'avance l'ossature formée de tous les aciers, qu'ils ligaturent avec du fil de fer fin, et déposer ensuite dans le moule le squelette tout assemblé. Ce système est à recommander toutes les fois qu'il peut être employé; il doit être la règle pour les pieux et les pièces coulées entre les basses et les hautes eaux dans les travaux de mer; mais il est quelquefois d'application difficile dans les poutres de plancher ordinaire, par suite des croisements des aciers et de la rencontre des poutres de directions orthogonales.

Quelle que soit la méthode employée, il faut, *une fois les aciers mis en place*, vérifier que leur diamètre ou section, leur nombre et leur position sont bien corrects; la personne chargée de ce contrôle doit comprendre d'une façon générale les raisons de l'emploi et de la disposition des armatures; elle évitera ainsi des erreurs grossières, causes certaines d'accidents, telles que celle de placer l'armature principale d'une poutre de sorte qu'une extrémité seulement repose sur un appui. ||

## BÉTON

**Coulée.** — Avant de commencer la coulée, on *nettoie soigneusement* les coffrages de tous copeaux, sciures et poussières, on les lave à grande eau et, immédiatement avant la mise en position du béton, on s'assure qu'ils sont arrosés copieusement, surtout par temps chaud.

Le béton est délivré au fur et à mesure des besoins du pilonnage; il ne doit pas rester plus de trois quarts d'heure ou une heure sans être employé, entre le moment où il est gâché et celui où il est pilonné en place. La plate-forme de gâchage ou la bétonnière reste généralement pendant toute la durée du travail dans un coin du

chantier, à proximité des réserves de matériaux. Le transport du béton à l'endroit où il est requis exige l'installation d'un appareil de levage dont le rendement soit en rapport avec l'importance de l'ouvrage. Un treuil de briqueteur à main élevant le béton dans des seaux monte de 4 à 6 mètres cubes par jour à une hauteur de 8 à 10 mètres. Un treuil électrique ou mécanique qui enlève une brouette, peut monter 1 mètre cube à 1 mètre cube et demi par heure ; le débit d'une journée de dix heures n'étant environ que sept à huit fois cette quantité à cause des arrêts ou des ralentissements de la production et de la coulée. Sur les chantiers plus importants on se sert de monte-charges ou d'élévateurs à godets.

On dépose le béton en couches minces de 5 à 8 centimètres d'épaisseur dans les moules où les armatures sont serrées. On le pilonne avec de petits pilons en fer forgé, pesant de 1 à 2 kilogrammes, et dont la forme leur permet de passer entre les armatures. Grand soin doit être apporté au pilonnage, surtout si le béton est sec. Dans le cas où les masses de béton sans armatures sont relativement considérables, on le dépose en couches de 10 à 12 centimètres d'épaisseur et l'on emploie des dames carrées en bois, de 20 centimètres de côté, ou des pilons en fonte de  $10 \times 10$  centimètres ou  $16 \times 16$  centimètres, et pesant de 3 à 6 kilogrammes (fig. 94).

Quand le béton est plastique, on se contente de couper et de remuer la masse soigneusement, surtout le long des parois des moules, avec une dame en bois très allongée ou une plaque de fer montée sur un manche de longueur appropriée au travail.

Le moyen le plus simple de donner à un hourdis l'épaisseur voulue est le suivant : on cloue sur le coffrage des tasseaux sur lesquels on fixe des règles à traîner dont le niveau supérieur correspond exactement au niveau à obtenir et distantes entre elles de 2 à 3 mètres. On comble jusqu'à leur niveau supérieur par différentes couches successives et ensuite on fait glisser sur ces règles servant d'appui une autre règle qui enlève le surplus d'épaisseur du béton.

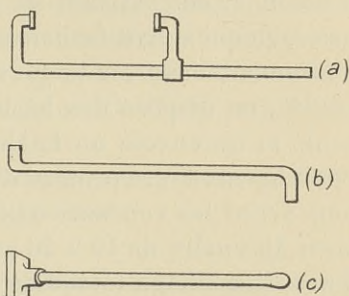


Fig. 94. — a. Serre-joint ; b. Pilon en fer ; c. Pilon en fonte.

On arrête le bétonnage lorsque la température descend à 4 ou 5° en dessous de 0, car il faut éviter que le béton ne gèle. Cependant une fois mis en place le béton n'est très généralement atteint que superficiellement par la gelée ; les hourdis s'écaillent seulement lors du dégel ; les couches inférieures n'étant pas atteintes. Tout béton gelé doit être démoli et reconstruit ; tout béton coulé à une température voisine de 0 est douteux. En cas d'urgence, on peut continuer à bétonner en chauffant les matériaux et le béton pendant qu'il fait prise, ce qui se fait facilement à l'aide de la vapeur. On chauffe indifféremment l'eau ou le gravier et le sable, puis, aussitôt après la coulée, on dispose des bâches à 10 centimètres au-dessus du béton coulé et on envoie un faible jet de vapeur en dessous des bâches ; l'ouvrage doit être protégé du froid autant que possible et il faut surtout éviter les courants d'air froid sous les bâches. On peut aussi faire dissoudre de 10 à 20 grammes de sel marin dans chaque litre d'eau de gâchage lorsqu'on veut bétonner un matin de gelée avant que le soleil ait réchauffé l'atmosphère ; le sel retarde la prise jusqu'au moment où la température est remontée au-dessus de 0. Ce procédé exige naturellement quelques précautions et n'est pas à recommander.

On ne doit pas faire de transport de matériaux au-dessus du béton fraîchement mis en place, les vibrations et les chocs peuvent compromettre la prise. Il en est de même pour le pilonnage sur des coffrages mal assujettis ; les vibrations d'un bon coffrage sont faibles et complètent le tassement, augmentent l'adhérence du béton aux armatures, mais celles d'un mauvais coffrage peuvent être considérables et risquer d'empêcher la cristallisation normale du ciment et sa prise.

La coulée des poteaux jusqu'au niveau des goussets doit être faite en une seule opération ; il est bon qu'elle soit terminée au moins douze heures avant le commencement du bétonnage des poutres pour que le béton ait eu le temps de faire prise et de prendre une grande partie de son retrait. On bétonne généralement les poutres jusqu'au niveau inférieur du hourdis ; on arrête la coulée, s'il y a lieu, au milieu de la portée, en laissant le béton aussi vertical et aussi rugueux que possible. Les hourdis se coulent en bandes perpendiculaires à la direction des poutres, de 3 à 4 mètres de largeur, d'une longueur



quelconque et dont les extrémités sont placées au milieu de la distance qui sépare deux poutres. L'arrêt se fait suivant une face verticale, souvent le long d'une planche fixée de champ et à l'alignement voulu à l'aide de quelques cales. Quelquefois on arrête le béton des poutres et des hourdis exactement au milieu d'un appui; on ne doit jamais l'arrêter sur une ligne où les efforts tranchants sont élevés ou aux endroits qui recevront des charges concentrées.

Pendant la première semaine qui suit la coulée il faut maintenir le béton humide par des arrosages fréquents (au moins deux fois par jour par temps chaud). Lorsque le soleil frappe directement la surface récemment bétonnée, il est bon de la recouvrir d'une couche de paille ou de sable humide.

A la reprise, le vieux béton est parfaitement nettoyé, arrosé avec de l'eau et du lait de ciment pur en petite quantité.

**Fini des surfaces exposées.** — On se contente d'ordinaire de niveler soigneusement les planchers de magasin et de lisser le béton à la taloche immédiatement après la coulée, ou de le saupoudrer au moment de la prise d'une légère couche de ciment. Il est préférable de les finir avec une épaisseur de 2 centimètres de béton spécial, au dosage de 500 kilogrammes de ciment et constitué de sable rugueux et de granit concassé pour passer à l'anneau de 6 ou 8 millimètres. Ce béton doit être coulé avant que le béton du hourdis ait fait sa prise, ou bien, si celui-ci est complètement durci, l'épaisseur doit être de 4 à 5 centimètres; (une couche plus mince se fissure et se détache); la surface du hourdis doit être repiquée, bien nettoyée et arrosée de lait de ciment. Au lieu de lisser la surface, il est aussi préférable d'en faire une imitation de carrelage ou de dallage.

Pour les planchers destinés à être recouverts d'un parquet il n'y a évidemment pas lieu de faire de fini spécial.

L'adhérence de l'enduit en plâtre aux plafonds et murs n'est certaine que si leur surface est aussi rugueuse que possible. Pour remédier aux surfaces lisses et très dures, sur lesquelles ne prend pas le plâtre, et conséquence de la coulée d'un béton trop plastique, le seul moyen est le gobetage ou encore, avec moins d'efficacité, le repiquage effectué avant que le béton ait acquis toute sa dureté. On obtient d'ailleurs assez facilement une surface rugueuse en déposant

d'abord sur le coffrage une couche de béton très sec ou mieux en semant sur le coffrage, avant la coulée, des débris fins de matériaux comme la brique tendre, les plâtras, etc. En tous cas le béton doit être bien arrosé avant l'application de la première couche de plâtre car l'absorption de l'eau du plâtre par le béton est une cause suffisante

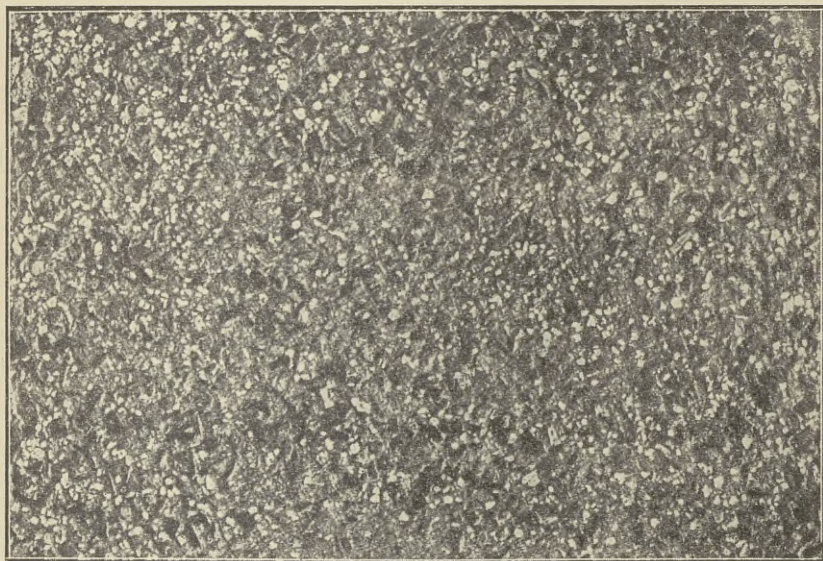


Fig. 95. — Béton de gravillon rouge et blanc avec sable rouge, noir et blanc, traité à la brosse.

pour empêcher l'adhérence ; il faut en outre forcer le plâtre dans les rugosités de la surface.

Pour un plafond de magasin ou d'usine, l'aspect de la surface brute de décoffrage est grandement amélioré par l'enlèvement des bavures laissées par les joints et le ragréage à la truelle des trous et défauts avec du mortier de ciment. Ce mortier doit être maigre, fait avec du sable grossier et appliqué de façon à ce que sa surface ne soit pas trop lisse ou brillante et tranche le moins possible sur le plafond. Du mortier qui a commencé sa prise et qui est rebattu sans eau avec 3 p. 100 de chaux amortie adhère souvent mieux que du mortier fraîchement préparé. Quand la surface est trop rugueuse et les défauts du boisage trop apparents on la recouvre d'un enduit

mince de 3 millimètres d'épaisseur, lissé au bouclier, et fait de mortier au dosage de 600 kilogrammes de ciment pour un mètre cube de sable de grosseur moyenne.

Les enduits de 2 à 3 centimètres d'épaisseur en mortier riche adhèrent difficilement et se détachent souvent au bout de quelques

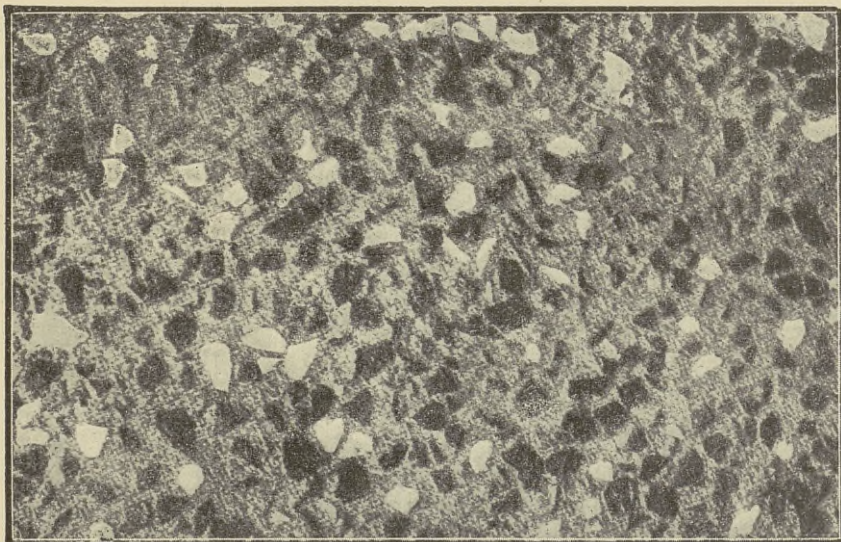


Fig. 96. — Béton de pierraille blanche et verte, traité à la brosse.

années, surtout s'ils sont appliqués sur des surfaces extérieures. Les enduits de 1,5 cm. seulement posés en deux couches sont plus adhérents mais se détachent aussi parfois. Ils doivent être faits par des cimentiers spéciaux, avec un mortier de ciment à prise demi-lente ou à prise rapide. Même dans les enduits bien faits, il se produit presque certainement des fissures superficielles et très fines; elles apparaissent aussi sur les surfaces brutes de décoffrage mais lisses par suite de l'emploi d'un béton plastique. La cause de ces fissures est la mince couche de ciment pur qui se dessèche à la surface et se contracte différemment du mortier ou du béton qui est en dessous. On les fait disparaître en enlevant la pellicule de ciment, par un grattage à la brosse en fils de fer.

Un des plus beaux finis que l'on puisse désirer pour les surfaces

extérieures s'obtient en enlevant la pellicule superficielle de ciment ou même la mince couche extérieure de mortier de ciment et de sable. On fait ainsi ressortir les graviers du béton qui forment un grain très apparent dans lequel se fondent les différences de teinte, les fissures et légers défauts. Les figures 95, 96 et 97 donnent trois



Fig. 97. — Panneau moulé et traité à l'acide.

exemples de surfaces ainsi traitées et sont extraites de la revue anglaise *Ferro-Concrete*. La teinte générale est très uniforme et dépend de la couleur des grains exposés : les plus riches teintes s'obtiennent avec du sable à gros grains, de grosseur à peu près régulière et de couleur foncée ; des teintes variées résultent de l'emploi de pierres concassées et de couleurs tout à fait différentes, telles que le granit rose et la meulière foncée, gâchées à du sable de couleur claire. Pour faire apparaître le grain on passe la surface à la brosse en fils de fer, avant son durcissement complet et en l'arrosant abondamment ; plus le brossage est énergique, plus le grain est gros. Si le béton est trop dur, on l'attaque, pendant qu'on applique la brosse, avec une solution d'acide chlorhydrique ou sulfurique à

1 partie d'acide pour 6 ou 8 d'eau, et on rince ensuite avec une solution alcaline et de l'eau pure. Ce traitement lui-même étant d'application difficile après quarante-huit heures de prise, on a recours alors au sable projeté par l'air comprimé.

On emploie aussi le procédé suivant pour obtenir une surface extérieure bien finie, sans qu'il y ait à y faire de retouches. On fait des coffrages très soignés et on applique sur leurs faces une couche de mortier composé de 400 kilogrammes de ciment et de 1 mètre cube de matériaux inertes passant dans l'anneau de 15 millimètres. Ce mortier est gâché sec et se pose à la truelle sur une épaisseur d'environ 2 centimètres. Certains entrepreneurs ont aussi coulé ce mortier entre la paroi des moules et une plaque de tôle maintenue à 3 ou 4 centimètres de distance par des cornières ; au fur et à mesure que l'on dépose le gros béton formant la masse de l'ouvrage, on retire la plaque de tôle et on pilonne vigoureusement pour assurer une bonne liaison entre les deux matériaux.

Dans quelques cas, notamment pour le parement de poutres en arc, on a aussi employé avantageusement le procédé suivant : on moule à l'avance des plaques de béton de 4 ou 5 centimètres d'épaisseur, armées d'un treillis et d'étriers qui projettent d'un côté des plaques de 6 à 8 centimètres. L'autre face est constituée d'un mortier à 2 de sable pour 1 de ciment, elle est moulée en dessous et avec soin, de façon à avoir un beau fini. Ces plaques sont montées dans des coffrages très grossiers pour former le parement exposé et après déboisage forment partie intégrante de la poutre.

On a encore disposé sur les faces des coffrages des mosaïques de pierres de couleur derrière lesquelles on procède à la coulée de la façon ordinaire. Après déboisage on enlève à la brosse le lait de ciment qui en passant à travers les joints est venu recouvrir la surface de la mosaïque.

Pour donner une teinte spéciale aux enduits et surfaces de béton on peut leur appliquer une des peintures dont existent de nombreuses marques, mais l'aspect de la surface est souvent rendu plus brillant et plus factice. Il est préférable d'ajouter des colorants au sable même du mortier. Le tableau suivant, d'après M. Sabin, du génie militaire des États-Unis, donne les teintes obtenues par l'addition de substances colorantes à un mortier composé de 1 de ciment pour 2 de sable de

rivière. Les chiffres de la première ligne indiquent le poids de substance à ajouter à 100 kilogrammes de ciment.

TABLEAU N° 35

SUBSTANCE COLORANTE	1/2 KILOGRAMME	1 KILOGRAMME
Noir de fumée . . . . .	Ardoise claire.	Gris clair.
Bleu de Prusse . . . . .	Vert d'ardoise clair.	Bleu d'ardoise clair.
Ocre jaune . . . . .	Vert clair.	—
Ombre brûlée . . . . .	Ardoise rosé clair.	Ardoise rosé.
Rouge de Venise . . . . .	Bleu d'ardoise rosé.	Ardoise rosé brillant.
Minerai de fer rouge . . . . .	Ardoise rosé.	Rose mat.
SUBSTANCE COLORANTE	2 KILOGRAMMES	4 KILOGRAMMES
Noir de fumée . . . . .	Gris bleu.	Bleu d'ardoise foncé.
Bleu de Prusse . . . . .	Bleu d'ardoise.	Bleu d'ardoise brillant.
Ocre jaune . . . . .	—	Marron clair.
Ombre brûlée . . . . .	Rose lavande mat.	Chocolat.
Rouge de Venise . . . . .	Rose mat clair.	Rose mat.
Minerai de fer rouge . . . . .	Terre cuite.	Rouge brique.

## SURVEILLANCE DES TRAVAUX

Le commis chargé de la surveillance d'un travail en béton armé doit être pénétré de sa responsabilité et veiller constamment à ce qu'aucune cause d'affaiblissement ne puisse se produire. Son attention doit toujours être en éveil, car la mauvaise exécution d'un élément de la construction tel qu'une colonne ou une poutre, le mauvais dosage en ciment d'une gâchée même d'un demi-mètre cube de béton, le déboisage trop rapide d'une poutrelle suffisent pour affaiblir tout le travail, entraîner des réparations coûteuses ou même des accidents irréparables. Les conseils ou les ordres donnés au commis par des tiers ne peuvent le dégager des ordres donnés par son patron et c'est à ce dernier seul qu'il doit s'en rapporter pour l'exécution du travail.

Pour bien remplir sa fonction le commis surveillant doit avoir en main le cahier des charges et les dessins complets et il doit les étudier de très près. S'il décèle dans les dessins une erreur ou un manque-

ment aux conditions du cahier des charges il en avise immédiatement le bureau principal et demande des ordres avant d'entreprendre ou de commencer cette partie du travail. Quand il est l'employé de l'entrepreneur, c'est lui qui a la charge des feuilles de travail, de la comptabilité du chantier, du salaire des ouvriers ; c'est lui qui assiste aux rendez-vous de l'architecte ou de l'ingénieur ; il fait un rapport journalier sur la marche du chantier, vérifie les réserves de matériaux, indique sur les dessins la quantité de travail exécutée et compare le prix de revient de ce travail au prix prévu au devis.

Le travail de surveillance proprement dit est très étendu et très complexe. Dans les petits travaux il peut être fait par un seul homme mais dans les ouvrages importants le commis chargé du travail doit se réserver la direction et s'entourer de chefs d'équipe compétents dans chaque division. Cette façon de faire peut sembler occasionner des frais généraux élevés, mais il n'en est rien : l'expérience a démontré qu'une surveillance est rigoureuse non seulement pour faire du travail soigné mais aussi pour faire ce travail au plus bas prix possible, et pour les grands ouvrages un seul homme ne peut suffire pour la surveillance détaillée dont la simple énumération qui suit donne une idée :

Inspection du ciment à son arrivée et prise des échantillons. Mise en ordre de ces échantillons avec les dates et les renseignements permettant l'identification des arrivages correspondants ; essais du ciment et refus des lots non satisfaisants. Inspection du sable et du gravillon, de leur grosseur, leur propreté et leur qualité. Essais de détermination des proportions de sable et de gravillon pour obtenir le béton de densité maximum et de la quantité d'eau pour avoir du béton de consistance normale. Inspection de l'acier à son arrivée, vérification des diamètres et du nombre des barres, de leur concordance avec les ordres passés à l'usine, du nettoyage de ceux couverts de peinture et de rouille trop épaisse. Vérification du pliage des armatures et de la fabrication des liens, de leur mise en place dans les moules, de la suffisance de leur entretoisement et des ligatures pour que le pilonnage ne les déplace pas. Vérification de la position des barres d'ancrage et de continuité s'il y a lieu, de la mise bout à bout des aciers de poteaux ou de la longueur de croisement montrée sur les dessins, du bon appui aux deux extrémités des barres des poutres, de la

possibilité du pilonnage aux croisements. Inspection des bois pour les coffrages, de leur assemblage, de leur entretoisement. Tracé de la construction sur le sol, relevé des niveaux et des alignements, surveillance de la bonne position des poteaux, de la dimension des coffrages, de la cambrure des poutres, de la possibilité de réglage et de décoffrage. Vérification des proportions des matériaux pendant le gâchage du béton ; en particulier vérification de la concordance entre la quantité de ciment employée dans le béton mis en place et la quantité sortie du magasin. Surveillance du mélange des matériaux, de la consistance du béton, de son emploi avant qu'il n'ait fait sa prise, du grattage et de l'arrosage au lait de ciment des portions déjà durcies, du nettoyage parfait des coffrages avant la coulée. Surveillance du remplissage des moules sans déplacement des armatures et du bon pilonnage, de la pose des coins en bois pour la fixation des châssis de portes, fenêtres, tuyauteries, etc. Vérification des alignements, cambrures et entretoisements des coffrages pendant et après la coulée, inspection des fuites aux joints des moules, surveillance du bétonnage, attention à ce que l'arrêt en soit fait aux points non dangereux, à ce que le béton qui a commencé sa prise ne souffre d'aucun choc, soit arrosé suffisamment et protégé du soleil ou de la gelée suivant les saisons. Vérification de la dureté du béton avant le décoffrage, surveillance de l'enlèvement des coffrages de colonnes et jouées de poutres, inspection des poutres lors du desserrage des étais. Précautions contre le chargement hâtif des planchers, autorisation de ménager des ouvertures pendant l'exécution et de couper dans le travail exécuté. Préparation du béton armé pour recevoir les travaux accessoires ; surveillance des entrepreneurs sous-traitants.

---



## CHAPITRE V

# ÉTABLISSEMENT DES DEVIS

---

### FEUILLES DE TRAVAIL

Pour établir un devis d'une façon rationnelle, il est absolument nécessaire que l'entrepreneur ait noté les prix détaillés de toutes les parties d'un travail similaire pendant le cours de son exécution. Il le fait généralement sur des feuilles de travail qui lui permettent de déceler les erreurs de son estimation, d'améliorer sa façon d'établir les devis futurs, d'étudier comment il peut améliorer la conduite et l'outillage de son chantier et le rendement de la main-d'œuvre. Le coût d'établissement de ces feuilles est bien compensé par ces avantages ; de plus quand le commis, le chef de chantier et les ouvriers savent que leur travail est suivi et que les rendements journaliers sont comparés entre eux et avec les rendements d'autres constructions similaires, ils sont stimulés à produire leur maximum, les outils et le matériel sont mieux entretenus, le coulage est réduit.

Les feuilles de travail sont établies par les ouvriers ou mieux par les chefs de division ou le commis. On les remplit chaque jour, de préférence sur des cartes en papier assez épais et on les envoie tous les soirs au bureau central où l'on peut les classer dans un tiroir. Le double (sur carbone) reste au bureau du chantier. Chaque semaine un résumé est porté sur un livre spécial, établi sur les mêmes bases que les cartes journalières et arrangé pour que l'on puisse obtenir à n'importe quel moment les prix de la main-d'œuvre pour chaque partie du travail. Les feuilles de travail et ce livre doivent indiquer en outre la quantité de travail exécutée et de matériaux en réserve, les observations concernant la marche du chantier et détails concernant la construction.

On peut diviser la main-d'œuvre en diverses catégories suivant la

nature de l'ouvrage et son importance, et établir une feuille de travail pour chacune des catégories de main-d'œuvre. Sur les chantiers importants on peut choisir les divisions suivantes, d'après M. Heidenrich (ouvr. cité).

- 1° Concassage et préparation du gravier et du sable ;
- 2° Gâchage et mise en place du béton ;
- 3° Forge et mise en place des armatures ;
- 4° Fabrication et mise en place des coffrages et décoffrages ;
- 5° Fini des surfaces exposées.

Sur les petits chantiers, on préfère souvent faire une seule feuille de travail en divisant la main-d'œuvre à peu près de la même façon ; ou bien on supprime le premier article et on fait rentrer le déchargement et la préparation du gravier et du sable dans le prix des matériaux ; on compte la mise en place des armatures avec la mise en place du béton ; on fait une division spéciale pour le montage des matériaux aux étages supérieurs, s'il y a lieu ; on comprend dans l'article 5 les travaux accessoires, tels que les trous et scellements, la fixation des châssis de portes et fenêtres, etc.

#### DIVISIONS DU DEVIS

L'évaluation de tous les prix doit être faite à l'aide de bases sérieuses de comparaison ou de renseignements précis et chaque partie du travail doit être estimée en détail.

Dans l'estimation de chaque article on comprend :

- 1° Une partie des frais généraux ; 2° les matériaux ; 3° la main-d'œuvre ; 4° le bénéfice.

Les frais généraux se divisent eux-mêmes en deux parties bien distinctes : ceux du chantier et ceux de l'exploitation générale. Les frais du chantier comprennent l'amortissement et l'intérêt du prix des outils, leur entretien et leur réparation, l'installation des magasins et des bureaux, leur entretien, le prix de l'éclairage et du chauffage, les frais de bureau, les primes d'assurances des ouvriers et du matériel, l'intérêt sur les réserves de matériaux, s'il y a lieu la location du terrain pour les recevoir, la dépréciation des bois et la perte résultant des sciages et de la casse. (Il est plus simple de faire entrer cette perte dans les frais généraux que de l'estimer pour chaque article, car l'estimation en serait très difficile.)

Les frais de l'exploitation générale englobent les frais d'étude, les frais du bureau central, les dépenses de voyage et de correspondance, les frais d'inspection du travail et souvent aussi le salaire du commis surveillant du chantier et du chef de chantier.

La main-d'œuvre comprend tous les salaires d'ouvriers, chefs d'équipe, contremaîtres prenant part au travail; elle est de préférence divisée comme indiqué dans le paragraphe précédent. Elle comprend les frais d'amortissement et de fonctionnement des machines, telles que bétonnières, treuils, qui fournissent un travail compté dans le prix de la main-d'œuvre; les travaux complémentaires non prévus au devis; les travaux nécessités par des difficultés spéciales, échafaudages, travaux de déblaiement; les frais d'installation du chantier et de nettoyage après l'exécution.

Quand pour chaque article on a estimé le prix des matériaux et le prix de la main-d'œuvre, on établit le prix de l'ensemble du travail. A ce prix on ajoute un pourcentage représentant les frais généraux et le bénéfice. Le prix des matériaux est celui qui peut être évalué avec le plus de certitude quoiqu'il puisse varier de 10 à 15 p. 100 suivant les entrepreneurs. Le prix de la main-d'œuvre est incertain. On ne peut se baser sur les prix publiés car l'estimation d'un article peut être trop élevée et celle du suivant trop basse pour la raison que l'entrepreneur escompte faire en travaux supplémentaires un nombre considérable des premiers articles non prévus au devis, ou désire retirer tout le bénéfice qu'il peut faire sur le travail à une époque déterminée.

Parmi les raisons qui rendent incertaine la comparaison des prix de différents travaux on peut citer d'abord l'incertitude du taux des salaires qui varient sensiblement d'une ville à une autre; de plus l'exigence d'un architecte peut augmenter considérablement la main-d'œuvre; le prix de revient du mètre cube de béton évalué pour un grand travail ne s'applique pas à un petit ouvrage; la facilité d'installation du chantier peut réduire la main-d'œuvre; enfin la faculté d'organisation et la valeur des chefs de chantier sont difficilement comparables.

Les frais de chantier dépendent eux aussi du chef de chantier et un chiffre moyen ne peut être indiqué. Pour de petits travaux, ils atteignent 10 p. 100 du prix de revient, pour de grands travaux ils des-

centent à 4 p. 100. Les frais de direction du chantier, de surveillance, d'établissement et de vérification des feuilles de travail varient entre 3 et 5 p. 100 du prix de revient. Les frais généraux du bureau central peuvent être moins de 3 p. 100.

Dans une maison bien organisée les frais d'étude et d'estimation peuvent être évalués à 3 p. 100 environ de la valeur du travail exécuté, mais les bureaux d'études devant faire un nombre d'avant-projets élevé comparativement au nombre d'études définitives, les frais d'étude peuvent s'élever à 6 p. 100 et plus de la valeur du travail.

Le tableau suivant donne des prix de main-d'œuvre basés sur un salaire moyen de 0,80 fr. à l'heure, mais avec toutes les restrictions précitées.

TABLEAU N° 36

NATURE DU TRAVAIL	UNITÉ	PRIX EN FRANCS
Forges des armatures de petit diamètre . . . . .	1 kgr.	0,06
Forges des armatures de gros diamètre. . . . .	—	0,03
Fabrication des liens ou étriers, très variable avec système; pour étriers simples en U. . . . .	un cent.	0,30
Mise en place des aciers. . . . .	1 kgr.	0,03
Gâchage du béton, y compris amenée des matériaux, à la main . . . . .	m <sup>3</sup>	3,00
Gâchage du béton, y compris amenée des matériaux, à la bétonnière. . . . .	—	1,50
Transport du béton : variable avec distance et hauteur :		
Pillonnage de dalles sur le sol. . . . .	—	2,00
Pillonnage de poutres isolées et élevées. . . . .	—	18,00
Pillonnage ordinaire dans bâtiments industriels. . . . .	—	5,00
Coffrage ordinaire :		
Plancher avec poutres dans une seule direction. . . . .	m <sup>2</sup>	4,00
Plancher avec poutres dans deux directions d'équerre. . . . .	—	6,00 et plus.
Poteau carré de 30 cm. de côté . . . . .	m. cour.	4,00
Mur rectiligne sans nervure (les 2 faces) . . . . .	m <sup>2</sup>	5,00
Coffrage raboté et rainé : prix précédents doublés.		
Enduit mince de 3 mm. Prix avec matériaux. . . . .	1,00	m <sup>2</sup> 0,30 à 0,50
Enduit de 2 cm., vertical. Prix avec matériaux. . . . .	2,30	— 1,50
Enduit de 2 cm., horizontal. Prix avec matériaux. . . . .	1,30	— 0,50
Badigeonnage au lait de ciment. Prix avec matériaux. . . . .	0,15	— 0,10
Grattage à la brosse en fils de fer . . . . .	—	0,50 à 1,00

TROISIÈME PARTIE  
PRINCIPAUX SYSTÈMES  
DE CONSTRUCTION



## CHAPITRE PREMIER

### GÉNÉRALITÉS

---

#### HISTORIQUE DU BÉTON ARMÉ

Antérieurement à 1850, il existait des travaux dans lesquels des massifs de béton ou de maçonnerie avaient été armés de barres ou chaînes métalliques travaillant en tension ; ces ouvrages cependant présentaient un caractère exceptionnel et n'étaient pas construits suivant de principe bien fixe. C'est à l'Exposition de 1855 que le premier exemple de béton armé, se rapprochant de ce que l'on rencontre communément aujourd'hui, a été présenté au public : c'était un bateau en béton gras de chaux hydraulique de 4 à 5 centimètres d'épaisseur, armé d'un treillis en fers ronds, exécuté par Lambot (voir Bateaux, 8<sup>e</sup> partie). Vers la même époque François Coignet construisait des murs de soutènement, des aqueducs en béton dans lequel il noyait des armatures métalliques et, en 1861, il publiait une série de mémoires où il exposait le principe du béton armé, sans toutefois le faire breveter.

En 1865, Monier prit le premier brevet de ce nouveau genre de construction pour des « Caisses et bassins mobiles en fer et ciment applicables à l'horticulture » ; en 1873, pour des voûtes et ponts armés de fers ronds ; en 1878, pour des dalles, des poutres droites et cintrées. Les principaux travaux Monier se firent à l'étranger, surtout en Allemagne et en Autriche. Ils sont peu nombreux en France jusqu'en 1890 ainsi que ceux de Fr. Coignet. Le système Monier se développait aussi en Amérique, concurremment avec les systèmes Hyatt et Melan.

En 1888, M. E. Coignet, fils de Fr. Coignet, commença à faire une

étude rationnelle du nouveau matériau ; en 1889, M. Cottancin entreprit la construction de grands planchers avec épines-contreforts en béton sans acier apparent ; en 1892, M. Hennebique fit breveter l'étrier de liaison entre l'acier tendu et le béton comprimé. M. Bordenave en 1888 et M. Bonna en 1892 étendirent l'emploi du ciment armé aux canalisations ; plus tard M. Chassin construisit des réservoirs. Depuis lors, surtout sous l'impulsion de M. Hennebique entre 1892 et 1900, la construction en ciment armé s'est répandue de plus en plus. Le grand nombre de brevets pris, aussi bien que le nombre de systèmes actuellement en exploitation et la valeur toujours croissante des travaux exécutés chaque année, témoignent abondamment de l'intérêt que les constructeurs attachent au béton armé et des avantages de ce mode de construction.

Voir plus loin les caractéristiques des principaux systèmes employés en France.

Les principaux systèmes étrangers sont, outre certains de ceux employés en France :

En Allemagne et Autriche : von Emperger, Könen, Möller, Mörsch, Zöllner, etc. ;

En Amérique : Cummings, Golding, Hyatt, Kahn, Johnston, Luten, Monolith, Unit, Ransome, etc. ;

En Hollande : Sanders (Amsterdamche Fabrik) ;

En Italie : Canovetti, Macchiachini ;

En Suisse : Melan, Luipold, Walser-Gérard.

En même temps que se développaient les divers systèmes de construction apparaissaient de nombreuses méthodes de calcul. Ces dernières présentent dans leur conception théorique des différences bien plus radicales que les systèmes de construction n'en présentent dans leurs caractéristiques. On ne peut dire qu'elles soient arrivées encore à leur forme définitive car chaque jour des études expérimentales dans les laboratoires ou sur des travaux exécutés permettent de mieux préciser la valeur de certaines hypothèses, mais on est arrivé cependant à trouver des méthodes simples pour déterminer avec une précision suffisante les efforts intérieurs développés dans les pièces hétérogènes telles que celles que l'on construit en béton armé. L'une des premières est celle de M. Hennebique, sujette à discussion au point de vue purement théorique, mais donnant en



pratique des résultats si satisfaisants qu'elle est encore appliquée dans l'étude des nombreux travaux en tous genres exécutés dans ce système. Celle de MM. E. Coignet et N. de Tédesco, exposée en 1894 à la Société des Ingénieurs civils (*Du calcul des ouvrages en ciment avec ossatures métalliques*) était dans son principe la même que celle préconisée dix ans plus tard par la Commission du Béton armé.

Depuis lors on peut citer particulièrement les méthodes émises en France par les ingénieurs du corps des Ponts et Chaussées : MM. Considère, Harel de la Noë, Féret, Lefort, Stellet et par des constructeurs très appréciés : MM. Matrai, Piketty, etc. ; en Belgique par M. Christophe ; en Autriche par l'Association des Ingénieurs et des Architectes ; en Allemagne par les professeurs von Bach et von Emperger ; en Amérique par les professeurs Talbot et Thacher ; en Hollande par M. Sanders ; en Italie par M. Canovetti ; en Suisse par les professeurs Ritter et Mörsch, etc.

Enfin il faut citer les travaux de la Commission du Ciment armé composée de 14 membres : M. Lorieux, inspecteur général des Ponts et Chaussées, président ; MM. Bechmann, Considère, Harel de la Noë, Mesnager, Rabut, Résal, ingénieurs des Ponts et Chaussées ; MM. Boitel et Hartmann, commandants du génie ; MM. Gauthier et Hermant, architectes ; MM. Candlot, Coignet et Hennebique, ingénieurs civils. Les travaux de la Commission ont duré de 1901 à 1906 et son rapport a servi de base aux Instructions ministérielles du 20 octobre 1906 (voir l'ouvrage : *Commission du Béton armé ; expériences, rapports, etc., relatifs à l'emploi du béton armé*. Paris, 1907).

Le Génie militaire a aussi étudié la façon dont se comportent les ouvrages en béton armé et exige que les travaux exécutés sous son contrôle soient calculés d'après une méthode de calcul qui lui est propre et qui a été présentée aux constructeurs sous forme de circulaire.

## ÉLÉMENTS DES CONSTRUCTIONS

PIÈCES SOUMISES A LA COMPRESSION SIMPLE. — Dans les cas où les poteaux, les murs portants, les pieux, etc., sont soumis à une compression simple, c'est-à-dire à un système de charges dirigées parallèlement à leur axe longitudinal et ayant leur centre d'action au

centre de gravité de la section droite de la pièce, le béton seul pourrait suffire pour porter les charges imposées. Mais on obtiendrait souvent des dimensions trop considérables pour la pièce qui serait

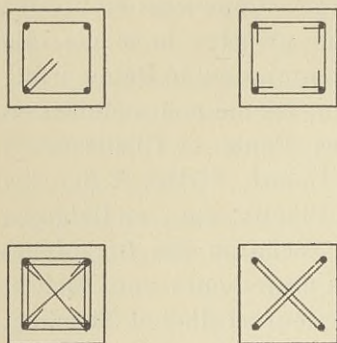


Fig. 98. — Ligatures transversales de poteaux carrés.

d'ailleurs susceptible de se rompre brusquement sous un accroissement accidentel de la charge. On incorpore alors au béton une armature longitudinale qui prend une partie de la charge, empêche la rupture brusque, et contribue à annuler les efforts intérieurs de flexion qui peuvent se développer, soit sous l'action de forces extérieures excentrées, soit par suite de tendance au flambement. Mais il est en outre nécessaire de prévoir une armature transversale dont l'utilité est démontrée

dans les essais de poteaux à l'écrasement. Sous l'effort de compression le béton tend en effet à se raccourcir et à gonfler transversalement. (Le rapport entre le raccourcissement et le gonflement transversal varie de 3 à 4.) Le béton a de plus une tendance à glisser sur lui-même suivant des plans inclinés à  $45^\circ$  sur la direction des charges. Ces deux efforts, gonflement et glissement, tendent donc à chasser les aciers longitudinaux vers l'extérieur; ceux-ci ne peuvent plus porter de charge et de plus contribuent à la désagrégation de la pièce. Si l'on met des ligatures transversales pour s'opposer au mouvement des aciers longitudinaux la résistance de la pièce est considérablement augmentée.

On peut constituer l'armature transversale des poteaux rectangulaires à l'aide de plaques de tôle perforées, dans les trous desquelles passent les barres longitudinales. Dans ce cas, la matière est mal utilisée puisque la résistance de la plaque n'est que celle de sa partie la plus faible, au droit des trous; de plus les plaques forment des solutions de continuité très importantes dans le béton. Aussi recourt-on de préférence au fil de fer ou au petit acier rond

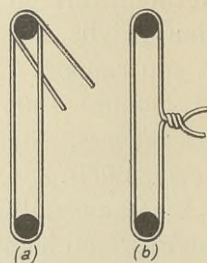


Fig. 99. — Ligatures pour poteaux.

dont on fait des ligatures de différentes formes (fig. 98). Lorsque les extrémités de la ligature (fig. 99, *a*) sont longues et repliées vers le centre du noyau comprimé, la ligature a peu de chances de s'ouvrir. Mais les essais ont prouvé que, même avec cette précaution, les extrémités libres se redressent parfois. Il est préférable d'employer des liens dont les extrémités sont tordues ensemble, système Mouchel (fig. 99 *b*). Voir le calcul des poteaux, 4<sup>e</sup> partie.

PIÈCES TRAVAILLANT A LA TRACTION SIMPLE. — Peu nombreuses, ce sont surtout les parois de réservoirs, les tuyaux, les tirants dans les murs de quai, les pylones et quelques travaux spéciaux. De façon générale tout l'effort est pris par les armatures longitudinales ; le béton sert seulement à assurer la préservation du métal et, le cas échéant, l'étanchéité ; souvent cependant on dispose des armatures transversales pour assurer une meilleure liaison du béton aux aciers longitudinaux.

PIÈCES SOUMISES A LA FLEXION SIMPLE. — Sont soumises à la flexion simple les dalles, les poutres de section rectangulaire ou en T, les nervures de plancher supportant un hourdis soit à la face supérieure soit à la face inférieure, les murs résistants aux poussées du vent, de l'eau, des terres ou d'autres matériaux, les encorbellements de toutes natures, les éléments des fondations, soit des radiers généraux, soit des semelles partielles, et en général tous les solides prismatiques, fixés sur un ou plusieurs appuis et sur lesquels agissent des forces quelconques perpendiculaires à leur axe longitudinal.

L'élément le plus simple est la dalle, plaque de béton d'épaisseur sensiblement uniforme, reposant sur deux appuis horizontaux ; si elle est soumise à une charge de haut en bas elle est armée au moins dans le sens de la portée d'une armature longitudinale placée à quelque distance de la face inférieure. Car, par définition même du béton armé, l'élément est constitué de sorte que le béton résiste aux efforts de compression (maxima à la face supérieure de la dalle) et que l'armature supporte les efforts de tension qui se développent à la partie inférieure.

Lorsque la dalle est encastrée sur ses appuis et qu'à la partie supérieure existent des efforts d'extension, on annule ceux-ci à l'aide d'aciers longitudinaux supplémentaires (fig. 100 *b*) ou en relevant

certaines des aciers de l'armature inférieure (fig. 100 *a*). Lorsqu'on considère la dalle comme continue au-dessus des appuis on peut employer une armature telle que celle donnée figure 101. Pour les aciers secondaires, dits de répartition, voir le calcul des dalles.

Les armatures transversales, employées principalement dans les dalles épaisses supportant de lourdes charges concentrées, et par quelques constructeurs dans toutes les dalles, s'inspirent des ligatures employées pour les poutres et décrites ci-après.

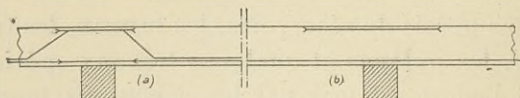


Fig. 100. — Armatures pour dalles demi-encastées.

La poutre rectangulaire peut avoir soit une armature simple, soit une armature double ; dans la grande majorité des cas des liens transversaux sont indispensables. La poutre à une seule armature, placée parallèlement à la face tendue de la poutre, a des partisans et des détracteurs convaincus. Elle est avantageuse à cause de la simplicité même de son ferrailage et son économie ; aussi est-elle

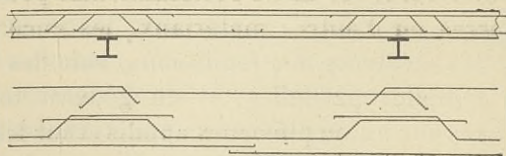


Fig. 101. — Armature pour dalle continue.

très employée. Son inconvénient est de ne pouvoir répondre qu'incomplètement aux efforts d'encastement au-dessus des appuis, même si on relève une partie des aciers longitudinaux inférieurs (fig. 100 *a*). On peut naturellement prévoir des bases supplémentaires près de la face supérieure (fig. 100 *b*) au-dessus des appuis, mais on obtient ainsi une poutre à armature double.

Dans la poutre à armature double les armatures inférieure et supérieure sont continues sur toute la longueur de la poutre, leur section variant pour répondre en chaque section droite aux efforts intérieurs développés, ce qui permet de considérer un encastement complet des extrémités de la poutre si on le désire. De plus les deux

armatures longitudinales servent de support aux ligatures transversales ; l'ossature est ainsi plus rigide ; on peut même monter cette ossature à l'avance en fixant au moyen de quelques ligatures en fil

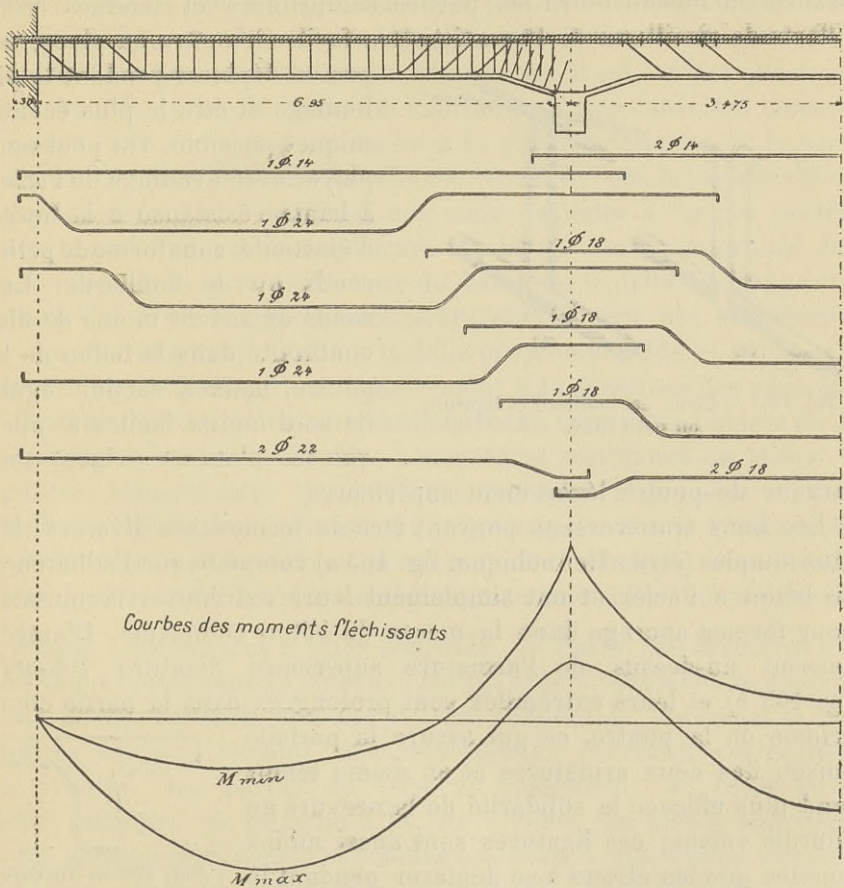


Fig. 402. — Armature pour poutre continue à trois travées égales.

de fer les liens transversaux sur les barres principales, ce qui présente certains avantages (voir Mise en place des aciers, 2<sup>e</sup> partie). Dans les poutres continues on emploie avec avantage une armature principale composée de barres droites et pliées telle que celle de la figure 402, recommandée par M. Mörsch.

C'est surtout sur la forme et la disposition des liens transversaux

que les constructeurs se sont ingénies à apporter des modifications ; en réalité l'avantage qui résulte des divers perfectionnements n'a qu'une importance relativement faible. Ces armatures doivent assurer la liaison entre les parties comprimées et tendues (voir Efforts de cisaillement, 4<sup>e</sup> partie), être faciles à mettre en place, ne

pas se déplacer pendant le pilonnage et être le plus économiques possible. On peut employer avec avantage de l'acier à haute résistance à la limite d'élasticité, sous forme de petits ronds ou de feuillards. Les ronds apportent moins de discontinuité dans le béton de la poutre, mais à section égale ils sont moins faciles à plier que les plats et exigent une

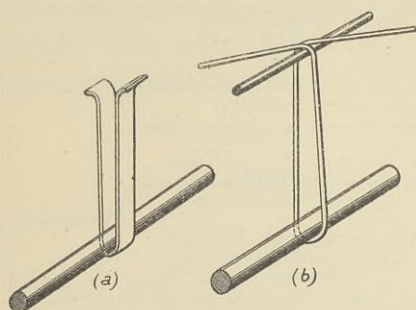


Fig. 103. — Étrier en feuillard et ligature en petit rond.

largeur de poutre légèrement supérieure.

Les liens transversaux peuvent être de formes très diverses ; les plus simples (étrier Hennebique, fig. 103 *a*) comptent sur l'adhérence du béton à l'acier et ont simplement leurs extrémités recourbées pour former ancrage dans la masse du béton comprimé. D'autres passent au-dessus de l'armature supérieure (ligature Piketty, fig. 103 *b*) et leurs extrémités sont prolongées dans la partie comprimée de la poutre, ce qui assure la parfaite liaison des deux armatures et en même temps rend plus efficace la solidarité de la nervure au hourdis voisin ; ces ligatures sont aussi moins sujettes que les étriers à se déplacer pendant le bétonnage.

Les liens placés verticalement suffisent dans la plupart des cas, mais les étriers inclinés dans le plan longitudinal de la poutre répondent mieux aux efforts de traction oblique, résultante des efforts tranchants verticaux et horizontaux. Certains constructeurs constituent à l'aide des armatures transversales les brins obliques d'une véritable poutre à treillis (système Pavin de Lafarge). Quelquefois on emploie comme armature transversale un treillis métallique pré-

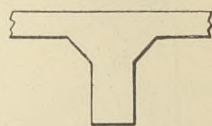


Fig. 104. — Nervure à goussets.

paré à l'avance (métal Déployé) ou tissé sur place (système Cottancin). Voir descriptions de ces systèmes<sup>1</sup>.

Dans les planchers on considère l'ensemble formé par une nervure et la bande du hourdis, généralement placé en dessus, comme une poutre en T, et on obtient ainsi l'élément fléchi de beaucoup le plus général dans les constructions en béton armé. Il est évident que dans ces sortes de poutre le béton du hourdis peut être considéré comme formant l'aile comprimée et l'acier à la partie inférieure de la nervure comme le brin tendu. Le plancher constitué par la juxtaposition de plusieurs poutres en T est une sorte de dalle à longue portée dans laquelle la partie supérieure du béton seule comprimée est conservée ; de la partie inférieure du béton de la dalle, on supprime tout ce qui n'est pas nécessaire pour l'enrobage des armatures. Le hourdis lui-même constitue la dalle proprement dite et reçoit son armature principale perpendiculairement à la direction des poutres.

Comme dans les poutres rectangulaires on trouve des poutres en T à armatures simple ou double, à armatures rectilignes ou pliées, à ligatures transversales de différents systèmes. Pour assurer une meilleure liaison de la nervure au hourdis on lui donne quelquefois la section figure 104, mais on peut en général employer une section rectangulaire en calculant les armatures transversales en conséquence.

PIÈCES SOUMISES A LA FLEXION COMPOSÉE. — Parmi ces dernières les plus importantes sont les poteaux chargés excentriquement ou soumis à une charge verticale et à une poussée horizontale, les voûtes et les poutres en arc, certains encorbellements, certaines entretoises de pylones, les parois de silos et quelquefois de réservoirs. Leur armature se rattache à la fois à celles des pièces soumises à une compression simple et à celles soumises à une flexion simple. De façon générale les ligatures transversales sont les mêmes que celles des poteaux, bien que calculées comme celles des pièces fléchies.

<sup>1</sup> En Europe on emploie de préférence les étriers ou liens détachés, que l'on fixe temporairement sur les barres principales, lors du montage de l'ossature, à des écartements variables suivant les efforts intérieurs. En Amérique, on a recours presque exclusivement aux étriers fixés par un moyen mécanique quelconque sur les barres principales. (Voir systèmes de barres, pages 91 et 92).

## CHAPITRE II

### CARACTÉRISTIQUES DES PRINCIPAUX SYSTÈMES

---

Chacun des systèmes de construction se différencie des autres de trois façons différentes : par le principe même de sa conception, par les méthodes de calcul, par les dispositions des armatures. Tous les systèmes peuvent être également bons si les études sont faites par des ingénieurs expérimentés, à l'aide de méthodes ne se basant sur aucune hypothèse qui soit hasardeuse et qui n'ait été contrôlée par de nombreuses expériences, et si les travaux sont exécutés par des entrepreneurs conscients de leur responsabilité, avec une large expérience de la construction.

Il ne peut être question ici de comparer la valeur des différents systèmes mais on peut dire que préférence doit être donnée à ceux dont les dispositions d'armatures sont simples, les moins sujettes au déplacement pendant le bétonnage, tenant compte autant que possible de la résistance des deux matériaux, et naturellement basées sur des méthodes de calculs reconnues exactes.

Pour chacun des systèmes, nous nous contenterons de donner les caractéristiques des poteaux, dalles et poutres, car ce sont les principaux éléments de toute construction. Pour certains travaux tels que tuyaux, voûtes, coupoles, la disposition des armatures est modifiée ; pour les pieux, travaux de mer, fondations massives, les proportions du béton peuvent être et sont souvent changées, mais les constructeurs s'attachent toujours à garder dans les travaux spéciaux le principe même de leur système, indiqué à grands traits dans les paragraphes ci-après, ou que l'on peut déduire des caractéristiques données.



La plupart des systèmes sont protégés par des brevets.

Voir aussi les exemples de travaux exécutés dans les parties 5 à 8 ; les systèmes employant des armatures de forme spéciale dans le chapitre I, 2<sup>o</sup> partie, et les exemples de planchers creux, chapitre II, 5<sup>o</sup> partie.

### SYSTÈME BONNA

Ce système est particulièrement connu par les nombreuses canalisations exécutées en France et à l'étranger (voir chap. II, 8<sup>o</sup> partie).

Dans les constructions ordinaires, M. Bonna constitue les poteaux et les poutres à l'aide de petits profilés assemblés par d'autres profilés

ou des fers plats, le tout rivé, de façon à obtenir des ossatures rigides et indéformables, capables de porter les charges imposées par leur résistance propre. Elles sont calculées exactement comme des charpentes métalli-

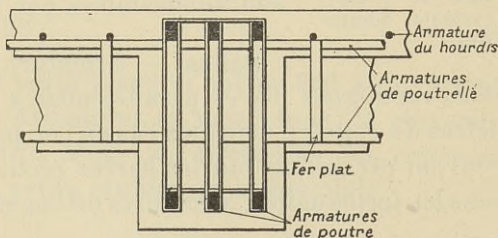


Fig. 405. — Armature de poutre, système Bonna.

ques ; c'est dire que dans la grande majorité des cas les poutres sont considérées comme appuyées à leurs extrémités et comportent une armature symétrique double (fig. 405). Quand les ossatures sont assemblées et montées en place, on les recouvre d'une mince couche de béton protecteur en se servant des charpentes métalliques même comme support des coffrages. On ne tient pas compte dans les calculs de la résistance du béton, sauf dans quelques cas où le hourdis comprimé présente un appont considérable ; elle donne un surcroît de sécurité, principalement contre les efforts de compression et de torsion.

### SYSTÈME BOUSSIRON

Proportions généralement employées pour le béton des hourdis et poteaux :

Ciment ; 300 kilogs.

Sable ; 0,500 mc.

Gravillon : 0,700 mc.

Pour le béton des poutres ou des pièces chargées, le dosage du ciment est 350 kilogrammes. Les armatures sont généralement en fer laminé n° 3, donnant 36 kilogrammes de résistance à la rupture et 10 kilogrammes comme coefficient de travail normal.

**Poteaux.** — Sont de section de préférence rectangulaire, armés de fers ronds, avec des ligatures en fer feuillard (fig. 106) espacées au plus de 50 centimètres et plus rapprochées s'il y a lieu de craindre des efforts de flambement. On y fait travailler le béton à 30 kilogrammes et le fer des armatures longitudinales à 300 kilogrammes par centimètre carré.

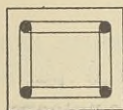


Fig. 106. — Armature de poteau, système Boussiron.

**Dalles.** — Armature simple, composée de petits ronds rectilignes placés parallèlement à la face inférieure à 25 millimètres de celle-ci. Dans les cas où l'on peut compter sur un encastrement on prévoit de courtes barres rectilignes au-dessus des appuis. Dans les fortes dalles, armatures orthogonales en petits ronds et arma-

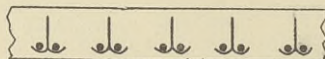


Fig. 107. — Dalle fortement chargée, système Boussiron.

tures principales jumelées avec des feuillards verticaux à double crochet (fig. 107).

**Poutres en T.** — Généralement armature simple formée de fers ronds rectilignes. Lorsque la poutre est encadrée, la partie supé-

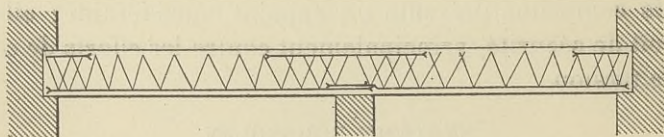


Fig. 108. — Armature de poutre, système Boussiron.

rieure est aussi armée de fers ronds de section et de longueur appropriées aux efforts, généralement s'étendant sur un quart de la portée à partir de chaque extrémité.

Armatures supérieure et inférieure rectilignes sur toute la longueur

de la poutre lorsque le béton n'a pas assez de résistance à la compression.

Ligatures transversales en feuillard en forme de V (fig. 108) à écartement croissant des appuis vers le centre; dans le cas de faibles charges, simples feuillards plantés verticalement dans l'âme de la poutre.

### SYSTÈME COIGNET

Béton normal :

Ciment : 300 kilogs.

Sable : 0,400 mc.

Gravillon : 0,800 mc.

Le dosage en ciment est porté à 400 et même 450 kilogrammes dans les travaux spéciaux. Armatures en acier doux, le plus généralement de section circulaire. Pour les directrices des réservoirs circulaires et des coupes, petits profilés ou aciers plats.

**Poteaux.** — De section droite la plus forte possible, armés d'aciers dans les angles et à 2 centimètres environ des faces externes; les

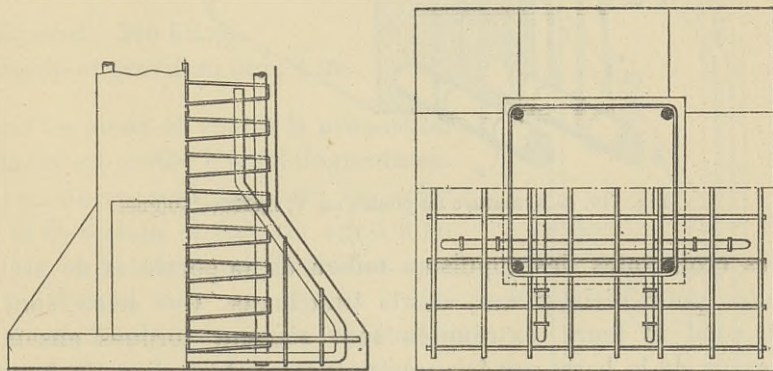


Fig. 109. — Semelle de fondation et poteau, système Coignet.

armatures ont un diamètre au moins égal à 12 millimètres, leur nombre est au moins 4 pour un poteau carré. Ligatures transversales en petit rond de section proportionnée à celle du poteau, parfois écartées d'environ 20 centimètres, parfois enroulées en

hélice (fig. 109). Fatigue de l'acier 1 000 kilogrammes et du béton 25 kilogrammes par centimètre carré.

**Dalles.** — Les dalles d'épaisseur inférieure à 12 centimètres sont à armature simple rectiligne formée de ronds placés à 15 millimètres environ de la face inférieure, avec des barres de répartition orthogonales et s'appuyant sur les précédentes (diamètre minimum : 6 millimètres ; nombre au mètre courant : généralement 7).

Pour les épaisseurs supérieures à 12 centimètres, armature double dissymétrique avec des ligatures verticales en petit rond réunissant les barres inférieures et supérieures.

**Poutres en T.** — 1° Armature double dissymétrique en aciers ronds rectilignes, avec des ligatures verticales placées à des dis-

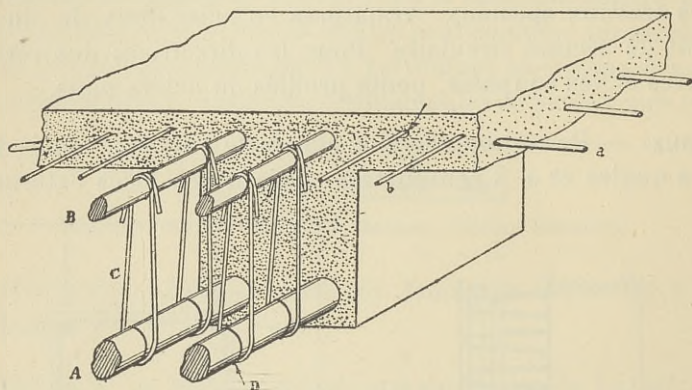


Fig. 110. — Armature de poutre en T, système Coignet.

tances croissantes des appuis au milieu de la portée et de section calculée pour résister aux efforts tranchants. Ces liens sont en acier rond et leurs extrémités sont souvent tordues ensemble au-dessus de la barre supérieure, puis recourbées dans le hourdis (fig. 110).

2° Armature dite d'égalé résistance, constituée par des aciers de petit diamètre ; 2 rectilignes *a* et *b* à la face supérieure et inférieure de la poutre ; les autres,  $r_1 r_2 r_3$ ,  $l_1 l_2 l_3$ , pliés à 45° et relevés dans la partie comprimée de la poutre (fig. 111) pour faire office d'armatures transversales. Dans ce système d'armature les groupes de

barres sont assemblés à l'avance, avec une ou deux ligatures verticales en fil de fer, et apportés à pied d'œuvre tout préparés.

Dans les deux dispositions d'armatures ci-dessus, la poutre, selon son importance, comprend un, deux ou plusieurs groupes de barres juxtaposés et espacés de 2 à 3 centimètres l'un de l'autre.

Les calculs sont faits suivant une méthode suivant de très près celle recommandée par la Circulaire ministérielle; considérant assez rarement un encastrement complet aux appuis et prenant généralement le moment au milieu de la portée égal à  $\frac{pl^2}{10}$ .

#### SYSTÈME CONSIDÈRE

Proportions du béton :

Ciment : 300 kilogs.

Sable et gravillon fini : 1 mc.

Dans les pieux et voûtes la proportion du ciment est portée à 400 kilogrammes. Les armatures sont toujours en acier doux et de section circulaire, aussi bien pour les armatures longitudinales que pour les frettes.

M. Considère augmente la résistance du béton au moyen d'un « *frettage* » toutes les fois que sa résistance propre ne suffirait pas à vaincre les efforts de compression intérieure développés. Ce frettage consiste à noyer dans la masse du béton une spire composée d'un fil d'acier enroulé en hélice dont le pas varie

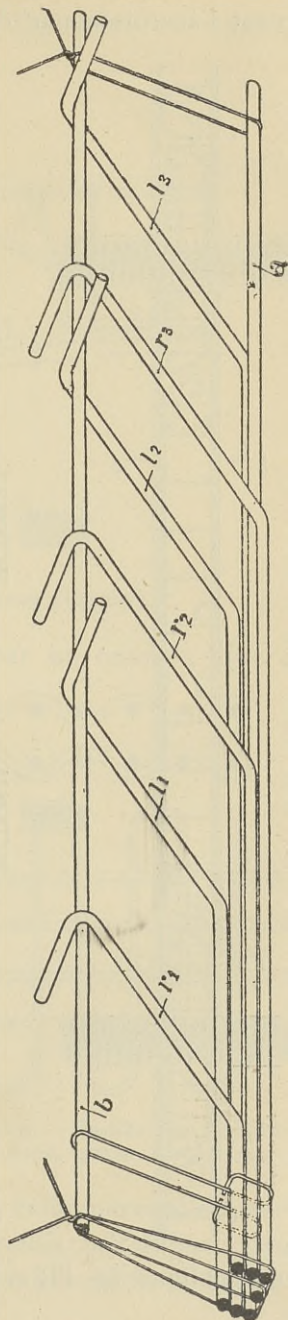


Fig. 114. — Armature de poutre, système Coignet.

suivant l'accroissement de résistance à obtenir (le diamètre du fil

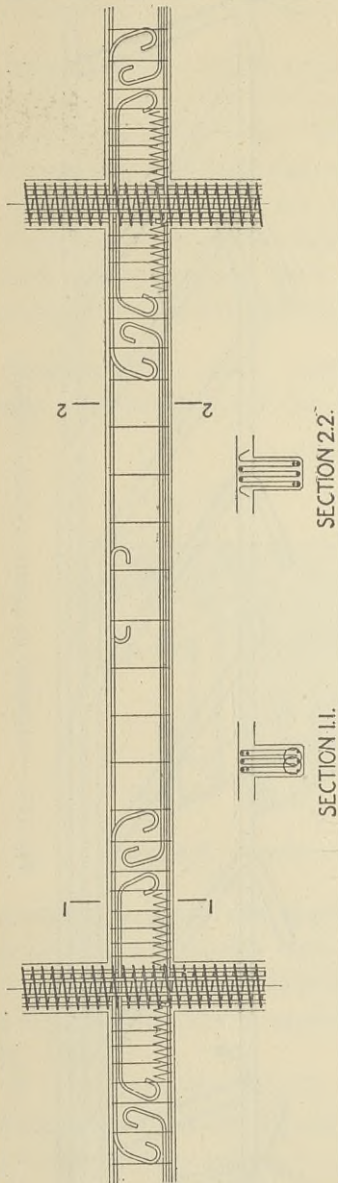


Fig. 112. — Armature de poteau et de poutre, système Considère.

pouvant lui-même atteindre 25 millimètres et plus) et dans tous les cas en incorporant des aciers parallèles aux efforts de compression. M. Considère a, dans plusieurs rapports et ouvrages, décrit les résultats de ses expériences et développé ses méthodes de calcul. La Circulaire ministérielle de 1906 donne aussi la façon de tenir compte de l'action du frettage dans la détermination de la résistance unitaire du béton.

**Poteaux.** — Voir chapitre 1, 4<sup>e</sup> partie.

**Poutres.** — Considérées comme continues et calculées d'après les formules classiques de la continuité. L'armature est par suite double dans la plupart des sections droites de la poutre; elle est composée de ronds de diamètre relativement faible et dont le nombre varie suivant les efforts de tension calculés. Dans les parties comprimées à faible section du béton (partie inférieure des poutres auprès des appuis) on prévoit un frettage de préférence à l'emploi d'aciers longitudinaux. Certains ronds des armatures principales sont pliés vers le haut ou vers le bas et, dans certains cas, accrochés sur les aciers de la face opposée pour résister aux efforts de

tension oblique (fig. 112 et 113), ce qui dispense de l'emploi d'armatures

transversales spéciales; cependant M. Considère se contente

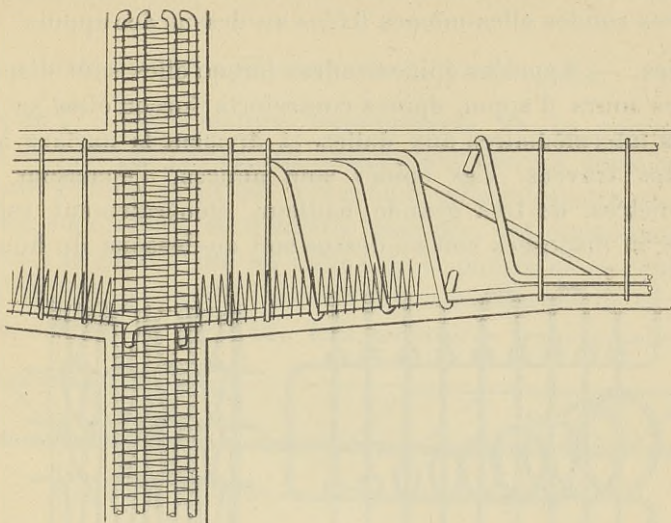


Fig. 113. — Armature de poutre, système Considère.

quelquefois de barres droites terminées par un crochet, avec des ligatures transversales verticales en petit rond.

#### SYSTÈME COTTANCIN

Béton gras. Fil de fer machine de 4 à 5 millimètres de diamètre.

Le principe du système repose sur une sorte de frettage de la masse du béton en l'enserrant dans un treillis à mailles serrées, constitué par des fils de fer tressés, entrelacés et fixés entre eux à l'aide de nœuds de différents systèmes.

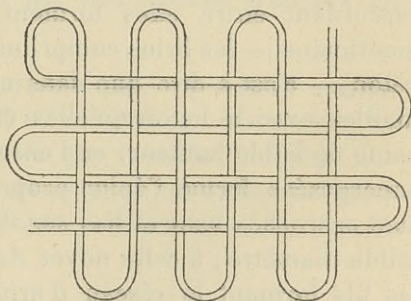
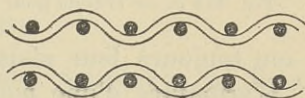


Fig. 114 a. — Treillis pour armature de dalle, système Cottancin.

Dalles. — Souvent très minces, 4 ou 5 centimètres d'épaisseur, avec une armature simple faite d'un treillis métallique, treillis généralement obtenu par simple tissage des fils de fer (fig. 114 a).

Les extrémités des fils de la chaîne et de la trame sont accrochées à des barres rondes elles-mêmes fixées au-dessus des appuis.

**Poutres.** — Appelées épines-cadres lorsqu'elles sont disposées le long des murs d'appui, épines-contreforts lorsqu'elles servent de supports intermédiaires aux dalles et divisent la surface à porter en petites travées. Ces épines sont minces, d'épaisseur environ 5 centimètres, de très grande hauteur, généralement moulées à l'avance, et disposées soit au-dessus soit au-dessous du hourdis car

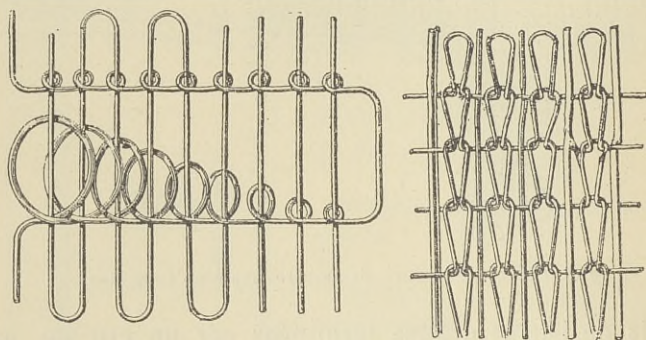


Fig. 114 b. — Treillis pour armature de poutre, système Cottancin.

elles ont toujours leur résistance totale sans tenir compte de la dalle. L'armature d'une poutre est un treillis dont les mailles se raccordent entre elles forment les brins tendus d'une poutre américaine — les brins comprimés étant évidemment fournis par le béton — c'est-à-dire que dans une épine chacune des rangées de mailles avec le béton qu'elles ensèrent forme une poutre américaine de faible hauteur, et l'ensemble de ces poutres élémentaires superposées forme l'épine proprement dite. Les fils de la poutre sont accrochés haut et bas sur des barres rondes longitudinales de faible diamètre ; à celle noyée dans le hourdis sont aussi accrochés les fils formant le réseau d'armature de la dalle. La figure 114 b donne deux des nombreux systèmes de mailles adoptés pour les poutres.

#### SYSTÈME COULAROU

Béton composé de 400 kilogrammes de ciment pour 1 mètre cube de gravillon de 5 millimètres sans sable fin.



**Poteaux.** — Armatures longitudinales et transversales en fers ronds.

**Dalles.** — Armature simple composée de petits ronds.

**Poutres en T.** — L'armature longitudinale de la nervure est composée de groupes juxtaposés comprenant chacun deux barres; celles-ci sont généralement des fers ronds; celle inférieure est rectiligne; celle supérieure, de diamètre moindre, est immédiatement superposée à la précédente au milieu de la poutre et se repliant à 45° vers le haut, court parallèlement à la face supérieure de la poutre jusqu'à ses extrémités (fig. 115). Les armatures transversales sont

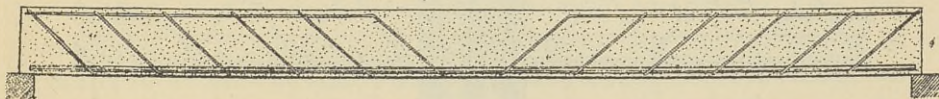


Fig. 115. — Armature de poutre, système Coularou.

constituées de fers ronds, inclinés à 45°, et accrochés haut et bas sur les barres principales.

#### SYSTÈME DÉGON

**Poteaux.** — Armature en aciers ronds, maintenus à distance fixe de la masse centrale du béton par des espèces d'étriers en petits ronds.

**Poutres.** — Armature double dissymétrique, en aciers ronds, maintenus à l'écartement transversal et vertical par des étriers en petit rond ligaturés de façon aussi rigide que possible. Longitudinalement dans l'axe de la poutre des ronds pliés en forme de sinusoïde et attachés aux étriers transversaux pour maintenir ceux-ci à l'écartement voulu.

#### SYSTÈME DEMAY FRÈRES

Béton à 300 et 350 kilogrammes de ciment au mètre cube.

**Poteaux.** — Armatures en fers ronds; ligatures en feuillards placés de champ et espacés de 25 à 50 centimètres suivant l'importance du poteau.

**Dalles.** — Armature simple de petits ronds, parallèles à la face inférieure du hourdis et barres de répartition orthogonales immédiatement au-dessus.

**Poutres.** — Armature longitudinale double dissymétrique en fers de section rectangulaire. Armature transversale en fer feuillard enroulé en forme de V autour des barres principales et ligaturé à

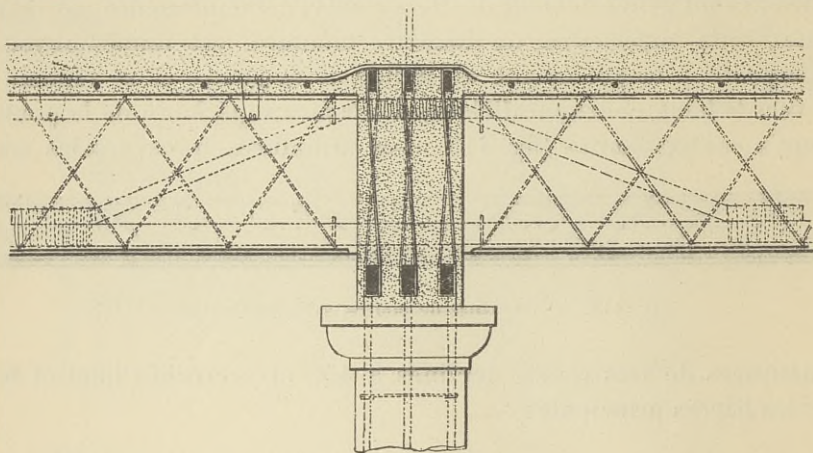


Fig. 116. — Armature de poutre, système Demay frères.

celles-ci. Au-dessus des appuis, armatures supplémentaires en fer rond ou méplat, d'abord parallèles à la face supérieure, puis repliées obliquement vers le bas de façon à rejoindre les barres inférieures principales auxquelles elles sont ligaturées (fig. 116). Des fils de fer recuits de 3 millimètres, enroulés tous les 30 centimètres environ sur les barres du haut ont leurs extrémités repliées dans le hourdis et les armatures du hourdis sont ligaturées aux armatures des poutres pour assurer une bonne liaison des divers éléments entre eux.

Le moment au milieu de la portée est généralement pris égal à  $\frac{pl^2}{10}$  et on tient compte dans les calculs de la résistance du béton en compression.

## SYSTÈME HENNEBIQUE

Proportions généralement employées pour le béton :

Ciment : 300 kilogs.

Sable : 0,400 mc.

Gravillon : 0,800 mc.

Le dosage en ciment est augmenté jusqu'à 400 kilogrammes dans les pieux, travaux hydrauliques, voûtes.

Les armatures principales sont quelquefois en fer, de préférence en acier doux, toujours de section circulaire.

**Poteaux.** — D'encombrement maximum compatible avec les exigences de la construction. Les armatures longitudinales sont au moins au nombre de quatre disposées dans les angles; si la charge en exige un plus grand nombre elles sont placées de préférence près des faces externes du poteau. Dans les travaux où plusieurs piliers sont superposés, les joints entre les armatures se font dans l'épaisseur du hourdis, les extrémités des barres étant simplement réunies par des manchons en tube à gaz ou quelquefois ligaturées à des barres supplémentaires de 1 mètre environ de longueur.

Les armatures transversales sont fabriquées avec de petits fers ronds ou constituées d'une plaque de tôle perforée; leur écartement varie entre 25 centimètres et 40 centimètres.

Dans certaines limites du rapport de la section des armatures longitudinales à la section totale du poteau, on admet comme coefficients de travail au centimètre carré: béton, 25 kilogrammes; acier, 1200 kilogrammes; fer, 1000 kilogrammes.

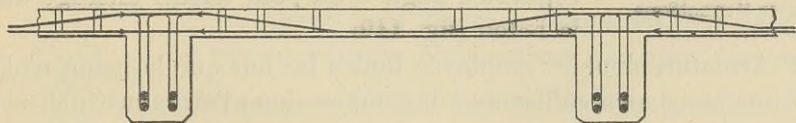


Fig. 117. — Armature de dalle, système Hennebique.

**Dalles.** — Armées de ronds espacés de 10 à 20 centimètres, alternativement droits et relevés (fig. 117), les barres droites portant des étriers en fer plat, tout au moins dans les dalles chargées. Les

barres orthogonales ne sont employées que dans les cas spéciaux : au-dessus des poutres principales d'un plancher comportant deux séries de nervures orthogonales, dans les planchers devant supporter des charges concentrées, dans les terrasses et dalles exposées à l'air. Elles sont placées près de la face supérieure de la dalle.

**Poutres en T.** — 1° Armature simple : la nervure est armée longitudinalement d'une ou plusieurs séries de deux aciers ronds.

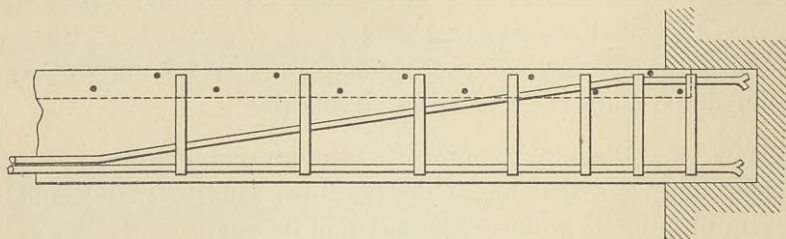


Fig. 118. — Extrémité de l'armature d'une poutre, système Hennebique.

Dans chaque série la barre inférieure est rectiligne, la barre supérieure lui est superposée sur le tiers médian de la longueur et ses extrémités sont relevées de façon à affleurer la face supérieure du hourdis au voisinage des appuis et à résister aux efforts d'extension développés en ces points par les moments d'encastrement (fig. 118). Chaque série de barres porte des étriers en fer plat, disposés verticalement, d'écartement croissant des appuis au centre de la poutre et de section appropriée aux efforts tranchants; ils embrassent les deux barres et montent jusqu'à 2 centimètres de la face supérieure du hourdis; leurs extrémités sont repliées à angle droit pour former ancrage dans le béton (fig. 119).

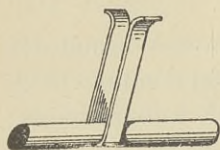


Fig. 119.  
Étrier Hennebique.

2° Armature double : employée toutes les fois que le béton n'offre pas une résistance suffisante à la compression; l'armature inférieure est la même que celle d'une poutre à armature simple; l'armature supérieure est composée de barres rectilignes portant des étriers renversés de hauteur au moins égale à la demi-hauteur de la poutre.

La figure 120 donne une vue perspective d'un plancher,

Dans les calculs, on considère rarement un encastrement parfait aux appuis, et généralement on prend le moment au milieu de la portée égal à  $\frac{pl^2}{10}$ . Les efforts intérieurs sont déterminés par une méthode propre à M. Hennebique, laissant place à un certain empirisme, particulièrement

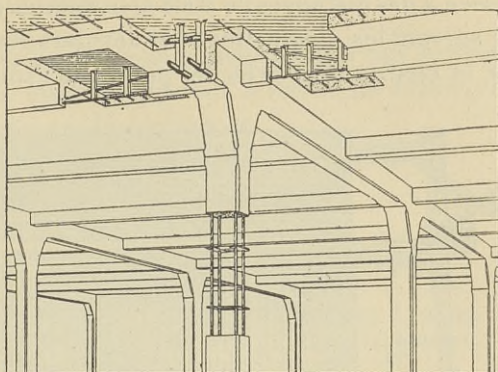


Fig. 120. — Plancher Hennebique.

dans la détermination de la position

de la ligne neutre, mais n'en ayant pas moins donné d'excellents résultats dans les nombreux travaux exécutés dans ce système.

### SYSTÈME MATRAI

Ce système appelé par M. Matrai « fer-béton » repose sur un principe différent des systèmes précédents. Il néglige presque complètement la résistance du béton qui peut être composé de matériaux économiques, quelquefois avoir de la chaux hydraulique ou du plâtre comme agglomérant. Les armatures sont constituées par des fils d'acier (coefficient de travail : 15 à 20 kilogrammes par centimètre carré) auxquels on donne la forme de chaînette en fixant leurs extrémités sur les appuis ; ces fils travaillent ainsi sous un effort de tension presque constant sur toute leur longueur.

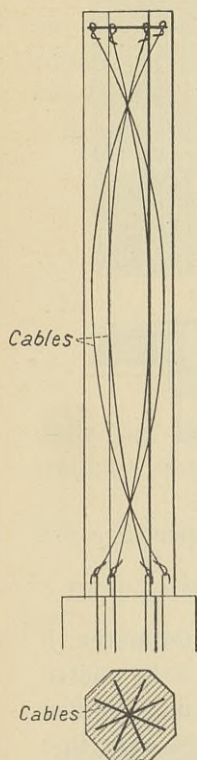


Fig. 121. — Armature de poteau, système Matrai.

**Poteaux.** — De plus grande section possible. Si le béton n'est pas suffisant pour porter seul la charge, on noie dans sa masse des fers profilés. On combat les efforts de flambement par des câbles d'acier de forme parabolique, attachés en haut et en bas du poteau et placés dans les plans diagonaux (fig. 121).

**Dalles.** — Généralement appuyées sur quatre côtés ; les fils sont disposés à des distances de 2 à 8 centimètres suivant les axes du rectangle et suivant les diagonales ; ces derniers reportent la plus grande partie de la charge tout près des points de croisement des appuis. Souvent

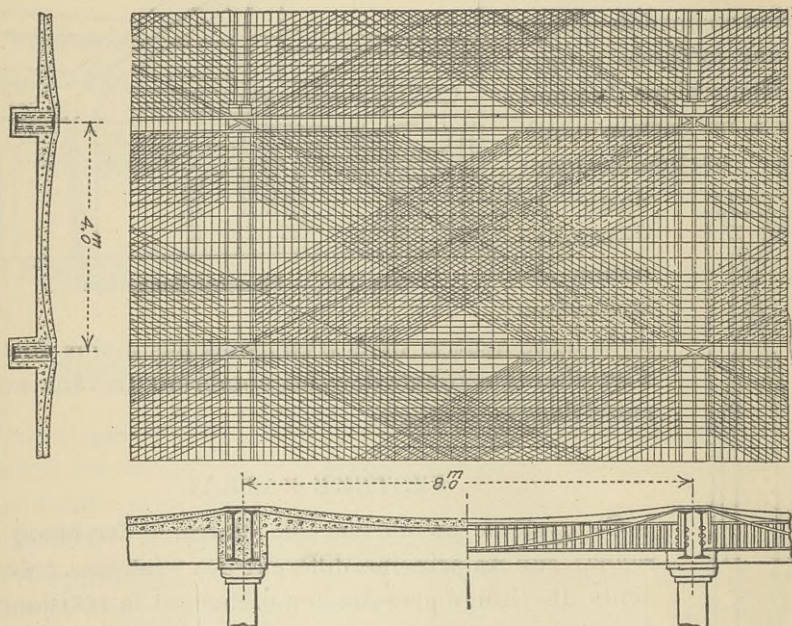


Fig. 122. — Armature de plancher, système Matrai.

l'épaisseur de la dalle n'est pas constante, sa partie supérieure est concave (fig. 122).

**Poutres.** — Constituées de poutres métalliques du commerce, à âme pleine ou évidée, renforcées par des câbles fixés à la poutre même près des appuis ; ces câbles placés de chaque côté de la poutre métallique ont une forme de parabole ou de chaînette, avec une flèche presque égale à la hauteur de la poutre ; ils travaillent exclusivement en tension et le béton de la partie supérieure de la poutre oppose sa résistance de compression aux efforts horizontaux qu'ils déterminent.

### SYSTÈME DE LA SOCIÉTÉ DU MÉTAL DÉPLOYÉ

L'armature particulière de ce système est constituée par une espèce de treillis métallique dont les mailles affectent la forme de losanges (fig. 123). Ce treillis est obtenu en découpant et étirant une tôle continue à l'aide d'une machine spéciale inventée par M. Golding ; il présente des résistances différentes suivant l'épaisseur de la tôle, la largeur des lanières, la grandeur des mailles. Le métal déployé est employé partout où un treillis métallique peut être utilisé, comme armature de tuyaux à faible pression, de cloisons, de revêtements, de plafonds, de dalles, etc.

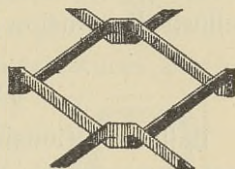


Fig. 123. — Maille du métal déployé.

En général il est disposé parallèlement à la face inférieure de la

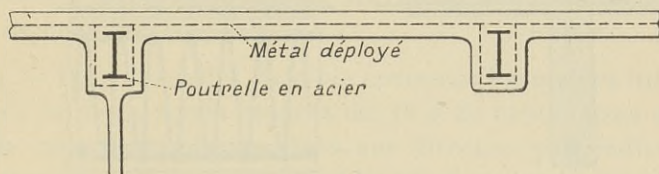


Fig. 124. — Armature en métal déployé.

dalle (fig. 124). La Société fournit des barèmes indiquant la sorte de treillis à employer dans les divers cas qui peuvent se présenter.

### SYSTÈME MONIER

La dalle Monier est le prototype de presque tous les systèmes de dalles employées aujourd'hui.

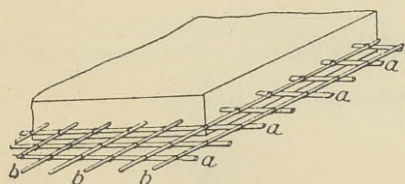


Fig. 125. — Armature de dalle système Monier.

Son armature est simple, composée : 1° de barres de résistance (a) placées parallèlement à la face inférieure, d'écartement et de section appropriés aux dimensions et aux charges de la dalle ; 2° de barres de répartition (b), de 5 ou 6 millimètres de diamètre, écartées de 10 à 20 centimètres,

placées orthogonalement et au-dessus des précédentes. Les deux séries de barres sont réunies de place en place par des ligatures en fil de fer ou des agrafes de treillageurs (fig. 125).

La même armature est utilisée pour les cloisons, rampants de combles, voûtes légères, etc. Quand les éléments peuvent subir des efforts d'extension à la partie supérieure, on double l'armature.

### SYSTÈME PAVIN DE LAFARGE

**Dalles.** — Considérées comme continues au-dessus des appuis. A armature unique, placée où le demandent les efforts de tension, et généralement constituée d'un treillis métallique, par exemple du métal déployé.

**Poutres.** — A armature double, calculée sans tenir compte de la

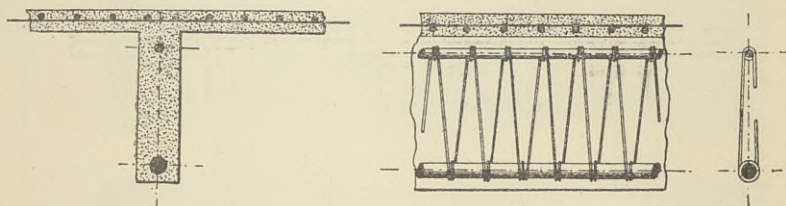


Fig. 126. — Armature de poutre, système Pavin de Lafarge.

résistance du béton en compression, presque toujours en supposant un encastrement aussi complet que possible.

Armatures transversales formées de treillis réunissant de façon très complète les barres inférieures et supérieures, et constitué soit d'un feuillard agrafé alternativement en haut et en bas, soit d'un rond enroulé alternativement sur les deux aciers (fig. 126).

### SYSTÈME PIKETTY

Proportions généralement employées pour le béton :

Ciment : 300 kgs.,

Sable : 0,400 mc.

Gravillon : 0,800 mc.

Pour les pieux, les travaux hydrauliques, les voûtes, le dosage en ciment est porté à 350 et même 400 kilogrammes.



Les armatures principales sont toujours en acier doux, de section circulaire. Les petits ronds pour armatures transversales sont souvent en acier à haute résistance à la limite d'élasticité, quelquefois en acier doux ordinaire.

**Poteaux.** — De section maximum compatible avec les exigences de la construction. Les armatures principales sont placées près des faces externes, de préférence dans les angles ; les armatures secondaires en petit rond de 7 ou 8 millimètres sont enroulées autour des aciers longitudinaux (fig. 127) et écartées suivant les nécessités de la résistance. Généralement on fait travailler le béton à 25 kilogrammes par centimètre carré et l'acier des barres principales à 1.200 kilogrammes par centimètre carré. On tient compte des ligatures transversales par l'adoption d'un coefficient de travail pour le béton en fonction de leur espacement.

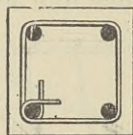


Fig. 127. — Armature de poteau, système Piketty.

**Dalles.** — Dans les dalles de faible épaisseur l'armature est simple, constituée de petits ronds espacés de 10 à 20 centimètres avec des barres de répartition placées dans une direction perpendiculaire et immédiatement au-dessus des précédentes. Lorsque le plancher comporte deux séries de nervures orthogonales, la dalle qui sert de semelle supérieure à une poutre principale reçoit en outre un renforcement transversal la liaisonnant à la poutre.

La double armature (la supérieure formant répartition) est de règle pour les dalles devant porter des charges concentrées ou de forte épaisseur.

**Poutres en T.** — Armature double, en aciers ronds, généralement dissymétrique. Même dans les cas où le béton donne une résistance suffisante à la compression on prévoit toujours la barre supérieure, de diamètre au moins 9 millimètres, sur laquelle on attache les ligatures transversales. Celles-ci

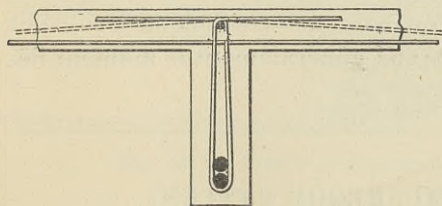


Fig. 128. — Ligature Piketty.

sont inclinées à 30° sur la verticale au voisinage des appuis, verti-

cales au milieu de la poutre et leurs extrémités sont repliées horizontalement dans le hourdis (fig. 128). Leur écartement et leur section sont variables suivant les efforts tranchants à annuler. Dans les cas où c'est nécessaire, surtout pour les maintenir à leur place pendant le pilonnage, les ligatures sont fixées sur les barres principales à l'aide d'attaches en fil de fer.

Dans les poutres principales on relève dans le voisinage des appuis une ou deux des barres inférieures (fig. 129) ou bien on ajoute

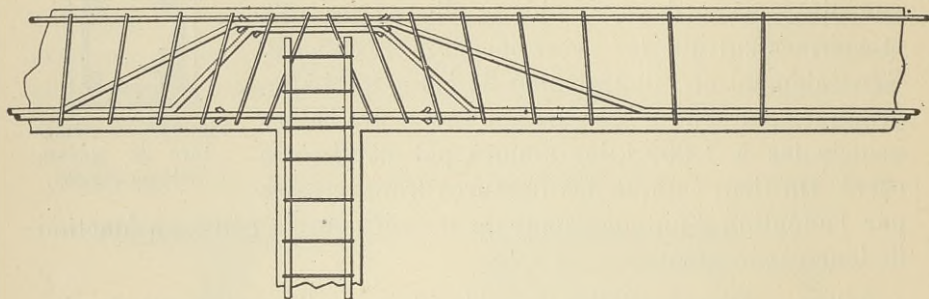


Fig. 129. — Armature de poutre, système Piketty.

une barre inclinée à  $60^\circ$  sur la verticale et ligaturée aux armatures inférieure et supérieure, afin de résister en partie aux efforts de glissement et cisaillement longitudinal. On peut aussi recourir au fretage pour augmenter la résistance à la compression du hourdis constituant la semelle supérieure de la poutre.

Pour les travaux publics, on étudie les éléments en accordance avec les règlements administratifs en vigueur. Pour les travaux particuliers, M. Piketty emploie une méthode de calcul basée sur les principes de la Circulaire du génie, tenant compte du béton et des aciers longitudinaux en compression avec des coefficients contrôlés par la pratique et l'expérience. Il prend généralement le moment fléchissant au milieu de la portée égal à  $\frac{pl^2}{10}$ .

#### SYSTÈME TURNER (MUSHROOM SYSTEM)

Modification du système Matrai, il en diffère par son absence de poutres et poutrelles. Les colonnes reçoivent des sortes de chapi-

teaux formés de barres repliées vers le bas et supportant des cercles également en acier. Sur ces chapeaux on accroche les armatures des dalles (fig. 130) qui peuvent avoir une surface atteignant 4,80 m. par 7 ou 8 mètres et porter jusqu'à 500 kilogrammes par mètre carré.

### SYSTÈME SIEGWART

A ce système appartiennent des poutres creuses fabriquées à l'avance et placées côte à côte pour former un plancher platsans nervures. L'intervalle entre les poutres est de 15 à 20 millimètres ; on y place des fils d'acier pour relier les rangées de poutres et on le garnit de mortier de ciment, dont l'adhérence est facilitée par les stries creusées sur les aces latérales des poutres. Le métal des poutres est calculé pour prendre les efforts de tension et le béton équilibre les efforts de compression.

La figure 131 donne une coupe longitudinale de poutres creuses

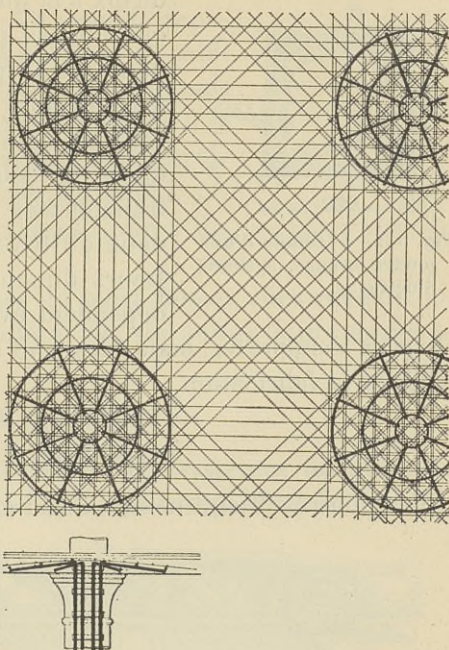


Fig. 130. — Armature de plancher, système Turner.

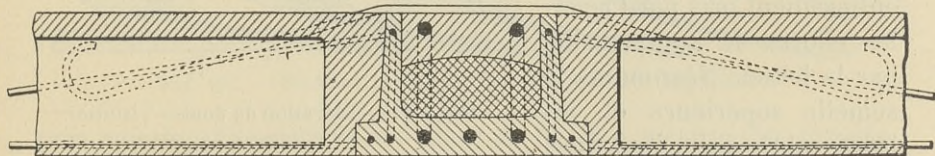


Fig. 131. — Poutre principale et poutre creuse, système Siegwart.

reposant sur une poutre principale et la figure 132 la coupe transversale d'une des poutres creuses (extrait des *Annales de la Construction*).

Ces poutres sont fabriquées dans des usines spéciales, par séries de dix à la fois en un seul bloc qui est découpé en tranches, par une machine à couteaux, pendant que la masse est encore plastique.

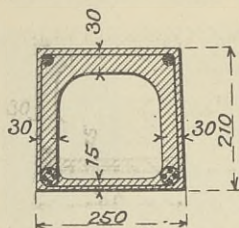


Fig. 132. — Coupe d'une poutre creuse, système Siegart.

Les noyaux pour former l'évidement des poutres sont en tôle et se retirent quelques heures après la coulée. Les poutres peuvent être transportées à pied d'œuvre et mises en place deux ou trois semaines après la fabrication. Leurs dimensions, épaisseurs et armatures dépendent évidemment de la longueur et des charges à supporter, mais elles sont ramenées à quelques types pour faciliter la fabrication.

Leurs dimensions, épaisseurs et armatures dépendent évidemment de la longueur et des charges à supporter, mais elles sont ramenées à quelques types pour faciliter la fabrication.

### SYSTÈME VISINTINI

Les poutres Visintini sont aussi moulées à l'avance et placées côte

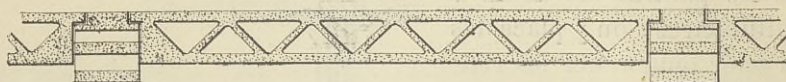


Fig. 133. — Coupe d'un plancher, système Visintini.

à côte avec un joint au mortier de ciment. Chacune d'elles est une poutre à treillis (fig. 133, 134 et 135) (extraites des *Annales de la Construction*).

Les efforts de tension sont entièrement pris par l'acier, les efforts de compression par le béton. Néanmoins la semelle supérieure et les brins obliques comprimés

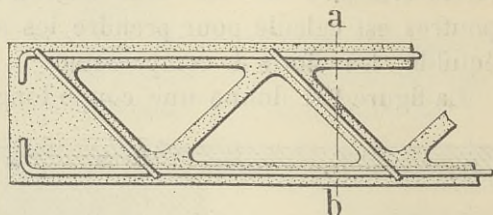


Fig. 134. — Élévation de poutre Visintini.

comportent des armatures légères pour répondre aux efforts secondaires développés pendant la manutention et assurer une meilleure liaison de toutes les parties. Les armatures sont simplement accrochées l'une sur l'autre; on compte exclusivement sur le béton pour en éviter les glissements relatifs.

On moule généralement les poutres sur le chantier même, dans des coffrages en bois fixés sur une plate-forme générale faite de bastings ou de madriers placés côte à côte. La semelle supérieure des poutres a de 3 à 5 centimètres d'épaisseur ; la semelle inférieure et les brins obliques 2 centimètres d'épaisseur seulement ; la poutre a le plus souvent 20 centimètres de largeur et naturellement une hauteur en rapport avec la portée. Le béton est de préférence à 1 de ciment pour 2 de sable grossier.

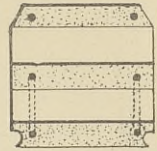


Fig. 135. — Coupe de poutre Visintini.

Les poutres peuvent être mises en place dès qu'elles rendent un son clair sous le marteau, en général dix ou quinze jours après la fabrication.

### SYSTÈME VIENNOT

D'après MM. de Tédesco et Forestier, des systèmes de plancher construits à l'avance celui-ci est le plus ancien appliqué en France ;

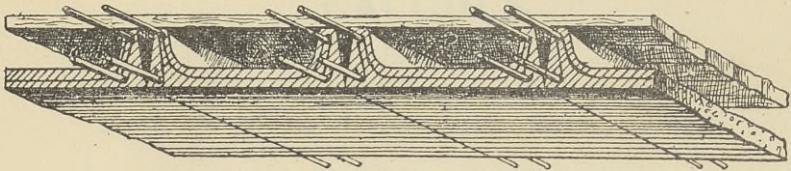


Fig. 136. — Plancher système Viennot à plafond uni.

il a été utilisé dans de nombreux ouvrages. Il se caractérise par l'emploi de hourdis nervurés formant panneaux, fabriqués sur le sol

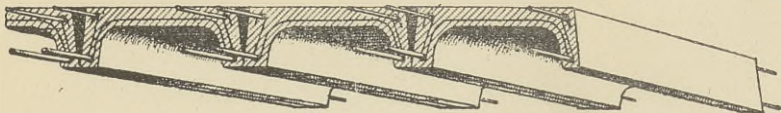


Fig. 137. — Plancher système Viennot à nervures apparentes.

puis montés et assemblés sur place au fur et à mesure des besoins. Le panneau nervuré est constitué par une dalle dont l'épaisseur varie de 3,5 à 5,5 cm. affectant la forme d'un U placé à plat, les ailes tantôt en haut, tantôt en bas, suivant que les panneaux supportent un parquet (fig. 136) ou au contraire constituent le sol et laissent les nervures apparentes (fig. 137).



**QUATRIÈME PARTIE**  
**CALCULS**





Le cadre de cet ouvrage ne permet pas de résumer les méthodes de calcul employées par les constructeurs, ni celles proposées par les ingénieurs cités dans l'historique du béton armé (3<sup>e</sup> partie).

D'ailleurs les premières ne peuvent s'apprendre que par la pratique dans les bureaux et sous la direction des ingénieurs constructeurs eux-mêmes, car, d'une part, elles sont adaptées d'une façon plus spéciale aux détails des dispositifs employés ; d'autre part elles sont ramenées à quelques formules d'application simple ou résumées dans des barèmes avec des limitations que le constructeur se réserve de faire connaître à son seul personnel.

Les deuxièmes sont d'une application souvent trop laborieuse pour être pratique et malgré le mieux fondé de leurs hypothèses, leur emploi ne saurait conduire à des résultats bien différents de ceux donnés par les précédentes, ni entraîner une économie sérieuse.

Les formules exposées ici sont presque entièrement basées sur les hypothèses faites et les résultats acquis par la Commission du ciment armé ; on doit naturellement leur appliquer les restrictions émises par M. l'inspecteur général Lévy, rapporteur de la Commission nommée par le Conseil général des Ponts et Chaussées et chargée de rédiger les conclusions de la Commission du ciment armé (voir Instructions ministérielles du 20 octobre 1906, 1<sup>re</sup> partie).

Ces formules se rapportent à la façon de disposer les armatures la plus communément employée, notamment par MM. Bonna, Bousiron, Coignet, Coularou, Hennebique, Piketty, etc. On a cherché à donner non seulement des formules pour trouver les efforts sur les matériaux dans des pièces de section donnée, mais encore, ce qui est plus intéressant pour le constructeur, celles qui permettent d'établir la pièce qui répond à certaines conditions de charge.

---



## CHAPITRE PREMIER

### PIÈCES COMPRIMÉES. COMPRESSION SIMPLE

---

#### CHARGE PRATIQUE SUR UNE PIÈCE DE SECTION DONNÉE

**Divisions.** — Les poteaux travaillant à la compression simple peuvent être classés de la façon suivante, d'après la façon dont sont disposées les armatures :

1° Poteaux dans lesquels on ne tient pas compte des liens transversaux ;

2° Poteaux à liens transversaux situés dans le plan de la section droite ;

3° Poteaux avec frettes en hélice.

Les formules applicables aux poteaux peuvent naturellement s'étendre aux autres ouvrages travaillant à la compression, tels que les colonnes, les pieux, les murs employés pour supporter des charges verticales et en général toutes les pièces soumises à une pression passant par le centre de gravité de la section droite et dirigée parallèlement à l'axe de la pièce.

Dans les formules qui suivent, on a adopté la notation suivante :

$\Omega$ , section fictive du poteau en centimètres carrés ;

$\Omega_b$ , section du béton en centimètres carrés ;

$\Omega_a$ , section des armatures longitudinales en centimètres carrés ;

$m$ , rapport des taux de travail des aciers longitudinaux et du béton ;

$R_a, R_b$ , taux de travail des aciers longitudinaux et du béton en kilogrammes par centimètre carré ;

$V'$ , le volume des armatures transversales ou obliques et  $V$  le volume du béton pour la même longueur de poteau ;

$m'$ , un coefficient;

N, la charge pratique en kilogrammes que peut porter le poteau. (Cette notation est celle des Instructions ministérielles.)

**Poteaux dans lesquels on ne tient pas compte des liens transversaux.** — La charge de rupture que peut porter un tel poteau dépend surtout de la résistance du béton. Les armatures longitudinales jouent un rôle assez mal défini, bien qu'assez important; car, par suite de leur présence, le coefficient d'élasticité du béton est différent de ce qu'il serait pour le même béton non armé. Même en attribuant, comme on le fait d'habitude, à chacun des deux matériaux un taux de travail proportionnel au produit du raccourcissement commun par leur module d'élasticité, il y a incertitude sur la partie de la charge qui revient à chacun d'eux. D'ailleurs si le poteau est de hauteur assez grande par rapport à la plus petite dimension transversale, le béton peut glisser sur lui-même suivant un plan oblique et ne pas donner toute sa résistance à l'écrasement. De nombreux essais l'ont montré.

Quand la longueur du poteau ne dépasse pas douze fois la plus petite dimension transversale, la charge de rupture paraît être voisine de la somme des deux charges suivantes :

- a) Charge de rupture du béton non armé ;
- b) Charge que peuvent porter les armatures à la limite d'élasticité.

D'après la Circulaire ministérielle, la charge pratique que peut porter ce poteau avec sécurité est égale à .

$$R_b (\Omega_b + m \Omega_a).$$

Pour la valeur de  $R_b$ , voir l'article 4 de la Circulaire.

Pour la valeur de  $m$ , voir l'article 10.

Lorsque la longueur du poteau est très grande, il faut tenir compte du flambement; voir plus loin, paragraphe spécial.

Ces poteaux peuvent être de section droite carrée ou polygonale, en T, en croix; quelquefois ils sont creux pour permettre le passage de tuyaux ou de canalisations électriques; ils peuvent affecter une forme quelconque pour s'adapter aux besoins de la construction. Ils sont faciles à construire à cause du petit nombre de leurs ligatures

transversales et par suite assez employés. Par contre ils sont peu économiques si la section doit être réduite et le pourcentage d'acier élevé.

La section des aciers longitudinaux doit être au moins égale à 0,6 ou 0,8 p. 100 de la section du béton. Bien qu'on ne tienne pas compte des armatures transversales, il y a nécessité de toujours prévoir ces dernières, écartées d'une distance au plus égale à la plus petite dimension transversale du poteau. Sans cette précaution, l'ouvrage serait susceptible de se rompre brusquement sous la moindre excentricité des charges, la charge de rupture se confondant presque avec la charge qui produit la première fissure ; c'est-à-dire que la pièce, qui semblerait présenter un coefficient de sécurité élevé, serait en réalité dangereuse.

**Poteaux à liens transversaux situés dans le plan de la section droite.** — D'après la Circulaire ministérielle, la charge pratique que peut porter un tel poteau, non exposé au flambement, est égale à :

$$R_b (\Omega_b + m \Omega_a) \left( 1 + m' \frac{V'}{V} \right)$$

En pratique on prend souvent pour  $\Omega_b$  la section totale de la pièce, y compris la surface des armatures.

$m$  est un coefficient qui varie de 8 à 15 ; la valeur minimum s'applique lorsque les barres ont un diamètre égal à  $\frac{1}{10}$  de la plus petite dimension du poteau et que les ligatures transversales sont écartées de cette même dimension ; la valeur maximum s'applique lorsque le diamètre des barres est inférieur à  $\frac{1}{20}$  de la plus petite dimension et que les liens sont écartés du tiers de cette même dimension.

$m'$  est aussi un coefficient variable de 8 à 15 ; la valeur 8 s'applique lorsque l'écartement des ligatures transversales est égal à la plus petite dimension du poteau ; la valeur 15 s'applique lorsque l'écartement est au plus  $\frac{1}{3}$  de cette dimension.

On trouve dans le rapport de M. l'inspecteur général Lévy les résultats d'essais exécutés par le professeur von Bach à Stuttgart, lesquels, entre autres essais, ont conduit la Commission à recom-

mander la formule ci-dessus. Ces essais montrent l'influence très nette des liens transversaux pour empêcher le gonflement transversal du béton, diminuer sa déformation longitudinale et augmenter la charge de rupture.

Le tableau suivant, donnant les raccourcissements des poteaux, montre l'influence des liens transversaux sur l'élasticité.

TABLEAU N° 37.

ARMATURE DU POTEAU	RACCOURCISSEMENT SOUS UNE CHARGE DE					
	32 kilogrammes par centimètre carré.		64 kilogrammes par centimètre carré.		97 kilogrammes par centimètre carré.	
	Elastique.	Perma- nent.	Elastique.	Perma- nent.	Elastique.	Perma- nent.
Sans armatures. . . . .	126	7	296	37	545	164
4 barres de 15 millimètres, liens écartés de 25 centi- mètres. . . . .	109	5	247	20	425	63
4 barres de 15 millimètres, liens écartés de 12,5 cm.	108	2	246	18	415	58
4 barres de 15 millimètres, liens écartés de 6,25 cm.	102	4	228	13	379	42

Ces poteaux peuvent être de section droite quelconque ; la forme rectangulaire est cependant préférable car le boisage en est facile et l'on peut disposer les ligatures transversales avec plus de régularité. Si l'armature se compose de plus de quatre barres il y a tout avantage à mettre des ligatures transversales intérieures (fig. 138) qui sont les plus efficaces pour résister au gonflement transversal que l'on cherche à diminuer. La forme et la section de ces ligatures ont évidemment leur importance : on emploiera de préférence des sortes de chaînon,

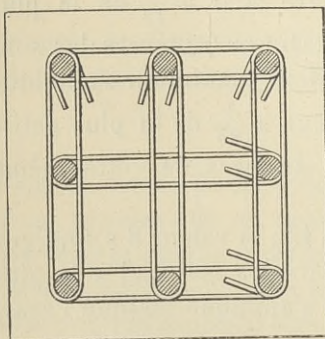


Fig. 138. — Armatures transversales de poteau carré.

formé d'un fil d'acier dont les extrémités sont tordues ensemble et

on pourra se baser sur les valeurs du tableau suivant pour le diamètre et l'écartement des ligatures.

TABLEAU N° 38.

CÔTÉ DU POTEAU en centimètres.	NOMBRE des aciers longitudinaux.	DIAMÈTRE des ligatures en millimètres.	ÉCARTEMENT des ligatures en centimètres.
20 à 30	4	5 et 6	8 à 16
30 à 40	4 à 9	6 et 7	8 à 16
40 à 50	6 à 12	7 et 8	8 à 16
50 à 60	9 à 16	8 et 9	8 à 16

Il faut employer la colonne d'encombrement maximum compatible avec les exigences de la construction, et réduire en conséquence la section des aciers longitudinaux : le béton est de deux à quatre fois plus économique que l'acier pour porter une charge donnée. Plutôt que d'exagérer le pourcentage du métal, quand il est nécessaire d'avoir une section de béton réduite, il est préférable d'augmenter le dosage en ciment. La section des armatures longitudinales ne doit pas dépasser 5 p. 100 de la section totale du poteau et elle doit être répartie en barres du plus petit diamètre possible, mais en nombre restreint, et disposées pour qu'on puisse facilement pilonner entre elles.

La section la plus faible d'acier que l'on puisse employer dans la pratique est de  $\frac{1}{2}$  à 1 p. 100 de la section du béton, répartie en barres d'au moins 10 ou 12 millimètres de diamètre.

**Poteaux avec frettes hélicoïdales.** — Le système de frettage introduit par M. Considère, inspecteur général des Ponts et Chaussées, et consistant en spires hélicoïdales combinées avec les aciers longitudinaux pour former une espèce de quadrillage, a pour but d'augmenter l'élasticité du béton, sa résistance au flambement et à l'écrasement. La résistance du poteau est due surtout à la résistance du béton, accrue dans des proportions élevées par suite du frettage qui s'oppose à son gonflement transversal.

Les principaux essais furent faits par M. Considère (communica-

tion à l'Académie des Sciences. Voir le *Génie civil*, 1902) et par le professeur von Bach à Stuttgart. Se basant sur ces essais, M. Considère détermine que le rapport du gonflement transversal à la déformation longitudinale est égal à 0,375 et trouve que l'acier sous forme de spirales augmente la résistance d'un poteau environ 2,4 fois plus que si la même quantité d'acier était utilisée sous forme d'aciers longitudinaux. Il donne pour la valeur de la charge de rupture d'un poteau :

$$1,5 R'_b \Omega'_b + R'_a (\Omega_a + 2,4 \Omega'_a).$$

$R'_b$ , est la résistance du béton à la rupture ;

$R'_a$ , la résistance à la limite d'élasticité de l'acier ;

$\Omega'_b$ , la section du noyau de béton à l'intérieur des frettes ;

$\Omega_a$ , la section des armatures longitudinales ;

$\Omega'_a$ , la section des longitudinaux fictifs de poids égal aux spires.

Les spires étaient écartées de  $\frac{1}{7}$  au plus du diamètre de la pièce, avec des aciers longitudinaux appropriés.

La charge pratique est de 28 à 35 p. 100 de la charge de rupture.

La formule de la Circulaire ministérielle peut aussi être appliquée et donne comme charge pratique du poteau :

$$N = R_b (\Omega_b + m \Omega_a) \left( 1 + \frac{m' V'}{V} \right).$$

Presque toujours  $m$  peut être pris égal à 15 et  $m'$  varie de 15 à 32, suivant la disposition des armatures longitudinales et transversales, comme indiqué dans l'article 5 de la Circulaire.

De crainte que l'enveloppe de béton extérieure aux frettes ne se fissure, la valeur  $R_b \left( 1 + \frac{m' V'}{V} \right)$  ne doit pas dépasser 60 p. 100 de la résistance du béton à la rupture lorsqu'il n'y a pas crainte de flambement, et descendre bien au-dessous de cette limite lorsque la longueur du poteau est très élevée relativement à sa section.

Les poteaux frettés ont en général une section polygonale se rapprochant de la section circulaire, par exemple une section octogonale ou hexagonale. Les aciers longitudinaux sont au nombre de 8 ou 6 au moins et de section supérieure à 0,5 p. 100 de la section du béton ; leur volume est environ  $\frac{1}{3}$  du volume des aciers en spirale.



Pour assurer la continuité des spires aux joints, on fait croiser deux spires consécutives sur une demi-circonférence et on recourbe leur extrémité vers le centre du poteau (fig. 139). Dans les poteaux à section rectangulaire on peut enchevêtrer les spires comme sur la figure 140.

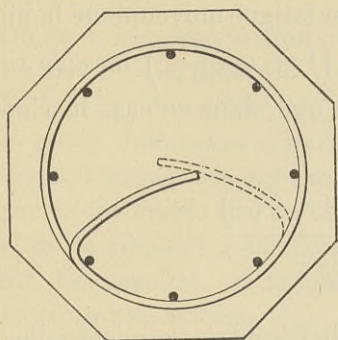


Fig. 139. — Poteau octogonal fretté.

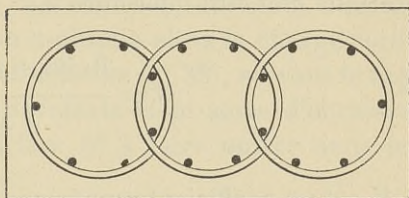


Fig. 140. — Poteau rectangulaire fretté.

**Flambement.** — La formule d'Euler s'applique aux pièces homogènes comprimées, articulées à leurs extrémités, de très grande longueur et de faible section. Sous l'action d'une charge debout, de telles pièces flambent avant que le taux de travail n'ait atteint la résistance limite d'élasticité et le module d'élasticité  $E$  de la pièce est bien défini. Cette formule exprime que la charge qui produit le flambement, partant la charge dangereuse, est égale à :

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} EI$$

$l$  étant la longueur de la pièce,  $I$  son plus petit moment d'inertie. En écrivant cette formule en fonction du rayon de gyration  $r$  de la section, il vient :

$$P = \frac{\pi^2 \Omega r^2}{l^2} \times E.$$

Dans les piliers en ciment armé de la pratique qui sont sur le point de flamber, la fatigue du béton est très différente dans les diverses fibres de la section. Les fibres extérieures de la pièce fléchie sont beaucoup moins comprimées que celles situées à l'intérieur de la courbure et le coefficient d'élasticité n'a pas la même valeur pour tous les points de la section. La formule d'Euler n'est donc pas d'application facile.

La Circulaire ministérielle recommande l'emploi de la formule de Rankine et montre comment on peut la rapprocher de la formule d'Euler en prenant une valeur moyenne pour E (voir l'article 12).

La formule de Rankine exprime que la fatigue moyenne de la pièce comprimée est multipliée par le terme  $\left(1 + \frac{kl^2}{40\,000\,r^2}\right)$  lorsque cette pièce a tendance à flamber. C'est dire que, dans ce cas, la charge pratique doit être inférieure à :

$$N = \frac{R_b (\Omega_b + m \Omega_a) \left(1 + \frac{m'V'}{V}\right)}{1 + \frac{Kl^2}{40\,000\,r^2}}$$

K est un coefficient numérique (voir la Circulaire ministérielle).

Pour la détermination de  $r$  et I, voir le paragraphe spécial, page 270.

#### DÉTERMINATION D'UN POTEAU POUR PORTER UNE CHARGE DONNÉE

**Calcul du poteau.** — Dans l'étude de l'avant-projet d'une construction, il faut se contenter de formules approchées pour la détermination des poteaux, formules libérées de toutes complications, permettant une évaluation rapide des quantités de matériaux et des surfaces de coffrage, car le nombre des poteaux différents est souvent très élevé et le temps très restreint pour les étudier. Ces formules doivent cependant être suffisamment approchées puisque les poteaux forment une partie importante de la construction et contribuent pour une part assez importante au prix de revient. Ce sont des formules de ce genre qui sont données ci-après ; dans l'étude définitive il y a lieu de vérifier chacun des poteaux.

On détermine la charge à porter, le poids propre y compris, et si partie de cette charge est excentrée ou si le poteau est en outre soumis à des forces horizontales produisant un moment de flexion, on applique les formules de la flexion composée.

Si la compression est simple et selon que l'on emploie pour la construction projetée du béton à 300 kilogrammes, 350 kilogrammes ou 400 kilogrammes de ciment au mètre cube, on calcule la section du poteau non armé qui serait nécessaire pour porter la charge

axiale  $N$  par l'une des équations :

$$\Omega = \frac{N}{45}, \Omega = \frac{N}{50}, \Omega = \frac{N}{56}.$$

On compare cette section avec celle que l'on peut donner au poteau et on arrête celui des trois types auquel on veut recourir.

Si le pilier doit avoir une très grande hauteur par rapport à la plus petite dimension transversale, on établit quelle sorte d'encastrement il aura à ses extrémités ; on multiplie alors la charge réelle  $N$  par le coefficient tiré du tableau ci-dessous (n° 39), suivant le rapport de la hauteur à la section transversale et la sorte d'encastrement. Le résultat est la charge fictive  $N'$  à faire entrer dans les opérations ultérieures.

(D'après l'article 12 de la Circulaire, on peut s'en dispenser pour les pièces dont l'élançement est inférieur à 20.)

TABLEAU N° 39.

RAPPORT DE LA HAUTEUR à la dimension transversale.	12	16	20	24	28
1 extrémité encastrée, 1 extrémité libre . . . . .	1,56	2	»	»	»
2 extrémités appuyées . . . . .	1,14	1,26	1,41	1,59	»
1 appuyée, 1 avec encastrement partiel . . . . .	1,11	1,20	1,31	1,44	1,60
2 extrémités avec encastrement partiel . . . . .	1,07	1,13	1,20	1,29	1,40
2 extrémités avec encastrement parfait . . . . .	1,03	1,06	1,10	1,15	1,20

Si on choisit un pilier à liens transversaux rectilignes, il y a avantage à employer des liens à deux brins, en forme de chaînons, reliant les aciers longitudinaux deux à deux, et d'espacer ces aciers, par conséquent les liens, de 10 à 15 centimètres. Il y a ainsi un lien pour une largeur de poteau de 10 à 15 centimètres et on peut considérer comme première approximation que le rapport  $\frac{V'}{V}$  ne dépend plus que du diamètre des ligatures et de leur écartement longitudinal.

Le tableau suivant donne les valeurs du rapport  $\frac{V'}{V}$  pour divers diamètres et écartements des ligatures ; il donne aussi le terme  $1 + m' \frac{V'}{V}$  dans lequel  $m' = 15$ , valeur que l'on peut généralement

employer. Il suffit que l'écartement longitudinal des ligatures soit au plus  $\frac{1}{3}$  de la plus petite dimension transversale de la pièce.

TABLEAU N° 40.

LIGATURES		$\frac{100 V'}{V}$ POUR ÉCARTEMENTS			$1 + m' \frac{V'}{V}$ POUR ÉCARTEMENTS		
		de			de		
Diamètre en millimètres.	Section en centimètres carrés.	8	12	16	8	12	16
5	0,20	0,80	0,54	0,40	1,12	1,08	1,06
6	0,28	1,10	0,80	0,55	1,17	1,12	1,08
7	0,38	1,50	1,00	0,75	1,23	1,16	1,11
8	0,50	2,00	1,33	1,00	1,30	1,20	1,15
9	0,64	2,60	1,70	1,30	1,39	1,26	1,20

On peut aussi choisir *a priori* un pourcentage des armatures transversales aux armatures longitudinales et à l'avant-projet se contenter d'évaluer le poids d'acier des armatures transversales sans en déterminer le nombre et le diamètre. Cette détermination se fait seulement lors de la vérification et du calcul définitif.

On divise alors la charge  $N'$  par l'un des coefficients des trois dernières colonnes. Le quotient obtenu  $N''$  est l'expression  $R_b (\Omega_b + m \Omega_a)$  de la formule générale primitive. La formule ainsi simplifiée est d'une application très simple. On se donne, par exemple,  $\Omega_b$  et on déduit  $\Omega_a = \frac{1}{m} \left( \frac{N''}{R_b} - \Omega_b \right)$ .

*Application à un poteau pour porter une charge  $N = 80\,000$  kilogrammes.*

*Deux cas à considérer : 1° la section est carrée de 40 centimètres de côté ; 2° la section est carrée de 36 centimètres de côté.*

Le calcul est résumé dans les trois tableaux suivants ; il est donné pour trois poteaux différents de 36 centimètres de côté. Le premier avec ligatures transversales écartées de 40 centimètres et du béton dosé à 300 kilogrammes ; le deuxième avec ligatures tous les 12 centimètres, aussi dosé à 300 kilogrammes ; le troisième avec des ligatures tous les 40 centimètres mais au dosage de 400 kilogrammes. Le tableau n° 43 donne le prix des matériaux (béton et acier) par mètre courant de pilier, obtenu en prenant comme bases :

40 francs pour le mètre cube de béton à 300 kilogrammes de ciment ;

45 francs pour le mètre cube de béton à 400 kilogrammes de ciment ;

0,30 fr. pour le kilogramme d'acier.

TABLEAU N° 41.

CÔTÉ du poteau.	$\Omega_b$	ÉCARTEMENT des ligatures.	$m'$	DIAMÈTRE des ligatures.	$1 + m' \frac{V'}{V}$	N
						$1 + m' \frac{V'}{V}$
cm.	cm <sup>2</sup>	cm.	»	mm.		
40	1 600	40	»	6	1	80 000
36	1 296	40	»	6	1	80 000
36	1 296	12	15	6	1,12	71 400
36	1 296	40	»	6	1	80 000

TABLEAU N° 42.

$R_b$	N	$m\Omega_a$	$m$	$\Omega_a$	ARMATURES longitudinales.
	$R_b \left( 1 + m' \frac{V'}{V} \right)$ $= \Omega_b + m\Omega_a$				
kg.		cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>	
45	1 785	185	8	23,1	8 aciers de 19 = 22,68
45	1 785	489	8	61,1	8 — 31 = 60,38
45	1 596	300	15	20,0	8 — 18 = 20,32
56	1 426	130	8	16,2	8 — 16 = 16,08

TABLEAU N° 43.

VOLUME du béton.	POIDS des longitu- dinaux.	POIDS des ligatures.	POIDS total de l'acier.	PRIX du béton.	PRIX de l'acier.	PRIX total.
m <sup>3</sup>	kg.	kg.	kg.	fr.	fr.	fr.
0,160	17,7	3,4	21,4	6,4	6,3	12,7
0,130	47,0	3,4	50,4	5,2	15,1	20,3
0,130	15,9	11,3	27,2	5,2	8,1	13,3
0,130	12,5	3,4	15,9	5,9	4,8	10,7

Le pilier le plus économique est donc le pilier de 36 centimètres

de côté en béton à 400 kilogrammes de ciment ; il serait bon toutefois de prévoir pour les ligatures un écartement de 0,20 ou 0,25 m. seulement, à moins que l'on soit absolument certain qu'il n'aura jamais à supporter d'effort de flexion.

**Détails de construction.** — Les ligatures ou spires doivent être soigneusement faites suivant les dimensions des dessins et fixées dans le coffrage aux aciers longitudinaux. Ceux-ci doivent être suffisamment prolongés dans la semelle d'appui pour que l'adhérence transmette la charge qu'ils portent au béton qui les entoure.

Lorsqu'un poteau en reçoit un autre de section plus faible, les aciers sont courbés à la partie supérieure de façon à ce que les barres des deux poteaux se superposent ; ces barres sont réunies par des chutes de tuyau à gaz, la jonction se faisant de préférence dans l'épaisseur du hourdis. Quand la construction peut être sujette à des dénivellations (dues à de mauvaises fondations, des tremblements de terre ou toute autre cause) ou que le poteau supporte un moment de flexion, les barres doivent être continues ou bien la continuité des barres mises bout à bout doit être assurée par des aciers supplémentaires.

Pour le bétonnage la pratique courante est d'employer du béton assez sec et de le déposer par couches de 10 à 15 centimètres d'épaisseur, en pilonnant soigneusement chacune des couches. Pour faire ce travail l'un des côtés du boisage est monté à mesure de l'avancement du pilier lui-même : il se compose de planchettes que l'on glisse dans des rainures ménagées à cet effet ou que l'on cloue sur les autres parois du coffrage ; généralement les ligatures ou les spires sont descendues en place au fur et à mesure de la coulée. On a cependant obtenu de bons résultats en montant le squelette d'armatures à l'avance, bâtissant le coffrage complet et le remplissant du béton par la partie supérieure : le pilier ne doit pas avoir plus de 3 mètres de hauteur, le béton doit être relativement liquide et la charge à porter par le pilier assez faible pendant les premiers mois ; on remue le béton pendant la coulée avec une barre de fer plat pour en expulser les bulles d'air et le faire pénétrer dans les angles du coffrage. Celui-ci, naturellement, ne doit pas laisser échapper le lait de ciment.

A l'appui des poutres principales sur les colonnes on prévoit généralement des goussets. Quand les poutres sont calculées comme continues, les goussets font partie des poutres, ils ont leur face inférieure faisant un angle de  $30^\circ$  avec l'horizontale. Quand les poutres sont considérées comme demi-encastées, la face inférieure des goussets est à  $60^\circ$  avec l'horizontale et leur hauteur est souvent celle des poutres qu'ils reçoivent. Ils sont armés comme des consoles avec des barres de tension à la partie supérieure et des aciers courant parallèlement aux arêtes extérieures (voir l'armature dans le chapitre Bâtiments).

---

## CHAPITRE II

### PIÈCES FLÉCHIES. — FLEXION SIMPLE

---

#### GÉNÉRALITÉS

**Charges variables.** — Dans le calcul d'une pièce fléchie soumise à des charges très variables et appliquées brusquement, il y a lieu d'augmenter les charges variables réelles dans une certaine proportion ou de diminuer le taux de travail des matériaux.

Pour les travaux soumis au contrôle des ingénieurs de l'État, voir l'article 8 de la Circulaire ministérielle de 1906.

A défaut d'indications précises spécifiées au cahier des charges, on peut suivre les règles suivantes qui assurent un ample coefficient de sécurité :

Pour des planchers ordinaires, des planchers de magasins à faible surcharge régulièrement répartie, des couvertures ou fonds de réservoirs, calculer les divers éléments pour le poids mort et la surcharge réelle.

Pour des ponts-routes, des planchers supportant de la machinerie en mouvement, calculer les éléments pour le poids mort et la surcharge réelle augmentée de 20 à 30 p. 100.

Pour des ponts de chemin de fer, des planchers destinés à recevoir des voies de grue, des quais à trafic très intense, amplifier la surcharge réelle de 40 à 60 p. 100.

Dans les cas où des pièces très lourdes sont placées brusquement en n'importe quel point d'un plancher, il faut prévoir chacun des éléments, hourdis, poutrelles et poutres, pour les efforts dynamiques pouvant résulter de la brusque mise en place ainsi que pour



les efforts statiques. En outre on calcule le hourdis pour porter une surcharge uniformément répartie que l'on évalue d'après les charges concentrées à supporter. Cette surcharge peut être réduite dans le rapport de 1 à 0,8 ou 0,6 dans le calcul des poutres secondaires ; dans le rapport de 1 à 0,5 ou 0,4 dans le calcul des poutres principales ; car il résulte du poids même des pièces constituant la surcharge qu'une travée entière ne sera jamais chargée sur toute sa surface.

**Détermination des moments.** — Le tableau n° 10, page 17, donne les valeurs des moments et des efforts tranchants pour des pièces fléchies sous différents systèmes de charges et dans des conditions diverses des appuis. Les courbes des moments et des efforts tranchants sont entièrement déterminées par les charges et *sont indépendantes* de la constitution de la pièce fléchie, que celle-ci soit simplement appuyée ou encastrée à ses extrémités.

Les dalles et les poutres en béton armé ont presque toujours leurs extrémités partiellement encastrées : une dalle est solidaire de la nervure qui la supporte et celle-ci, par sa résistance à la torsion, peut résister à un certain moment d'encastrement ; il en est de même pour une poutre ou un pilastre qui supporte une autre poutre ; en bétonnant l'extrémité d'une poutre dans un mur on produit un léger encastrement qu'on évalue de la façon suivante :

Soit  $l$  la distance AB dont la pièce pénètre dans le mur (fig. 141) ; T la charge de haut en bas que peut exercer la maçonnerie sur la longueur AB ; le moment d'encastrement est égal à  $T \frac{l}{3}$ . La surface CD est soumise à un effort de compression supplémentaire C égal à la charge T, les deux efforts C et T variant linéairement de 0 à un maximum qui a lieu en D et en A pour les deux surfaces CD et BA respectivement. L'effort de compression C s'ajoute à la charge sur l'appui. La fatigue qui résulte de ces deux charges ne doit pas dépasser la charge limite que peut porter la maçonnerie.

Dans les cas où l'on peut évaluer les moments d'encastrement

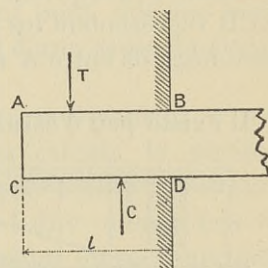


Fig. 141. — Encastrement d'une poutre dans un mur en maçonnerie.

aux extrémités, on détermine, en se basant sur la courbe des moments d'une poutre libre, la courbe des moments réels pour lesquels il faut calculer la poutre.

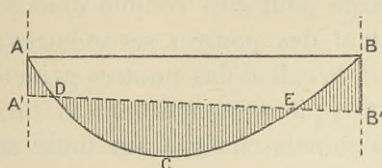


Fig. 142. — Moments fléchissants d'une poutre semi-encastree.

On trace la courbe ACB (fig. 142) des moments de la poutre simplement appuyée, de même portée et soumise aux mêmes charges que la poutre considérée ; on porte en AA' et BB' les moments d'encastrement aux extrémités. Les ordonnées comprises entre la ligne de fermeture A'B' et la courbe ACB représentent les moments aux différents points de la poutre. Ils sont négatifs entre A' et D et entre E et B' ; ils sont positifs de D en E.

Il existe peu d'essais qui permettent de déduire de façon certaine

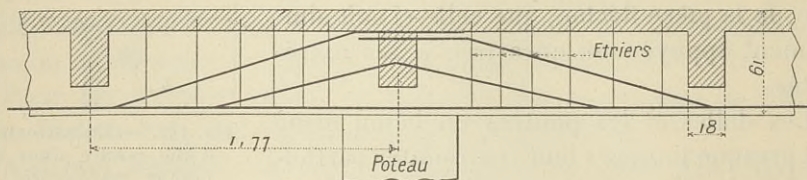


Fig. 143. — Élévation de la poutre principale.

sur quel encastrement on peut compter aux appuis des poutres d'un plancher monolithe coulé sur place d'après les procédés généralement en vigueur. Les seuls que l'auteur connaisse sont les

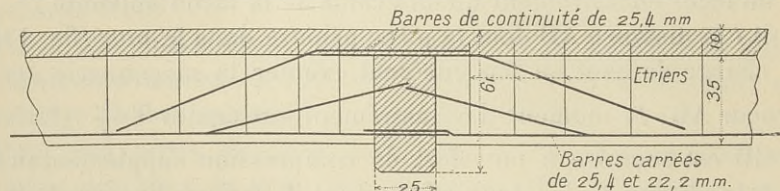


Fig. 144. — Élévation de la poutre secondaire.

essais faits par la *National Association of Cement users U. S. A.*, en coopération avec l'*Engineering Experiment Station of the University of Illinois-Urbana*, sous la direction du professeur A.-N. Talbot. (voir *Proceedings de l'Association*, 1912).

Deux séries d'essais ont été faites sur des planchers de bâtiments industriels; l'un un magasin de dix étages à Chicago; l'autre un bâtiment de huit étages à Brooklyn. Dans ce dernier, calculé pour une charge uniformément répartie de 730 kilogrammes au mètre carré, l'écartement d'axe en axe des poutrelles est de 4,77 m., l'écartement des poutres principales est 6,07 m., leur portée d'axe en axe des poteaux étant 5,30 m. L'élévation d'une poutre principale et d'une poutre secondaire est donnée figures 143 et 144.

Dans le bâtiment de Chicago, calculé pour 975 kilogrammes au mètre carré, la portée des poutres secondaires et principales est respectivement 6,10 m. et 4,60 m. Les armatures disposées à peu près de même façon que dans l'autre bâtiment sont relevées sous un angle un peu moins aigu; de plus elles sont d'une seule longueur pour deux poutres placées bout à bout.

Les deux planchers furent chargés progressivement d'une charge double de la charge admise dans les calculs, la surface totale chargée étant un rectangle de surface égale à cinq fois la surface portée par une poutre principale, c'est-à-dire quinze fois la surface d'une poutre secondaire. Les allongements ou raccourcissements des armatures et du béton furent mesurés aux points les plus importants des divers éléments, poutres, poutrelles et hourdis, de façon à pouvoir déduire le coefficient de travail de l'acier et du béton en ces différents points et sous différentes charges. Les flèches furent aussi relevées.

Comme le constate le rapport cité, les mesures et les observations, bien qu'elles furent faites avec grand soin, présentent un certain degré d'incertitude, parce qu'exécutées dans des conditions défavorables. Elles conduisent cependant à des résultats généraux très semblables pour les deux bâtiments et qu'on peut résumer ainsi pour le bâtiment de Brooklyn :

Le plancher était âgé d'environ sept semaines à l'époque de l'essai. En prenant pour le béton un coefficient d'élasticité de 176 000 kilogrammes par centimètre carré et en supposant les raccourcissements proportionnels aux efforts jusqu'aux limites de fatigue obtenues dans les expériences, on a trouvé pour les poutres et les poutrelles les valeurs *maxima* indiquées dans le tableau ci-dessous. Ce tableau donne les fatigues du métal et du béton et aussi les

moments fléchissants correspondant à ces valeurs, calculés d'après les formules ordinaires (telles que celles données ci-après, sans tenir compte de la résistance du béton en tension).

TABLEAU N° 44.

ÉLÉMENTS	ARMATURES		BÉTON	
	Fatigue.	Moment fléchissant correspondant.	Fatigue.	Moment fléchissant correspondant.
	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{pl^2}{16}$
Poutre principale . . . . .	»	»	63	16
	Extrémité.	»	Faible.	»
Milieu . . . . .	564	$\frac{pl^2}{20}$		»
Poutre secondaire reposant sur poutre principale. . . . .	Extrémité.	564	78	$\frac{pl^2}{14}$
	Milieu . . . . .	775	25	$\frac{pl^2}{13}$
Poutre secondaire reposant sur poteau . . . . .	Extrémité.	»	67	$\frac{pl^2}{15}$
	Milieu . . . . .	705	16	$\frac{pl^2}{18}$

Il est apparent que l'effort total de compression est beaucoup plus élevé que l'effort de tension développé par les armatures. Cela peut tenir à deux causes :

1° Les poutres et le hourdis travaillent comme une espèce de voûte, ce qui développe une poussée de sens contraire à l'effort de tension ;

2° Le béton prend une partie de l'effort d'extension.

Cependant dans les parties tendues il s'est produit de très petites fissures dans le béton ; ces fissures auraient été invisibles dans les conditions ordinaires de la pratique ; elles étaient apparentes dans le cas présent à cause de la préparation extérieure spéciale qu'avaient subie les poutres.

Les efforts de compression diminuent à partir de l'appui, proportionnellement aux distances à l'appui, le point de moment nul étant

environ aux  $\frac{22}{100}$  de la portée nette. Au milieu de la poutre principale, ils sont très faibles, parce que distribués sur une largeur considérable du hourdis et le moment fléchissant en ce point est par suite difficile à déterminer. Au milieu des poutres secondaires les efforts de compression dans le hourdis sont les mêmes pour toute la largeur de la semelle d'une poutre à l'autre et on peut dire que toute la largeur du hourdis est intéressée dans la résistance à la compression. (Dans ce cas son épaisseur est  $\frac{1}{17}$  de sa portée nette.)

Où la section du béton est comparativement faible, dans la partie inférieure des poutres, soit au milieu, soit aux extrémités, les déformations et les coefficients de travail sont sensiblement proportionnels aux charges imposées; mais il n'en est pas de même lorsque la section de béton est élevée (partie supérieure de la poutre); les déformations croissent beaucoup plus rapidement que les charges.

Les essais ont encore prouvé que les déformations et fatigues des hourdis sont faibles; les déformations sont voisines de celles que donnerait le calcul en tenant compte de la résistance du béton en tension.

Autant que le permet l'approximation des expériences on peut conclure que, sous la charge normale uniformément répartie, la *valeur moyenne* du moment fléchissant dans les poutres est égale à :

$$0,056 pl^2, \text{ soit } \frac{pl^2}{18} \text{ au milieu de la portée ;}$$

$$-0,04 pl^2, \text{ soit } -\frac{pl^2}{25} \text{ aux extrémités.}$$

Pour les dalles ou poutres s'étendant sur plusieurs travées, certains systèmes considèrent que le moment maximum (positif) entre les supports est égal aux  $\frac{4}{5}$  du moment maximum que supporterait la pièce si les extrémités étaient libres; le moment d'encastrement (négatif) aux extrémités est alors  $\frac{1}{5}$  du moment maximum de la poutre libre. Par exemple les moments d'une poutre uniformément chargée d'une charge fixe sont :

$$\frac{pl^2}{10} \text{ au milieu de la portée}$$

$$-\frac{pl^2}{40} \text{ aux appuis}$$

$p$  étant la charge par unité courante,  $l$  la portée de la poutre.

Certains constructeurs admettent un encastrement plus élevé sur les supports. Ils considèrent que le moment (positif) entre les supports est réduit aux  $\frac{2}{3}$  du moment de la poutre simplement appuyée ; le moment (négatif) aux appuis est égal au  $\frac{1}{3}$  de ce même moment. C'est-à-dire que pour une poutre uniformément chargée, les moments seraient

$$\frac{pl^2}{12} \text{ au milieu, } -\frac{pl^2}{24} \text{ aux appuis.}$$

D'autres constructeurs calculent les dalles et poutres s'étendant sur plusieurs travées comme des pièces continues. Plus que dans les poutres en acier qui résistent dans des conditions à peu près identiques à la compression et à la tension, dans les poutres en béton armé il faut connaître dans quel sens agit le moment fléchissant, puisque la position de l'armature en dépend. Les calculs sont compliqués du fait que, dans une poutre soumise à des charges variables, il existe pour chaque section un moment positif et un moment négatif. Pour ces deux moments la section doit être telle que la fatigue des deux matériaux — béton et métal — ne dépasse pas les limites permises.

Les tableaux n° 11, 12 et 13, 1<sup>re</sup> partie, page 28, donnent les valeurs maxima des moments de poutres continues à deux, trois et quatre travées égales de longueur  $l$ , sous l'influence du poids propre unitaire  $g$  et de la charge variable unitaire  $p$ . Dans les poutres continues à plus de quatre travées, les deux travées extrêmes sont à peu près soumises aux mêmes moments que les travées extrêmes d'une poutre à quatre travées ; les travées intermédiaires subissent approximativement les mêmes moments que les travées intermédiaires d'une poutre à quatre travées. Les moments donnés dans ces tableaux sont ceux de pièces homogènes fléchies mais des essais ont montré qu'on peut les appliquer aux pièces de béton armé de section sensiblement constante.

**Moments des dalles reposant sur quatre poutres orthogonales.** — La résistance d'une dalle armée dans deux directions orthogonales et reposant sur quatre appuis est plusieurs fois plus élevée que celle d'une dalle armée, dans un sens seulement, de la même section

d'acier, et reposant sur deux appuis seulement. Le rapport entre les deux résistances dépend de la direction des armatures, soit qu'elles soient placées suivant les diagonales ou parallèlement aux appuis; il n'est pas encore bien défini. La Circulaire ministérielle dit dans l'article 2 :

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales d'écartements respectifs  $L$  et  $L'$  ( $L'$  plus grand que  $L$ ), pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée  $L$ , on pourra le calculer comme si les nervures de portée  $L$  existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction  $r = \frac{1}{1 + 2 \frac{L^3}{L'^3}}$ . On fera de même en permutant les lettres  $L$  et  $L'$

pour déterminer le moment dans le sens de la portée  $L'$ . Coefficient de réduction  $s = \frac{1}{1 + 2 \frac{L'^3}{L^3}}$ .

Grasshof et Rankine donnent la même façon d'opérer mais les coefficients de réduction sont respectivement  $r = \frac{L^3}{L'^3 + L^3}$ ,  $s = \frac{L^3}{L^3 + L'^3}$ .

TABLEAU N° 45.

RAPPORT $\frac{L'}{L}$	RÈGLE DE LA CIRCULAIRE		RÈGLE DE GRASHOF ET RANKINE	
	$r$	$s$	$r$	$s$
1,00	0,333	0,333	0,50	0,50
1,10	0,423	0,254	»	»
1,20	0,509	0,194	»	»
1,25	0,549	0,171	0,72	0,28
1,30	0,588	0,149	»	»
1,40	0,658	0,105	»	»
1,50	0,717	0,090	0,83	0,17
1,60	0,766	0,067	»	»
1,70	0,807	0,056	»	»
1,75	0,824	0,050	0,91	0,09
1,80	0,839	0,045	»	»
1,90	0,867	0,037	»	»
2,00	0,889	0,030	0,94	0,06
2,25	0,927	0,019	»	»
2,50	0,951	0,012	»	»
2,75	0,966	0,009	»	»
3,00	0,976	0,006	»	»

Le tableau ci-dessus (n° 45) donne les valeurs des coefficients de réduction pour différents rapports de  $\frac{L}{L'}$ .

Pour une dalle carrée, de côté  $l$  en mètres, partiellement encastree, reposant sur quatre supports et uniformément chargée d'un poids  $p$  par mètre carré le moment au milieu de la portée et dans chaque direction peut donc être pris égal à  $\frac{pl^2}{30}$  ou  $\frac{pl^2}{36}$ . Les armatures sont disposées parallèlement aux poutres d'appui.

Après de nombreux essais, en particulier certains faits sur des dalles légères, prenant appui de quatre côtés sur des murs en maçonnerie et chargées de trois fois la surcharge calculée sans accuser de défections sensibles ni de fissures, l'auteur est arrivé à la conclusion suivante : En plaçant une armature légère parallèlement aux supports principaux, dans le sens de la grande portée, on augmente considérablement la résistance de la dalle, même lorsque la plus grande portée atteint trois fois la petite. Cette armature peut être faite d'un treillis métallique ou se composer d'aciers de 6 ou 7 millimètres écartés de 15 à 20 centimètres. Elle a en outre l'avantage de s'opposer à la formation des fissures souvent dues au retrait du béton ou aux variations de température. Dans le cas d'un plancher à poutres secondaires et poutres principales, elle sert à entraîner le hourdis dans la compression des poutres principales. Elle est donc toujours à recommander et d'ailleurs elle est nécessaire pour répartir les charges concentrées sur une plus grande largeur de dalle. Cette armature secondaire doit être placée immédiatement au-dessus de l'armature principale de la dalle.

**Causes de rupture.** — Les efforts développés dans une pièce fléchie dépendent naturellement de ses dimensions, de la section et de la disposition de son armature et de la façon dont elle est chargée, mais sous l'action d'une charge croissante ils n'augmentent pas proportionnellement dans toutes les parties dont la pièce est constituée. La résistance totale de la pièce fléchie est obtenue lorsque l'un des éléments atteint sa fatigue limite, sans que les autres éléments travaillent nécessairement à leur maximum de résistance.

En provoquant la rupture d'une poutre par l'application d'une charge progressive, il y a lieu de faire une distinction entre la cause



réelle et la cause finale de cette rupture. Pendant l'application de la charge il peut se produire un changement ou un affaiblissement de l'une des parties qui rompt les conditions d'équilibre prévalentes jusque-là. Ce changement, dû à ce qu'on peut appeler la cause réelle, peut s'amplifier et entraîner la désagrégation complète de la pièce, ou il peut modifier la répartition des efforts sur les éléments au point que la rupture dépend d'une toute autre cause. Celle-ci, la cause finale de la rupture, n'est pas toujours nettement déterminée et peut être la combinaison de plusieurs états successifs de désagrégation de la poutre. Par exemple dans une poutre où la section de l'armature tendue est relativement faible, aussitôt que sous l'action progressive de la charge l'acier atteint sa limite d'élasticité, l'allongement de l'acier est proportionnellement plus grand que son augmentation de résistance ; l'axe neutre se rapproche de la fibre extérieure comprimée, l'effort unitaire de compression y augmente considérablement et la rupture peut se produire (et en réalité se produit très souvent) par suite de l'écrasement du béton. L'insuffisance de l'armature est cependant la cause réelle de la rupture.

De même le glissement des armatures peut paraître la cause de la rupture dans bien des cas où elle est seulement la conséquence de l'affaiblissement de la poutre sous l'effort de tension oblique.

La confusion de la cause réelle et de la cause finale de rupture fausse très souvent les conclusions tirées d'essais d'ailleurs méthodiquement exécutés et rend les essais difficilement comparables.

La rupture des pièces fléchies est due aux causes suivantes :

1° INSUFFISANCE DE L'ARMATURE TENDUE. — Elle se manifeste plus volontiers dans les poutres à grande hauteur comparée à leur portée. La charge de rupture ne dépasse guère la charge que porte la poutre lorsque l'acier atteint sa fatigue limite d'élasticité. Les premières fissures du béton apparaissent d'abord aux angles de la poutre, dans la région où le moment fléchissant est maximum (fig. 145 *a*), longtemps avant que l'acier ait atteint sa limite d'élasticité.

2° RÉSISTANCE TROP FAIBLE A LA COMPRESSION (fig. 145 *b*). — Dans ce cas le béton comprimé subit des raccourcissements progressifs tandis que l'allongement de l'acier tendu ne varie guère avant que l'on n'ait atteint une charge voisine de la charge de rupture. D'après M. A.-N.

Talbot (*Bulletin n° 4 of the University of Illinois*), lors de la rupture de la poutre, le béton ne donne qu'une partie de sa résistance totale à l'écrasement.

3° INSUFFISANCE DE L'ADHÉRENCE ENTRE L'ACIER ET LE BÉTON (GLISSEMENT.) — Il est certain que dans de nombreux cas le glissement ne

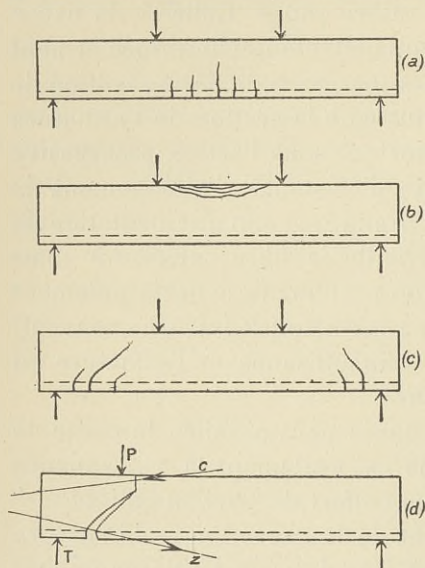


Fig. 145. — Fissures dans les poutres.

se produit qu'après la formation de fissures dues à la tension oblique (voir plus loin) ou d'autres causes réelles et indépendantes de l'adhérence. Il est possible cependant que le glissement soit la cause réelle de rupture, surtout lorsqu'une partie des barres de l'armature tendue est relevée aux extrémités.

4° CISAILLEMENT DU BÉTON. —

Les pièces fléchies se rompent très rarement par cisaillement du béton, soit vertical, soit horizontal, soit sous l'action combinée de l'effort tranchant vertical et de la tension horizontale. Cela tient à ce que l'effort de cisaillement

unitaire est très souvent faible dans les pièces de dimensions courantes.

5° EXTENSION OBLIQUE DU BÉTON. — Cette extension résulte des efforts tranchants horizontaux et verticaux. Dès qu'elle atteint la résistance à l'extension du béton il se développe des fissures inclinées à  $45^\circ$  sur l'horizontale, à peu de distance des appuis, où l'effort est maximum (fig. 145 c). Dans les poutres sans armature transversale la rupture suit de près l'apparition des fissures et se fait brusquement comme pour une poutre en béton non armé. Dans les poutres à armature transversale, qu'elle soit formée de liens, étriers ou de barres principales repliées, la formation des fissures est suivie d'une période pendant laquelle on peut augmenter considérablement la charge. La

rupture est généralement due au glissement des armatures ou à leur séparation et leur arrachement du corps principal de la poutre ou bien à ces deux causes réunies.

6° ARRACHEMENT DES BARRES DE LA PARTIE PRINCIPALE DE LA POUTRE. — Dès que la portion d'extrémité de la poutre est rendue indépendante par la formation d'une fissure oblique (fig. 145 *d*) elle est maintenue en équilibre par les quatre forces T, Z, C, P. L'obliquité de Z, force qui s'exerce sur les armatures, tend à les arracher vers le bas et à les séparer de la partie supérieure ; dès que la résistance du béton à l'extension dans la direction verticale est atteinte, elles se séparent entraînant avec elles le béton qui les recouvre. Cette résistance à l'extension, comme la résistance qui s'oppose à la formation de fissures obliques, dépend de l'épaisseur de la poutre.

7° CAUSES SECONDAIRES : ÉCRASEMENT DES APPUIS, TORSION... ETC. — Ces causes résultent plutôt du mauvais établissement général de l'ouvrage que d'un défaut de la poutre en ciment armé.

Les deux premiers cas de rupture sont plus spécialement dus aux efforts dirigés parallèlement à l'axe longitudinal de la pièce et étudiés dans la division : efforts perpendiculaires à la section droite. Les quatre cas suivants sont étudiés dans la division : efforts de cisaillement et de glissement longitudinal.

**Taux de travail des matériaux.** — La Circulaire ministérielle, dans les articles 4 à 8, développés et précisés par les explications qui suivent les Instructions relatives à l'emploi du béton armé, donne les limites de fatigue à admettre pour les matériaux. La plupart des constructeurs adoptent ces valeurs et calculent leurs ouvrages avec les limites de travail suivantes :

Résistance à la traction de l'acier doux . . . . .	1 200 kg. par cm <sup>2</sup>
— — du fer. . . . .	1 000 — —
— à la compression du béton à 300 kg. de ciment.	45 — —
— — — à 350 — — .	50 — —
— — — à 400 — — .	56 — —

Il y a plus de divergence de vues sur la limite à prendre pour les résistances au cisaillement du béton et pour l'adhérence. Certains constructeurs admettent 7 à 8 kilogrammes par centimètre carré,

tandis que la Circulaire impose  $\frac{1}{10}$  seulement de la limite de fatigue à la compression.

D'une façon générale dans l'étude des pièces fléchies le rapport  $m$  des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton est pris égal à 15. Cependant quelques auteurs adoptent une valeur plus faible, soit 12 et même 10. Par contre d'autres ingénieurs sont partisans d'un chiffre plus élevé et recommandent 18 et même 20. Il est certain que  $m$  est variable avec les bétons et les soins apportés à l'exécution : il n'est guère possible d'imposer une valeur déterminée.

### EFFORTS PERPENDICULAIRES A LA SECTION DROITE

**Généralités. — PRINCIPE DE NAVIER.** — Il est admis par tous les auteurs que le principe de Navier relatif à la déformation plane des sections transversales peut être appliqué aux pièces fléchies en béton armé. De nombreux essais, en particulier ceux de la Commission du Ciment armé, l'ont prouvé suffisamment.

**TRAVAIL DU BÉTON A L'EXTENSION.** — La répartition des efforts intérieurs sur le métal et le béton est beaucoup plus discutée. On admet généralement — et la Circulaire ministérielle le demande expressément — qu'il ne faut pas tenir compte du béton à l'extension. Cependant de nombreux essais, en particulier certains publiés par M. Considère, prouvent que le béton donne une résistance appréciable à l'extension. Au début de la flexion, la fatigue du béton est proportionnelle à la déformation. Quand le béton atteint la limite d'élasticité, grâce à sa liaison avec l'acier, il peut subir de grands allongements qui peuvent aller jusqu'à la limite d'élasticité de l'acier. Dans toute cette dernière période la résistance du béton à l'extension reste à peu près constante.

M. Mörsch dans son ouvrage *Der Eisenbetonbau* (voir la traduction par M. Dubois : *Le Béton armé*) donne les résultats d'essais faits à Stuttgart sur des poutres à armature simple. Ces poutres avaient une section rectangulaire de 15 centimètres sur 30 centimètres ; elles étaient armées à l'extension de sections d'acier respectivement égales à 0,4, 1 et 1,9 p. 100 de la section du béton. On les soumit à des charges symétriques placées de façon à ce que le

moment fléchissant soit constant sur une certaine longueur, destinée aux mesures. Le raccourcissement des fibres supérieures du béton et l'allongement de l'armature inférieure furent mesurés pour chacune des charges successives imposées.

De ces essais, il résulte que plus l'armature est forte, plus la ligne

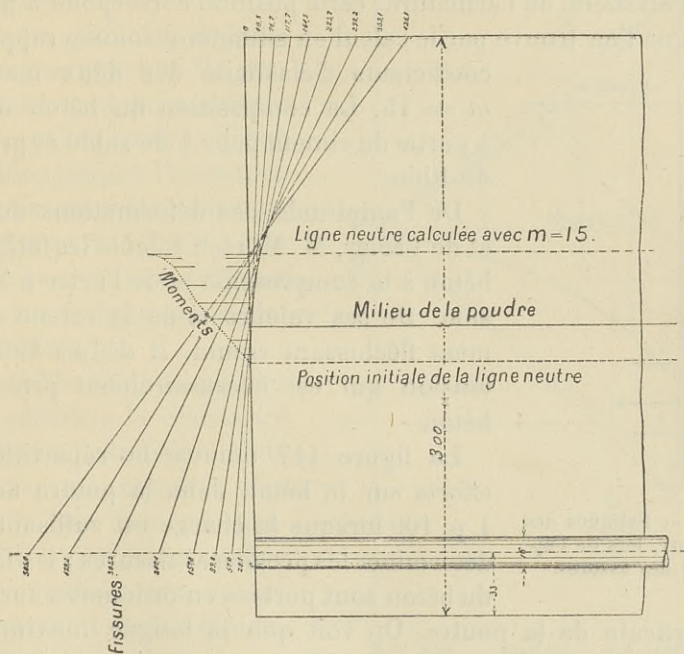


Fig. 146. — Positions de la ligne neutre sous différents moments de flexion.

neutre est basse au début de la flexion. Dans la poutre à 0,4 p. 100 d'acier la position initiale de la ligne neutre coïncide presque exactement avec le milieu de la poutre ; elle est sensiblement au-dessous pour les poutres à 1 et 1,9 p. 100 d'acier. La figure 146 représente les différentes positions de la ligne neutre sous différentes charges pour la poutre à 1 p. 100 d'acier : sur la section transversale de la poutre on a porté en ordonnées les déformations, raccourcissements des fibres supérieures du béton et allongements de l'armature ; ces déformations étant exprimées en millionnièmes de la longueur de la poutre. Les points correspondants aux déformations du béton et de l'acier sont reliés par une droite. L'intersection de cette droite avec la

verticale donne la position de la ligne neutre pour une certaine charge.

La position de la ligne neutre est d'autant plus haute que le moment de flexion est plus grand. Dans les trois séries de poutres essayées, la ligne neutre se rapproche d'une position limite lorsqu'on atteint la limite d'élasticité de l'armature ; cette position correspond à peu près à celle que l'on trouve par le calcul en admettant comme rapport des coefficients d'élasticité des deux matériaux  $m = 15$ . La composition du béton était de 1 partie de ciment pour 4 de sable et gravillon du Rhin.

De l'amplitude des déformations du béton et de l'acier, M. Mörsch calcule les fatigues du béton à la compression et de l'acier à l'extension. De ces valeurs et de la valeur du moment fléchissant connu, il déduit l'effort de tension qui est nécessairement pris par le béton.

La figure 147 montre la répartition des efforts sur le béton dans la poutre armée à 1 p. 100 lorsque la charge est suffisante pour déterminer les premières fissures ; les fatigues du béton sont portées en ordonnées sur la section

verticale de la poutre. On voit que la fatigue maximum du béton à la compression est de 63 kilogrammes par centimètre carré et qu'à l'extension le béton travaille à peu près au même taux de la fibre inférieure jusqu'à la ligne neutre. Cette fatigue à l'extension est de 11 kilogrammes et se maintient à peu près constante sous toutes les charges ; elle ne subit pas de diminution sensible après l'apparition des fissures.

Dans la figure 148 on a porté en abscisses les moments de flexion supportés par cette poutre armée à 1 p. 100 ; en ordonnées au-dessus de l'axe horizontal les fatigues du béton dans les fibres extrêmes comprimées ; en ordonnées au-dessous les fatigues du métal à l'extension ; ces fatigues étant déterminées d'après les déformations. Le trait fort indique ainsi les fatigues réelles des deux matériaux ; en trait faible on a tracé les courbes de fatigues calculées d'après les

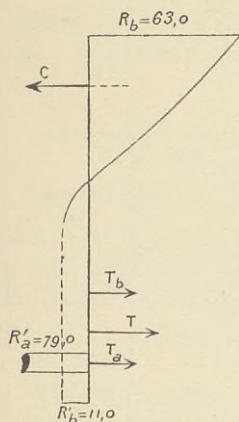


Fig. 147. — Fatigues des matériaux, lors de l'apparition des fissures.

méthodes généralement employées et négligeant la résistance du béton à l'extension. On voit que la fatigue réelle du métal est moindre que la résistance calculée; la différence est évidemment due à la résistance offerte par le béton.

D'autre part les mêmes essais prouvent que les premières fissures qui sont alors assez petites pour ne pas s'étendre jusqu'à l'armature apparaissent seulement sous une charge de 1,2 à 1,4 fois la charge correspondant aux taux de fatigue généralement admis.

Il semblerait donc que l'on peut admettre la résistance du béton à l'extension. Mais le béton est exposé à des fissures que peuvent produire diverses causes, telles que la température ou un durcissement trop rapide, une exécution défectueuse de l'ouvrage, une interruption pendant la construction. Aussi néglige-t-on cette résistance dans les calculs qui sont dès lors très simplifiés.

Voir aussi les résultats d'essais de poutres de 4 mètres de longueur publiés par la Commission du Ciment armé.

**HYPOTHÈSES.** — On admet généralement que le taux du travail des différents points du béton comprimé est proportionnel à la distance de ces points à la ligne neutre. Ainsi si l'on représente ce taux de travail par des ordonnées portées perpendiculairement à la section transversale de la pièce, le sommet de ces ordonnées se trouve sur une droite partant de la ligne neutre. Cette hypothèse n'est correcte

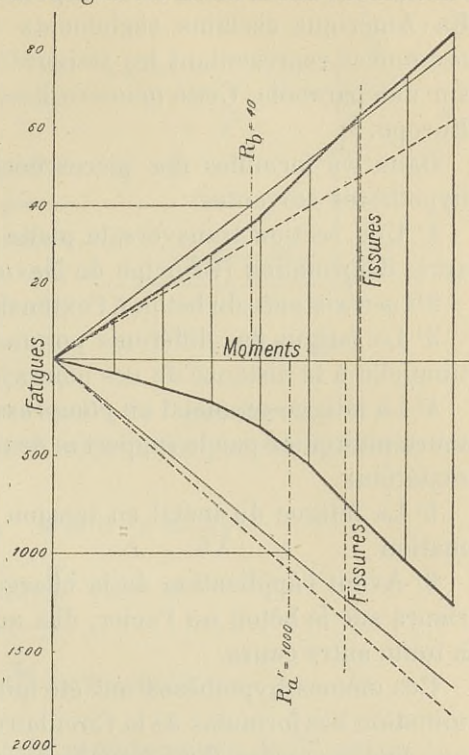


Fig. 148. — Fatigues des matériaux sous différents moments de flexion.

qu'autant que les déformations du béton sous des charges variables sont proportionnelles à ces charges, ce qui n'est pas tout à fait exact. En Amérique certains règlements supposent que le sommet des ordonnées représentant les fatigues du béton comprimé se trouve sur une parabole. Cette manière de voir trouve peu de partisans en Europe.

Dans les formules des pièces fléchies qui suivent, on a fait les hypothèses suivantes :

1° Une section transversale plane avant déformation reste plane après déformation (Principe de Navier).

2° La résistance du béton à l'extension est considérée comme nulle.

3° La fatigue des différents points du béton comprimé est proportionnelle à la distance de ces points à la ligne neutre.

4° La fatigue du métal en compression est celle du béton qui l'entoure multipliée par le rapport  $m$  des coefficients d'élasticité des deux matériaux.

5° La fatigue du métal en tension est proportionnelle à sa déformation.

6° Avant l'application de la charge, il n'existe pas d'efforts intérieurs sur le béton ou l'acier, dus au retrait du béton à la prise ou à toute autre cause.

Ces mêmes hypothèses ont été faites implicitement dans la détermination des formules de la Circulaire ministérielle de 1906, formules qui sont exposées dans l'explication de l'article 2 et qui peuvent servir à la vérification des pièces fléchies.

On a ici adopté une notation et une exposition un peu différentes afin de pouvoir plus facilement vérifier et dimensionner les pièces à l'aide de la même méthode.

**Dalles et poutres rectangulaires à armature simple. — CALCUL DES FATIGUES DU BÉTON ET DU MÉTAL D'UNE PIÈCE DE SECTION DONNÉE.**

*Étant donné*  $M$ , le moment de flexion,

$m$ , le rapport des coefficients d'élasticité de l'acier  $E_a$  et du béton  $E_b$  ;

$b$ , la largeur de la pièce ;

$h$ , la hauteur effective, c'est-à-dire la distance de l'axe de l'armature à la face supérieure de la dalle ;



$\omega'$ , la section de l'acier en tension ;  
*il s'agit de calculer* : C et T, les efforts totaux de compression et de tension ;

$R_b$  et  $R'_a$ , les fatigues des fibres extrêmes du béton comprimé et de l'armature.

Dans la figure 149 on a représenté sur la section droite AB de la pièce les différentes hauteurs partielles employées dans les formules qui suivent. Les ordonnées de la droite Xa représentent les compressions du béton et, au facteur  $m$  près, l'ordonnée Bb représente la tension  $R'_a$  de l'armature.

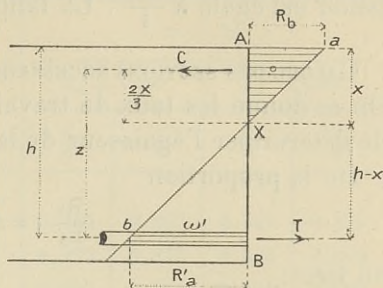


Fig. 149.

Les conditions d'équilibre sont exprimées par les relations suivantes :

$$C = T \quad \text{et} \quad M = C \left( h - \frac{x}{3} \right)$$

$$\frac{R_b}{E_b} : x = \frac{R'_a}{E_a} : (h - x)$$

Or

$$C = R_b \frac{bx}{2} = T = R'_a \omega'$$

De ces équations on tire, après remplacement de  $\frac{E_a}{E_b}$  par  $m$  :

$$x = \frac{m \omega'}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{m \omega'}} \right)$$

La valeur de  $x$  calculée on obtient  $R_b$  et  $R'_a$  des deux formules suivantes :

$$R_b = \frac{2M}{bx \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

$$R'_a = \frac{M}{\omega' \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

ou si l'on pose  $h - \frac{x}{3} = z$

$$R_b = \frac{2M}{bxz} \quad \text{et} \quad R'_a = \frac{M}{\omega'z}$$

On peut aussi déterminer la position de l'axe neutre et le moment d'inertie  $I$  de la section (voir paragraphe spécial, p. 270). La fatigue du béton est égale à  $\frac{Mx}{I}$ . La fatigue de l'acier =  $\frac{mM(h-x)}{I}$ .

CALCUL DES SECTIONS NÉCESSAIRES POUR RÉSISTER A UN MOMENT DONNÉ. — On se donne les taux de travail  $R'_a$  et  $R_b$  à ne pas dépasser; il s'agit de déterminer l'épaisseur de la dalle et l'armature.

De la proportion

$$\frac{R_b}{E_b} : x = \frac{R'_a}{E_a} : (h - x)$$

on tire :

$$x = \frac{h R_b m}{R'_a + m R_b}$$

et de là,

$$\omega' = \frac{M}{R'_a \left( h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{R'_a z}$$

ou

$$\omega' = \frac{R_b x b}{2 R'_a}$$

Il est à remarquer que pour des valeurs définies de  $M$ ,  $m$ ,  $R'_a$  et  $R_b$ , il n'existe qu'une valeur de  $h$  donnée par la formule :

$$h = \sqrt{\frac{6 M}{b \frac{x}{h} R_b \left( 3 - \frac{x}{h} \right)}}$$

ou encore :

$$h = \frac{R'_a + m R_b}{R_b} \sqrt{\frac{6 M}{m b (3 R'_a + 2 m R_b)}}$$

cette valeur de  $h$  étant la hauteur effective et non pas la hauteur totale de la pièce, mais cette dernière diminuée de la distance de l'axe de l'armature à la face inférieure.

On remarque aussi que  $x$  dépend exclusivement des valeurs  $R'_a$ ,  $R_b$ ,  $m$  et  $h$ . Le tableau n° 46 ci-dessous donne les valeurs de  $\frac{x}{h}$  et de  $\frac{z}{h}$  pour diverses valeurs de  $m$ ,  $R'_a$  et  $R_b$ , ces dernières exprimées en kilogrammes par centimètre carré.

TABLEAU N° 46.

$R_b$	$m = 12$				$m = 15$			
	$R'_a = 1\ 000$		$R'_a = 1\ 200$		$R'_a = 1\ 000$		$R'_a = 1\ 200$	
	$\frac{x}{h}$	$\frac{z}{h}$	$\frac{x}{h}$	$\frac{z}{h}$	$\frac{x}{h}$	$\frac{z}{h}$	$\frac{x}{h}$	$\frac{z}{h}$
35	0,296	0,900	0,260	0,912	0,344	0,885	0,304	0,899
40	0,324	0,892	0,286	0,905	0,375	0,875	0,333	0,889
45	0,350	0,883	0,310	0,897	0,403	0,866	0,360	0,880
50	0,375	0,875	0,333	0,889	0,429	0,857	0,385	0,876
56	0,402	0,866	0,359	0,880	0,456	0,848	0,411	0,863

TABLEAU N° 47.

$R_b$	$m = 12$				$m = 15$			
	$R'_a = 1\ 000$		$R'_a = 1\ 200$		$R'_a = 1\ 000$		$R'_a = 1\ 200$	
	$h^2$	$\omega'$	$h^2$	$\omega'$	$h^2$	$\omega'$	$h^2$	$\omega'$
35	$\frac{M}{467}$	$\frac{M}{900 h}$	$\frac{M}{415}$	$\frac{M}{1\ 100 h}$	$\frac{M}{531}$	$\frac{M}{885 h}$	$\frac{M}{478}$	$\frac{M}{1\ 079 h}$
40	$\frac{M}{578}$	$\frac{M}{892 h}$	$\frac{M}{517}$	$\frac{M}{1\ 086 h}$	$\frac{M}{656}$	$\frac{M}{875 h}$	$\frac{M}{592}$	$\frac{M}{1\ 067 h}$
45	$\frac{M}{696}$	$\frac{M}{883 h}$	$\frac{M}{626}$	$\frac{M}{1\ 076 h}$	$\frac{M}{785}$	$\frac{M}{866 h}$	$\frac{M}{712}$	$\frac{M}{1\ 056 h}$
50	$\frac{M}{820}$	$\frac{M}{875 h}$	$\frac{M}{741}$	$\frac{M}{1\ 067 h}$	$\frac{M}{919}$	$\frac{M}{857 h}$	$\frac{M}{839}$	$\frac{M}{1\ 047 h}$
56	$\frac{M}{975}$	$\frac{M}{866 h}$	$\frac{M}{864}$	$\frac{M}{1\ 056 h}$	$\frac{M}{1\ 083}$	$\frac{M}{848 h}$	$\frac{M}{993}$	$\frac{M}{1\ 039 h}$

Si, dans les formules données plus haut, on remplace  $x$  par les valeurs du tableau n° 46, on obtient la hauteur effective minimum et l'armature nécessaire correspondante pour résister à un moment

donné. Le tableau n° 47 donne les valeurs de  $h$  et de  $\omega'$  en fonction du moment  $M$ . Pour appliquer les coefficients donnés dans ce tableau, il faut exprimer les différents termes dans le même système d'unités; par exemple les fatigues en kilogrammes par centimètre carré, la hauteur en centimètres et le moment en kilogrammes centimètres par mètre courant de largeur de dalle. Si le moment trouvé pour une poutre de largeur  $b$  centimètres est  $M_1$ , la valeur à considérer dans la détermination de la hauteur effective à l'aide du tableau est égale à  $M = \frac{M_1 \times 100}{b}$ . L'armature peut évidemment se déterminer en partant de la valeur  $M_1$  :

$$\omega' = \frac{M_1}{z R_a}$$

Les valeurs données par ce tableau pour  $h$  sont les hauteurs minima si l'on ne veut pas dépasser les limites permises pour  $R_b$  et  $R'_a$ . Si les hauteurs permises par la construction sont inférieures à ces hauteurs du tableau, il faut recourir à une double armature. Si l'on est amené à donner aux pièces une hauteur légèrement supérieure à ces valeurs minima, on peut encore calculer  $\omega'$  à l'aide des coefficients donnés; la section trouvée est un peu élevée mais l'erreur faite est toujours faible.

APPLICATIONS. — 1° Calculer l'épaisseur et l'armature d'une dalle devant résister à un moment de 60 000 kg/cm. par mètre de largeur.  $R'_a = 1\,200$ ;  $R_b = 45$ ;  $m = 15$ .

$$\text{Hauteur effective minimum} = \sqrt{\frac{60\,000}{712}} = 9,16 \text{ cm.}$$

En employant une dalle de 12 centimètres d'épaisseur totale et mettant les aciers à 2,5 cm. de la face inférieure  $h = 9,5$  cm.

$$\omega' = \frac{60\,000}{1\,056 \times 9,5} = 6 \text{ cm}^2.$$

On pourra employer huit barres rondes de 10 millimètres dont la section = 6,28 cmq.

2° Déterminer les taux de travail  $R'_a$  et  $R_b$  de la dalle ainsi armée.

$$x = \frac{15 \times 6,28}{400} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 9,5}{15 \times 6,28}} \right) = 3,39 \text{ cm.}$$

$$z = 9,5 - \frac{3,39}{3} = 8,37 \text{ cm.}$$

$$R_b = \frac{2 \times 60\,000}{100 \times 3,39 \times 8,37} = 42,3 \text{ kg.}$$

$$R'_a = \frac{60\,000}{6,28 \times 8,37} = 1\,140 \text{ kg.}$$

3° Une poutre de 35 centimètres de largeur, pour des raisons de construction, doit avoir 35 centimètres de hauteur totale, 32 centimètres de hauteur effective et résister à un moment de 280 000 kg/cm. Calculer son armature.  $R'_a = 1\,200$ ;  $m = 15$ .

Moment ramené à 1 mètre de largeur  $\frac{280\,000 \times 100}{35} = 800\,000 \text{ kg/cm}$ .  
 $R_b$  est inconnu, mais  $h$  est connu. En se servant de l'équation  $h^2 = \frac{M}{K}$  on trouve  $K = \frac{800\,000}{32^2} = 780$ .

Cette valeur  $h^2 = \frac{M}{780}$  montre par comparaison avec les coefficients du tableau n° 47 que l'effort sur le béton sera approximativement 48 kilogrammes.

En interpolant les coefficients donnés pour  $\omega'$  on peut écrire

$$\omega' = \frac{M}{1\,051 \times 32} = \frac{800\,000}{1\,051 \times 32} \text{ par mètre courant de largeur.}$$

$$\omega' = \frac{280\,000}{1\,051 \times 32} = 8,32 \text{ cm}^2 \text{ pour la poutre.}$$

OBSERVATIONS. — D'une façon générale, et à moins de bon marché exceptionnel du béton, plus la dalle est mince, c'est-à-dire plus le taux de travail des deux matériaux, béton et acier, se rapproche des limites permises, plus la dalle est économique. Cependant le prix de la dalle n'est pas seul à considérer. Dans de nombreux cas, on est amené à prendre une épaisseur plus grande que l'épaisseur théorique pour réduire les vibrations, donner plus de résistance à la compression aux poutres, avoir l'uniformité dans l'épaisseur pour tous les hourdis d'un plancher.

L'armature peut être composée de treillis ou de fers spéciaux ou plus souvent d'aciers ronds. Une bonne pratique est d'écarter les aciers de 10 centimètres à 25 centimètres, en les plaçant à 2 centimètres de la face inférieure des planchers à l'intérieur des bâtiments, à 3 ou 4 centimètres dans les dalles exposées à l'action de la mer.

Lorsqu'on relève certains aciers aux appuis, la pente varie de 1 à 1 1/2 ou 3.

Dans les dalles continues, il peut se produire en chaque section, suivant les cas de charge, un moment positif et un moment négatif, et pour cette raison il est bon de prévoir une armature principale double sur toute la longueur de la dalle. Pour réduire le volume du béton au minimum on emploie des hourdis plus épais aux appuis qu'au milieu ; le rapport des deux épaisseurs est en général  $\frac{5}{4}$  ou  $\frac{6}{5}$ .

Pour l'armature transversale, voir plus haut dalles sur quatre poutres orthogonales.

**Dalles et poutres rectangulaires à armature double. — CALCUL DES FATIGUES DU BÉTON ET DU MÉTAL D'UNE PIÈCE DE SECTION DONNÉE. —** Avec

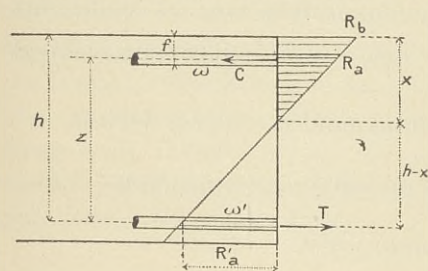


Fig. 150.

les mêmes notations que pour les pièces à armature simple et en appelant  $\omega$  la section de l'armature en compression ;

$f$  la distance de cette armature à la face supérieure (fig. 150) ;

$R_a$  son taux de travail ;

les conditions d'équilibre sont données par les équations :

$$\omega'R'_a = \frac{b}{2} R_b x + \omega R_a$$

$$\frac{R_b}{E_b} : \frac{R_a}{E_a} = x : (x - f)$$

$$\frac{R_b}{E_b} : \frac{R'_a}{E_a} = x : (h - x)$$

$$M = R_b \frac{xb}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + \omega R_a (h - f).$$

De là on tire les équations suivantes permettant de trouver les taux de travail cherchés :

$$x = -\frac{m(\omega + \omega')}{b} + \sqrt{\left[ \frac{m(\omega + \omega')}{b} \right]^2 + \frac{2m}{b} (h\omega' + f\omega)}$$

$$R_b = \frac{6 M x}{b x^2 (3 h - x) + 6 \omega M (x - f) (h - f)}$$

$$R'_a = \frac{R_b (h - x) m}{x} \quad \text{ou} \quad \frac{R_b (x - f) m}{x}$$

CALCUL DES SECTIONS NÉCESSAIRES POUR RÉSISTER A UN MOMENT DONNÉ. — On cherche naturellement à faire travailler les matériaux aux limites permises  $R'_a$  et  $R_b$ . Lorsque ces limites sont atteintes, il en résulte une position bien définie de la ligne neutre, la même que pour une pièce armée en tension seulement. C'est dire que pour  $x$  on peut employer les valeurs indiquées au tableau n° 46, page 237. Si l'axe de l'armature en compression correspond au centre de gravité des compressions du béton, ce qui est généralement le cas pour des dalles ou des poutres de moins de 40 centimètres de hauteur, la distance  $z$  entre les axes de compression et de tension peut aussi être prise dans le même tableau.

On a encore  $C = T = \frac{M}{z}$  et l'armature en tension peut se trouver par la formule  $\omega' = \frac{M}{zR'_a}$  ou bien s'obtenir directement à l'aide des coefficients du tableau n° 47.

La résistance à la compression se compose de la résistance du béton soit  $R_b \frac{bx}{2}$  et de la résistance de l'armature  $\omega R_a$ .

Comme  $\omega R_a = \omega m R_b \times \frac{2}{3}$ , la résistance totale à la compression est

$$R_b \left( \frac{bx}{2} + \frac{2m\omega}{3} \right)$$

TABLEAU N° 48

$R_b$	VALEURS DE M pour $R'_a = 1\ 000$	VALEURS DE M pour $R'_a = 1\ 200$	
$m = 15$	35 . . . . .	503 $h^2$ + 309,9 $hw$	478 $h^2$ + 314,6 $hw$
	40 . . . . .	656 $h^2$ + 350,0 $hw$	592 $h^2$ + 355,6 $hw$
	45 . . . . .	785 $h^2$ + 389,6 $hw$	713 $h^2$ + 396,0 $hw$
	50 . . . . .	919 $h^2$ + 428,5 $hw$	839 $h^2$ + 436,0 $hw$
	56 . . . . .	1082 $h^2$ + 473,0 $hw$	993 $h^2$ + 483,2 $hw$
$m = 12$	35 . . . . .	467 $h^2$ + 315,4 $hw$	415 $h^2$ + 319,5 $hw$
	40 . . . . .	578 $h^2$ + 356,8 $hw$	518 $h^2$ + 362,0 $hw$
	45 . . . . .	695 $h^2$ + 397,5 $hw$	625 $h^2$ + 403,3 $hw$
	50 . . . . .	820 $h^2$ + 435,2 $hw$	740 $h^2$ + 444,5 $hw$
	56 . . . . .	975 $h^2$ + 485,0 $hw$	885 $h^2$ + 493,0 $hw$

MM. de Tédesco et Forestier, dans leur ouvrage *Manuel théorique et pratique du constructeur en ciment armé*, donnent un tableau d'équations permettant de déterminer  $\omega$  en fonction de  $h$  et inversement  $h$  en fonction de  $\omega$ , pour des valeurs définies de  $R_b$ ,  $R'_a$ ,  $m$  et  $M$ . ( $M$  est le moment en kg/cm. pour 100 centimètres de largeur de dalle;  $R_b$  et  $R'_a$  sont exprimées en kilogrammes par centimètre carré). Ce tableau est reproduit ci-dessus, n° 48.

Admettons que l'on connaisse  $h$  et que l'on cherche  $\omega$  correspondant à un moment  $M$  lorsque  $R'_a = 1\ 200$ ;  $R_b = 45$ ;  $m = 15$ .

L'équation à employer est dans ce cas :  $M = 713 h^2 + 396 h\omega$ .

$$\omega = \frac{M - 713 h^2}{396 h}.$$

Si l'on se donne  $\omega$ , on pose :  $713 h^2 + 396 h\omega - M = 0$

$$\text{D'où } h = \frac{-396 \omega \pm \sqrt{(396 \omega)^2 + 4 \times 713 M}}{2 \times 713}.$$

APPLICATIONS. — Une poutre de 35 centimètres de largeur, 35 centimètres de hauteur totale, 31 centimètres de hauteur effective doit supporter un moment de 630 000 kg/cm. Quelles seront les armatures?  $R'_a = 1\ 200$ ;  $R_b = 56$ ;  $m = 15$ .

Du tableau n° 46 on trouve pour le cas présent

$$\begin{aligned} \frac{x}{h} &= 0,411; & \frac{z}{h} &= 0,863 \\ x &= 12,7 \text{ cm.} & z &= 26,8 \text{ cm.} \end{aligned}$$

L'axe de compression du béton est à une distance de la face supérieure égale à  $\frac{12,7}{3} = 4,25$  cm. L'axe de l'armature comprimée sera à peu près à la même distance; on peut donc employer les coefficients du tableau.

Du tableau n° 47 on tire :

$$\omega' = \frac{M}{h \times 1\ 039} = \frac{630\ 000}{31 \times 1\ 039} = 19,55 \text{ cm}^2.$$

Du tableau 48 l'équation correspondant au cas présent est :

$$M = 993 h^2 + 483,2 h\omega$$

$$M_1 = \frac{630\ 000 \times 100}{35} = 1\ 800\ 000 \text{ kg. pour une poutre de 100 cm. de largeur.}$$

$$\omega_1 = \frac{1\ 800\ 000 - 993 \times 31^2}{483,2 \times 31} = 56,5 \text{ cm}^2$$



Pour la poutre de 35 centimètres de largeur

$$\omega = 56,5 \times \frac{35}{100} = 19,75 \text{ cm}^2.$$

Dans ce cas, l'armature comprimée est de section sensiblement égale à l'armature tendue, le rapport de la section d'une armature à la section totale de béton étant environ 1,6 p. 100. Pour des poutres de hauteur différentes, lorsque le moment est tel qu'il exige un pourcentage d'acier dans les environs de la valeur 1,6, les armatures seront encore de sections sensiblement égales et pourront être calculées par la formule

$$\omega' = \omega = \frac{M}{z R'_a}$$

$z$  est approximativement la distance d'axe en axe des armatures<sup>4</sup>.

OBSERVATIONS. — Le taux de travail de l'acier en compression varie de 4 à 6 kilogrammes par millimètre carré. Son emploi doit donc être le plus restreint possible, si on vise à l'économie. Pour l'éviter, il faut augmenter autant que possible la hauteur des poutres, et si l'organisation du chantier le permet, il y a avantage à augmenter le dosage en ciment.

Dans les poutres chargées en acier, avoir bien soin de vérifier qu'il y a place pour les barres, surtout à la rencontre des aciers verticaux des poteaux.

Pour la disposition des étriers, voir plus loin paragraphe spécial. Pour résister aux moments d'encastresments des extrémités et pour éviter les efforts de glissement longitudinal, on relève une partie des aciers. La pente de la portion inclinée varie avec les systèmes de construction, elle ne doit pas dépasser 1 à 1.

Comme pour les dalles, lorsque les poutres sont calculées comme continues, il faut vérifier que les moments positifs et négatifs sont satisfaits dans toutes les sections.

**2<sup>e</sup> Méthode de calcul des dalles et poutres rectangulaires.** — Dans les formules des deux paragraphes précédents, les valeurs critiques choisies sont les taux de travail du béton et de l'acier. Les formules

<sup>4</sup> Pour d'autres valeurs de  $R'_a$ ,  $R_b$ , et  $m$ , ce pourcentage critique est évidemment un peu différent.

servent à vérifier que les taux de travail ne dépassent pas certaines limites ou bien se basent sur ces taux pour déterminer les dimensions des pièces. Dans la méthode ci-après on choisit comme valeurs critiques la hauteur de la pièce et le pourcentage d'acier.

En conservant les notations employées précédemment, soit  $p'$  le rapport de la section  $\omega'$  de l'armature tendue à la section utile de béton  $bh$ ,  $p$  le rapport de la section  $\omega$  de l'armature comprimée à la section  $bh$ .

Quand le pourcentage  $p'$  est fixé, le rapport des taux de travail de l'acier et du béton est par là même déterminé, ainsi que la position de l'axe neutre. Dans certains cas, le moment résistant de la poutre dépend de la résistance de la partie comprimée. Dans d'autres, l'armature tendue atteint sa limite de fatigue avant que la partie comprimée ait atteint la sienne ; le moment résistant dépend de l'armature tendue.

Soit  $M_b$  le moment résistant de la poutre si la partie comprimée fait défaut la première ;

Soit  $M_a$  le moment résistant de la poutre si la partie tendue fait défaut la première.

POUR UNE POUTRE A ARMATURE SIMPLE, les conditions d'équilibre dans une pièce fléchie permettent d'écrire

$$2 m p' \left(1 - \frac{x}{h}\right) = \left(\frac{x}{h}\right)^2$$

$$M_b = \frac{x}{2h} \frac{z}{h} \times R_b \times bh^2$$

ou si l'on pose

$$K_b = \frac{x}{2h} \frac{z}{h}$$

$$M_b = K_b R_b \times bh^2$$

$$M_a = p' \frac{z}{h} \times R'_a \times bh^2$$

ou écrivant

$$K_a = p' \frac{z}{h}$$

$$M_a = K_a \times R'_a \times bh^2.$$

Le tableau suivant n° 49 donne les valeurs de  $\frac{x}{h}$ ,  $\frac{z}{h}$ ,  $K_b$  et  $100 K_a$  pour diverses valeurs de  $p'$ .

TABLEAU N° 49

$p'$	$m = 12$				$m = 15$			
	$\frac{x}{h}$	$\frac{z}{h}$	$K_b$	100 $K_a$	$\frac{x}{h}$	$\frac{z}{h}$	$K_b$	100 $K_a$
0,002	0,196	0,935	0,092	0,187	0,215	0,928	0,100	0,185
0,003	0,235	0,922	0,108	0,277	0,258	0,914	0,116	0,274
0,004	0,266	0,911	0,120	0,364	0,291	0,903	0,132	0,361
0,005	0,291	0,903	0,131	0,452	0,319	0,894	0,142	0,446
0,006	0,314	0,896	0,140	0,537	0,343	0,885	0,152	0,531
0,008	0,352	0,883	0,155	0,706	0,384	0,872	0,168	0,698
0,010	0,384	0,872	0,168	0,872	0,417	0,861	0,180	0,861
0,012	0,411	0,863	0,178	1,035	0,444	0,852	0,190	1,023
0,015	0,446	0,851	0,190	1,276	0,482	0,839	0,202	1,259
0,018	0,476	0,841	0,200	1,413	0,513	0,829	0,212	1,393
0,020	0,493	0,836	0,206	1,672	0,530	0,823	0,216	1,646
0,025	0,529	0,824	0,218	2,060	0,568	0,811	0,230	2,027
0,030	0,561	0,813	0,228	2,439	0,600	0,800	0,240	2,400
0,040	0,610	0,796	0,244	3,184	0,650	0,784	0,254	3,136

APPLICATIONS : 1° Une poutre de 35 centimètres de largeur, pour des raisons de construction doit avoir 35 centimètres de hauteur totale, 32 centimètres de hauteur effective et résister à un moment de 280.000 kg/cm. Calculer son armature.  $R'_a = 1200$  ;  $m = 15$ . (Voir le même exemple traité page 239.)

L'équation  $M_a = K_a R'_a bh^2$  s'écrit :

$$280\,000 = K_a \times 1\,200 \times 35 \times \overline{32^2}$$

$$100 K_a = \frac{280\,000}{35 \times \overline{32^2} \times 12} = 0,65.$$

De la table par interpolation on tire  $p' = 0,0075$ .

$$\omega' = 35 \times 32 \times 0,075 = 8,4 \text{ cm}^2.$$

La valeur de  $K_b$  correspondant à  $R_a$  est 0,164. De l'équation  $M_b = K_b R_b bh^2$  on tire :

$$R_b = \frac{280\,000}{35 \times \overline{32^2} \times 0,164} = 48,2 \text{ kg.}$$

Nota. — On facilite l'interpolation des valeurs du tableau n° 49 en traçant à l'aide de ce tableau des abaques comme celle indiquée sur la figure 67, page 96.

2° Une poutre de 35 centimètres de largeur, de 32 centimètres de hauteur effective est armée en tension de deux ronds dont la section est 9,05 cm. Quel est le moment qu'elle peut supporter?  $R'_a = 1\ 200$ ;  $R_b = 45$ ;  $m = 15$ ;

$$p' = 0,0081.$$

Moment auquel peut résister l'acier :

$$M_a = 0,706 \times 1\ 200 \times 35 \times \overline{32^2} \times \frac{1}{100}$$

$$M_a = 304\ 000 \text{ kg.-cm.}$$

Moment auquel peut résister le béton :

$$M_b = 0,169 \times 45 \times 35 \times \overline{32^2}$$

$$M_b = 273\ 000 \text{ kg.-cm.}$$

Le béton arrivera donc à sa limite de fatigue avant l'acier. Le moment auquel peut résister la poutre est seulement 273 000 kg.-cm.

POUR UNE POUTRE A ARMATURE DOUBLE, les conditions d'équilibre donnent :

$$6 m p' \left(1 - \frac{x}{h}\right) = 3 \left(\frac{x}{h}\right)^2 + 4 m p \frac{x}{h},$$

$$M_b = \left(\frac{x}{2h} + \frac{2mp}{3}\right) \frac{z}{h} \times R_b \times bh^2,$$

ou si l'on pose

$$K_b = \left(\frac{x}{2h} + \frac{2mp}{3}\right) \frac{z}{h}, \quad M_b = K_b R_b bh^2$$

$$M_a = p' \frac{z}{h} R'_a bh^2.$$

TABLEAU N° 50

$p'$	VALEURS DE $\frac{x}{h}$ LORSQUE					
	$p = 0$	$p = 0,2 p'$	$p = 0,4 p'$	$p = 0,6 p'$	$p = 0,8 p'$	$p = p'$
0,005	0,319	0,312	0,304	0,296	0,289	0,282
0,0075	0,376	0,364	0,353	0,343	0,334	0,326
0,010	0,417	0,403	0,390	0,377	0,364	0,352
0,015	0,482	0,462	0,443	0,425	0,410	0,394
0,020	0,530	0,506	0,483	0,461	0,441	0,422
0,025	0,568	0,540	0,513	0,490	0,468	0,444
0,030	0,600	0,570	0,540	0,510	0,484	0,460
0,040	0,650	0,610	0,573	0,540	0,510	0,483

TABLEAU N° 51

$p'$	VALEURS DE $\frac{z}{h}$ LORSQUE					
	$p = 0$	$p = 0,2 p'$	$p = 0,4 p'$	$p = 0,6 p'$	$p = 0,8 p'$	$p = p'$
0,005	0,894	0,896	0,899	0,901	0,904	0,906
0,0075	0,875	0,879	0,882	0,886	0,889	0,891
0,010	0,861	0,866	0,870	0,874	0,879	0,883
0,015	0,839	0,846	0,852	0,858	0,863	0,869
0,020	0,823	0,831	0,839	0,846	0,853	0,859
0,025	0,811	0,820	0,829	0,837	0,844	0,852
0,030	0,800	0,810	0,820	0,829	0,839	0,847
0,040	0,783	0,797	0,809	0,820	0,830	0,839

TABLEAU N° 52

$p'$	VALEURS DE $K_b$ LORSQUE					
	$p = 0$	$p = 0,2 p'$	$p = 0,4 p'$	$p = 0,6 p'$	$p = 0,8 p'$	$p = p'$
0,005	0,143	0,148	0,153	0,159	0,166	0,173
0,0075	0,164	0,172	0,181	0,190	0,200	0,210
0,010	0,180	0,192	0,204	0,217	0,230	0,244
0,015	0,202	0,220	0,239	0,259	0,280	0,301
0,020	0,218	0,243	0,269	0,296	0,324	0,353
0,025	0,230	0,263	0,296	0,320	0,365	0,400
0,030	0,240	0,280	0,320	0,361	0,423	0,448
0,040	0,255	0,305	0,362	0,419	0,477	0,539

Le tableau n° 50 donne  $\frac{x}{h}$ , le tableau n° 51 donne  $\frac{z}{h}$  et le tableau n° 52 donne  $K_b$  pour diverses valeurs de  $p$  et  $p'$ , en supposant  $m = 15$  et l'armature comprimée placée au centre de gravité des efforts de compression du béton.

APPLICATION. — Une poutre de 35 centimètres de largeur, 31 centimètres de hauteur effective, doit supporter un moment de 630 000 kg/cm. Quelles sont les armatures ?  $R'_a = 1\ 200$  ;  $R_b = 56$  ;  $m = 15$ . (Voir le même exemple page 242).

$$bh^2 = 35 \times 31^2 = 33\ 635$$

$$K_b = \frac{M}{bh^2} \times \frac{1}{R_b} = \frac{630\ 000}{33\ 635 \times 56} = 0,334.$$

D'après les coefficients du tableau n° 52 on peut adopter les pourcentages suivants pour les armatures :

$p' = 0,034$	avec	$p = 0,4$	$p'$	total	0,048
$p' = 0,026$	avec	$p = 0,6$	$p'$	—	0,041
$p' = 0,021$	avec	$p = 0,8$	$p'$	—	0,037
$p' = 0,018$	avec	$p = p'$		—	0,036

Si on adopte les derniers :

$$\omega = \omega' = 0,018 \times 31 \times 35 = 19,55 \text{ cm}^2.$$

Le taux de travail de l'acier en tension est

$$R'_a = \frac{M}{\omega' z} = \frac{630\,000}{19,55 \times 0,863 \times 31} = 1\,204 \text{ kg.}$$

**Hourdis nervuré à armature simple.** — **CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES.**

— L'ensemble de la poutre rectangulaire et d'une partie du hourdis qu'elle supporte et auquel elle est intimement liée forme une poutre à T dont l'aile supérieure est très élargie. Lorsque cette poutre est soumise à un moment de flexion qui produit à la partie supérieure des efforts d'extension, à la partie inférieure des efforts de compression, le calcul en est fait comme pour les poutres rectangulaires des paragraphes précédents.

Si les efforts de compression sont à la partie supérieure, une certaine largeur de hourdis entre en jeu dans la résistance à la compression. Cette largeur à faire intervenir est très discutée ; elle dépend de la résistance au cisaillement de la section horizontale de la nervure et de la résistance des sections verticales du hourdis. On ne connaît pas d'essais faits pour déterminer la largeur efficace du hourdis, (voir cependant les essais faits à Brooklyn page 220) mais il n'y a pas d'exemple de plancher qui ait fait défaut par cisaillement du hourdis ; des efforts secondaires entrent en jeu pour diminuer considérablement les efforts de cisaillement ; les efforts de compression du hourdis sous sa flexion propre ne s'ajoutent pas intégralement aux efforts de compression dus aux poutres.

Lorsque le cahier des charges n'indique rien de contraire, on peut prendre, comme largeur de hourdis en compression, pour les poutres secondaires la moitié du hourdis qui s'étend de la nervure considérée aux nervures voisines ; pour les poutres principales un quart du hourdis qui s'étend jusqu'aux poutres voisines, à condition que cette

largeur ne dépasse pas 20 fois l'épaisseur du hourdis. La Circulaire ministérielle demande que la largeur du hourdis intéressé ne dépasse pas le tiers de la portée des nervures ni les trois quarts de leur écartement.

CALCUL DES TAUX DE TRAVAIL DANS UNE POUTRE DE SECTION DONNÉE. —

1° La ligne neutre tombe dans l'épaisseur du hourdis (fig. 151).

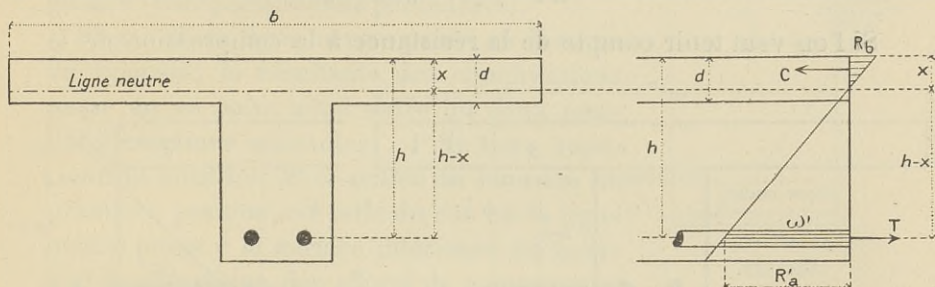


Fig. 151. — Répartition des efforts dans une dalle nervurée lorsque la ligne neutre tombe dans le hourdis.

Comme pour les poutres rectangulaires

$$x = \frac{m \omega'}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{m\omega'}} \right)$$

$x$  doit être plus petit ou au plus égal à  $d$ .

$$R'_a = \frac{M}{\omega' \left( h - \frac{x}{3} \right)} \quad R_b = \frac{2M}{bx \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

2° La ligne neutre tombe en dessous du hourdis (ce qui est de beaucoup le cas le plus fréquent, fig. 152).

En négligeant la faible résistance à la compression donnée par la partie de la nervure au-dessus de la ligne neutre et en partant des conditions d'équilibre comme précédemment, on tire :

$$x = \frac{2mh\omega' + bd^2}{2(m\omega' + bd)}$$

Les efforts de compression dans le hourdis sont proportionnels aux ordonnées d'un trapèze dont le centre de gravité détermine le

point de passage de la résultante des efforts de compression. La distance de cette résultante à la face supérieure est :

$$v = \frac{d}{3} \times \frac{3x - 2d}{2x - d}$$

La distance entre les axes de compression et de tension est :

$$z = x - v.$$

$$R'_a = \frac{M}{\omega' z} ; \quad R_b = \frac{R'_a x}{m(h-x)}.$$

Si l'on veut tenir compte de la résistance à la compression de la

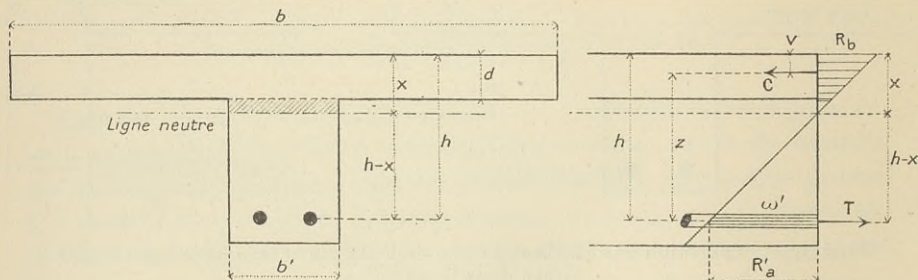


Fig. 152. — Répartition des efforts dans une dalle nervurée lorsque la ligne neutre tombe en dessous du hourdis.

partie supérieure de la nervure (partie hachurée de la figure 152), on tire  $x$  de l'équation suivante :

$$b'x^2 + 2x[d(b-b') + m\omega'] = d^2(b-b') + 2mh\omega'.$$

Le moment d'inertie par rapport à la ligne neutre est :

$$I = \frac{1}{3} [bx^3 - (b-b')(x-d)^3] + m\omega'(h-x)^2$$

$$R_b = \frac{xM}{I} ; \quad R'_a = \frac{mM(h-x)}{I}$$

CALCUL DE L'ARMATURE NÉCESSAIRE POUR RÉSISTER A UN MOMENT DONNÉ.

— Quand on a trouvé le moment auquel doit résister une poutre, on pourrait à l'aide du tableau n° 47 trouver la hauteur nécessaire et suffisante pour faire travailler le béton et l'acier à leurs taux limites. Mais cette hauteur est très rarement la hauteur la plus économique. Il est d'usage constant de se donner, en se basant sur l'expérience, une section de poutre en rapport avec le moment et pour laquelle le béton sera soumis à un taux inférieur au taux limite. On connaît donc la hauteur effective  $h$  et le problème revient à calculer l'arma-



ture nécessaire pour résister au moment donné. *A priori*, on suppose que le béton travaille à sa limite de fatigue en compression et à l'aide du tableau n° 46 on détermine  $x$ . Cette valeur ainsi trouvée est en général trop grande, mais elle peut servir de base pour la première détermination qui est la suivante :

Si  $x \leq d$ , la ligne neutre tombe dans le hourdis (fig. 151) et le calcul revient au calcul d'une poutre rectangulaire (voir paragraphes précédents).

Si  $x > d$ , la ligne neutre passe en dessous du hourdis; la résultante des compressions passe en un point situé entre les deux positions extrêmes suivantes : 1° le tiers supérieur du hourdis; 2° le milieu du hourdis. La première position est celle du cas où la ligne neutre passe à la surface inférieure du hourdis, la répartition des efforts de compression est faite suivant les ordonnées d'un triangle. La deuxième position est celle du cas où la ligne neutre est à grande distance de la face du hourdis; la compression est uniforme dans le hourdis. La distance entre les axes de compression et de tension varie donc entre  $h - \frac{d}{3}$  et  $h - \frac{d}{2}$ . (Dans ce qui précède comme dans ce qui suit on néglige la résistance à la compression de la partie supérieure de la nervure.)

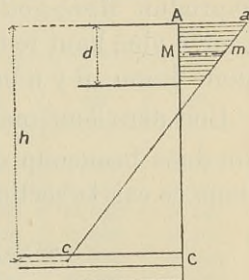


Fig. 153.

Une première méthode approximative de calcul considère

$$z = h - \frac{d}{2}$$

$$C = T = \frac{M}{h - \frac{d}{2}}$$

$$\omega' = \frac{M}{R'_a \left( h - \frac{d}{2} \right)}$$

La section de métal ainsi trouvée est toujours trop élevée. Pour vérifier que le béton ne travaille pas à un taux trop élevé, on peut faire un petit graphique comme indiqué par la figure 153.

Sur la section transversale AC de la poutre, on porte en ordonnées les efforts sur les matériaux. Aa représente le taux de travail maximum

permis sur le béton ;  $Cc$  représente la fatigue de l'acier, rendue comparable à celle du béton et ramenée à la même échelle en divisant le taux de travail réel de l'acier par le rapport  $m$  des coefficients d'élasticité.  $ac$  représente donc la position de la section après déformation ; les hachures horizontales indiquent les efforts de compression sur le béton ;  $Mm$  est l'effort moyen que l'on mesure à l'échelle. Si le produit  $Mm \times bd$  est supérieur à l'effort total de compression  $C$  trouvé plus haut le béton offre une résistance suffisante à la compression. Sinon, il y a lieu de prévoir une armature comprimée.

Une deuxième méthode prend pour  $z$  la valeur moyenne  $h - \frac{5d}{12}$  qui dans beaucoup de cas diffère très peu de la valeur exacte de  $z$ . Dans ce cas la section de l'armature est :

$$\omega' = \frac{M}{R'_a \left( h - \frac{5d}{12} \right)} = \frac{M}{R'_a (h - 0,417d)}.$$

On peut calculer la fatigue du béton par la formule :

$$R_b = \frac{R'_a x}{m(h - x)}$$

dans laquelle

$$x = \frac{4,8 Mmh + bR'_a d^2 (2,4 h - d)}{4,8 Mmh + 2 bR'_a d (2,4 h - d)}.$$

Une troisième méthode qui donne une approximation plus grande que les précédentes tout en étant très rapide est la suivante :

Déterminer le rapport  $\frac{h}{d}$  et dans le tableau n° 53, ci-après, trouver  $z$ . Les valeurs de  $z$  indiquées dans ce tableau ne sont correctes qu'autant que le béton de la fibre supérieure travaille à la limite  $R_b$ , ce qui n'est pas toujours le cas, comme montré plus haut, mais l'erreur est faible car  $z$  varie très peu en fonction de  $R_b$ .

Connaissant  $z$  on écrit :  $C = T = \frac{M}{z}$ .

D'où section cherchée :  $\omega' = \frac{T}{R'_a}$ .

Pour vérifier si le béton en compression est suffisant, chercher dans le tableau n° 54 ci-après la valeur  $R_m$ . Ce tableau donne les efforts de compression moyens de la partie comprimée, lorsque l'effort à la fibre supérieure atteint la limite  $R_b$  indiquée en tête de la colonne.

Effectuer le produit  $R_m b d$ . Si ce produit est supérieur à  $C$ , le béton est suffisant. Si  $R_m b d$  est inférieur à  $C$ , le béton est insuffisant et il faut mettre de l'acier en compression (voir le calcul plus loin).

TABLEAU N° 53

$\frac{h}{d}$	VALEURS DE $\frac{z}{h}$ lorsque $R'_a = 1\ 000$ et $R_b =$				VALEURS DE $\frac{z}{h}$ lorsque $R'_a = 1\ 200$ et $R_b =$			
	40	45	50	56	40	45	50	56
10	0,952	0,952	0,952	0,952	0,953	0,953	0,953	0,952
9	0,950	0,947	0,947	0,947	0,947	0,947	0,947	0,947
8	0,942	0,941	0,941	0,941	0,942	0,942	0,942	0,941
7,5	0,938	0,937	0,937	0,937	0,938	0,938	0,938	0,937
7	0,934	0,933	0,933	0,933	0,934	0,934	0,934	0,933
6,5	0,930	0,929	0,928	0,928	0,930	0,930	0,930	0,929
6	0,925	0,924	0,923	0,923	0,926	0,925	0,925	0,924
5,5	0,919	0,918	0,918	0,917	0,920	0,919	0,919	0,918
5	0,912	0,911	0,910	0,909	0,915	0,913	0,912	0,911
4,5	0,904	0,903	0,902	0,900	0,907	0,905	0,904	0,903
4	0,896	0,894	0,892	0,892	0,900	0,897	0,895	0,894
3,5	0,888	0,884	0,880	0,878	0,895	0,890	0,886	0,883
3	0,877	0,873	0,869	0,864	0,889	0,881	0,876	0,872

TABLEAU N° 54

$\frac{h}{d}$	VALEURS DE $R_m$ pour $R'_a = 1\ 000$ et $R_b =$				VALEURS DE $R_m$ pour $R'_a = 1\ 200$ et $R_b =$			
	40	45	50	56	40	45	50	56
10	34,7	39,4	44,2	49,8	34,0	38,8	43,5	48,2
9	34,1	38,8	43,5	49,2	33,3	38,1	42,8	48,4
8	33,3	38,0	42,7	48,4	32,4	37,2	41,9	47,5
7,5	32,9	37,6	42,2	47,8	31,9	36,6	41,4	47,0
7	32,4	37,0	41,7	47,2	31,4	36,0	40,7	46,3
6,5	31,8	36,4	41,0	46,6	30,8	35,3	39,9	45,5
6	31,1	35,6	40,3	45,8	30,0	34,5	39,1	44,6
5,5	30,3	34,8	39,4	44,9	29,1	33,6	38,1	43,6
5	29,3	33,7	38,3	43,7	28,0	32,5	37,0	42,4
4,5	28,2	32,6	37,0	42,3	26,7	31,1	35,5	40,9
4	26,7	31,0	35,4	40,6	25,0	29,4	33,8	39,1
3,5	24,7	29,0	33,3	38,4	22,8	27,1	31,4	36,5
3	22,2	26,3	30,5	35,5	20,0	24,1	28,3	33,2

Les deux tableaux ci-dessus sont établis en prenant  $m = 15$  ; les fatigues de l'acier et du béton sont exprimées en kilogrammes par centimètre carré.

APPLICATIONS. — Déterminer une poutre qui puisse résister en son milieu à un moment de  $800\ 000\text{ kg/cm}$ , y compris le moment dû à son poids mort. Limite de fatigue des matériaux :  $R_a = 1\ 200$  ;  $R_b = 45$  ;  $m = 15$ . Epaisseur du hourdis en compression : 10 centimètres ; largeur 60 centimètres.

Méthode approximative : On se donne comme section de poutre  $16 \times 40$  centimètres en dessous du hourdis :

$$h = 45\text{ cm.} \quad h - \frac{d}{2} = 45 - \frac{10}{2} = 40\text{ cm.}$$

$$\omega' = \frac{800\ 000}{40 \times 1\ 200} = 16,65\text{ cm}^2.$$

Le béton étant estimé environ 40 francs le mètre carré et l'acier 0,30 fr. le kilogramme et le poids de l'acier par mètre courant de poutre étant pris égal à 16,65 kg. le prix d'un mètre courant de poutre est environ :

Pour le béton, 2,56 fr. ; pour l'acier, 5 francs ; total, 7,56 fr.

Comparons une poutre de  $16 \times 45$  centimètres de section.

$$\omega' = \frac{800\ 000}{45 \times 1\ 200} = 14,8\text{ cm}^2.$$

Prix de la poutre au mètre courant, sur les mêmes bases que la précédente :

Prix du béton, 2,88 fr. ; prix de l'acier, 4,44 fr. ; total, 7,32 fr.

Vu l'augmentation du prix du coffrage cette poutre est moins économique que la première.

Méthode exacte : Pour la poutre de 40 centimètres de hauteur  $h = 45$  centimètres ;  $\frac{h}{d} = 4,5$ . Du tableau n° 53 on tire :  $z = 0,905$  ;  $h = 40,7$  cm.

$$T = \frac{800\ 000}{40,7} = 19,650\text{ kg.}$$

$$\omega' = \frac{19\ 650}{1\ 200} = 16,35\text{ cm}^2.$$

On prendra quatre aciers ronds de 23 millimètres de diamètre. Section = 16,62 cm<sup>2</sup>.

La résistance moyenne du béton d'après le tableau n° 54 est 31,1 kg. par centimètre carré lorsque la fatigue de la fibre extrême supérieure est 45 kilogrammes par centimètre carré. La résistance totale offerte par le hourdis est donc :

$$31,1 \times 10 \times 60 = 18\,660 \text{ kg.}$$

Cette valeur est inférieure à la résistance nécessaire  $C = 19\,650$  kg. Comme on n'a pas tenu compte de la partie comprimée de la nervure, on peut supposer que la fatigue maximum du béton sera inférieure cependant à la limite donnée.

*Vérification des fatigues des matériaux en tenant compte de la partie comprimée de la nervure.*

$$16x^2 + 2x[10(60 - 16) + 15 \times 16,62] = \overline{10^2}(60 - 16) + 2 \times 15 \times 45 \times 16,62$$

$$16x^2 + 1\,378x - 26\,810 = 0 \quad x = 16,30 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{1}{3} (60 \times \overline{16,3^2} - 44 \times \overline{6,3^3}) + 15 \times 16,62 \times (45 - 16,3)^2 = 296\,300$$

$$R_b = \frac{16,3 \times 800\,000}{296\,300} = 44,0 \text{ kg.}$$

$$R'_a = \frac{15 \times 800\,000}{296\,300} \times (45 - 16,3) = 1\,160 \text{ kg.}$$

*Vérification des fatigues sans tenir compte de la partie comprimée de la nervure.*

$$x = \frac{2 \times 15 \times 45 \times 16,62 - 60 \times \overline{10^2}}{2 \times (15 \times 16,62 + 60 \times 10)} = 16,75 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{10}{3} \times \frac{3 \times 16,75 - 2 \times 10}{2 \times 16,75 - 10} = 4,30 \text{ cm.}$$

$$z = 45 - 4,3 = 40,7 \text{ cm.}$$

$$R'_a = \frac{800\,000}{40,7 \times 16,62} = 1\,180 \text{ kg.}$$

$$R_b = \frac{1\,180 \times 16,75}{15(45 - 16,76)} = 46,5 \text{ kg.}$$

OBSERVATIONS. — Les formules qui donnent la hauteur économique de la nervure doivent tenir compte du moment et des prix du béton, de l'acier et du boisage, et sont d'un emploi peu commode. Il est plus rapide et plus sûr de déterminer les sections d'armature correspondant à diverses hauteurs de poutres, à l'aide des formules approximatives et de trouver par comparaison la poutre la plus économique.

Dans le calcul d'un plancher, il peut être avantageux de choisir

une épaisseur de hourdis plus forte que celle demandée par les formules théoriques de détermination des dalles. La résistance à la compression donnée par le hourdis dans le calcul des poutres secondaires et surtout des poutres principales est très importante et un léger supplément de résistance peut éviter l'emploi d'armatures supérieures toujours coûteuses. L'expérience et quelques essais rapides peuvent seuls indiquer l'épaisseur la plus favorable.

Même dans les poutres continues, il n'y a en général aucun avantage à placer les nervures au-dessus du hourdis. Pour résister au moment souvent élevé au-dessus des supports intermédiaires, on augmente la hauteur de la nervure de  $\frac{1}{5}$  ou  $\frac{1}{4}$  ou bien on frette la partie inférieure, de façon à augmenter la résistance à la compression du béton.

En se basant sur la résistance à l'adhérence (voir plus loin) on détermine le diamètre maximum des barres à employer. Certains auteurs ont recommandé de ne prendre que des ronds inférieurs à 25 millimètres de diamètre en les séparant par une épaisseur de béton d'au moins 25 millimètres dans toutes les directions. Cette façon de faire conduit à de très fortes sections de poutres; elle semble d'ailleurs bien exagérée si on prend des précautions contre le glissement. Nombre de fortes poutres qui ont donné toute satisfaction sont armées d'aciers de 40 à 45 millimètres de diamètre, laissant entre eux une épaisseur de 35 à 40 millimètres de béton.

L'épaisseur du béton en dessous des barres doit être de 25 à 30 millimètres pour les protéger efficacement contre le feu; de 35 à 50 millimètres pour les protéger contre l'attaque de l'eau de mer.

**Dalles nervurées à double armature.** — CALCUL DES TAUX DE TRAVAIL D'UNE PIÈCE DE DIMENSIONS DONNÉES. — En négligeant la partie supérieure comprimée de la nervure (fig. 154).

$$x = \frac{2m(\omega'h + \omega f) + bd^2}{2[bd + m(\omega + \omega')]}$$

$$I = \frac{1}{3}[bx^3 - b(x-d)^3] + m\omega(x-f)^2 + m\omega'(h-x)^2$$

$$R_b = \frac{Mx}{I} \quad R_a = \frac{mM(x-f)}{I}$$

$$R'_a = \frac{mM(h-x)}{I}$$

CALCUL DES ARMATURES NÉCESSAIRES POUR RÉSISTER A UN MOMENT DONNÉ. — Comme dans la poutre à armature simple, il y a lieu de considérer le cas où la ligne neutre tombe dans le hourdis ou en dessous. On cherche donc la valeur de  $x$  en fonction de  $h$ ,  $R_b$  et  $R'_a$  dans le tableau n° 46. Dans le cas présent, le béton est comprimé à son taux limite.

Si  $x < d$ , on rentre dans le cas des poutres rectangulaires.

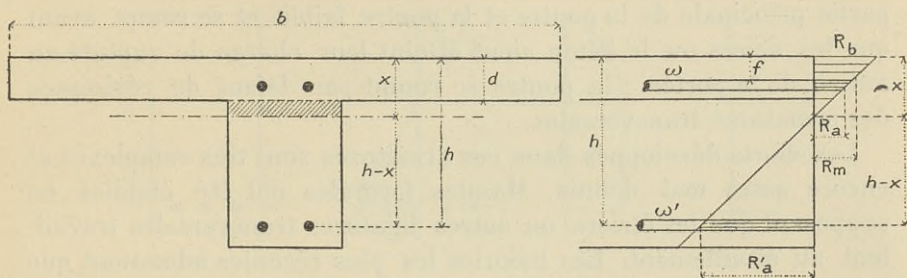


Fig. 154. — Répartition des efforts dans une dalle nervurée à double armature.

Si  $x > d$ , on peut se servir des méthodes approximatives données pour les poutres à armature simple.

1° Calculer  $C = T = \frac{M}{\left(h - \frac{d}{2}\right)}$  et  $\omega' = \frac{T}{R'_a}$ . Faire un graphique

qui permet de déterminer la fatigue moyenne du béton en compression,  $R_m$  et la fatigue du béton au niveau de l'axe de l'armature comprimé,  $R_f$ . La résistance à la compression du béton =  $R_m bd$ . La fatigue de l'armature comprimée  $R_a = mR_f$ . La section d'acier nécessaire pour l'armature supérieure est par suite :

$$\omega = \frac{1}{R_a} (C - R_m bd).$$

2° Tirer  $z$  du tableau n° 53 et calculer  $C = T = \frac{M}{z}$  et  $\omega' = \frac{T}{R'_a}$ . Prendre dans le tableau n° 54 la compression moyenne du béton,  $R_m$ . Calculer la fatigue de l'acier comprimé par la formule

$$R_a = mR_b \frac{(x - f)}{x}$$

et la section d'acier pour l'armature comprimée par l'équation :

$$\omega = \frac{1}{R_a} (C - R_m bd).$$

## EFFORTS DE CISAILLEMENT ET DE GLISSEMENT LONGITUDINAL

Très souvent dans une poutre appuyée, soumise à un moment fléchissant progressif, les premières fissures qui apparaissent sont des fissures obliques, inclinées à environ  $45^\circ$  sur la verticale, dans le voisinage des appuis. Si l'on augmente le moment de flexion, les fissures s'élargissent, les aciers glissent ou se détachent de la partie principale de la poutre et la poutre faiblit et se rompt avant que les aciers ou le béton aient atteint leur charge de rupture au milieu de la portée : la poutre se rompt par défaut de résistance des armatures transversales.

Les efforts développés dans ces armatures sont très complexes et encore assez mal définis. Maintes formules ont été établies en supposant que les étriers ou autres ligatures transversales travaillent au cisaillement. Les théories les plus récentes admettent que les armatures transversales travaillent à la tension.

**Essais de M. le professeur Talbot.** — M. Talbot a publié les résultats de nombreux essais dans le Bulletin 29 de l'*Université d'Illinois (Urbana. États-Unis, 1907)*. On peut les résumer ainsi :

1° POUTRES SANS ARMATURES TRANSVERSALES. — Pour la notation voir figure 155. En appelant T l'effort tranchant en un point donné où le moment est M :

$$T = \frac{dM}{dx} = \omega'z \frac{dR'_a}{dx}.$$

En supposant qu'il n'y ait que des aciers longitudinaux rectilignes et qu'il n'y ait pas de tension sur le béton, l'effort unitaire de glissement horizontal du béton sur lui-même  $t$  par unité de longueur de poutre varie comme montré en (a), figure 155 et a pour valeur :

$$t = \frac{T}{bz}.$$

L'effort d'adhérence des barres au béton par unité de surface des barre est

$$\tau = \frac{T}{noz}$$

$n$  est le nombre des barres,  $o$  le périmètre de chacune d'elles.



Comme il y a toujours tension du béton, les valeurs réelles de  $t$  et  $\tau$  sont un peu moins élevées que celles données par les formules ci-dessus.

L'effort tranchant vertical  $t'$ , dont les variations sont montrées en (b), figure 155, répond à la condition définie par l'équation :

$$\Sigma t' = \Sigma t = T.$$

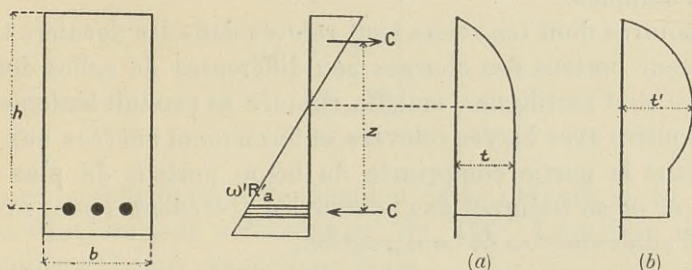


Fig. 155. — Répartition des efforts de glissement et des efforts tranchants verticaux.

Dans une poutre formée de matériaux homogènes, si le taux de travail d'extension horizontale est  $R$  et le taux de travail de glissement horizontal ou vertical  $t$ , le taux de travail d'extension oblique est égal à :

$$s = \frac{R}{2} + \sqrt{\frac{R^2}{4} + t^2}.$$

Si  $R = 0$ ,  $s = t$ . Si  $R = t$ ,  $s = 1,63 t$ .

En étendant cette formule aux pièces en béton armé où  $R$  varie dans des limites mal définies,  $s$  varie de 1 à 2  $t$ . On ne peut donner sa valeur exacte par formule. C'est cependant cet effort qu'il y a lieu de considérer au lieu des efforts de cisaillement et d'extension horizontale.

2° POUTRES AVEC BARRES RELEVÉES. — Les efforts de cisaillement et de glissement sont indéterminés.

3° POUTRES AVEC ÉTRIERS. — En appelant  $a$  l'écartement des étriers, l'effort théorique pris par un étrier est  $P = \frac{Ta}{z}$  si le béton ne prend aucune part de l'effort d'extension oblique. Les étriers participent peu à cet effort avant que le béton ait atteint sa résis-

tance de rupture à la traction; ils ne travaillent réellement qu'après l'apparition des premières fissures obliques. Leur adhérence ou leur résistance à la limite d'élasticité du béton à la traction est le critérium de la résistance de la poutre.

CONCLUSIONS. — Les poutres sans armatures transversales se rompent brusquement, sans prévenir, par suite de la formation de fissures obliques.

Les poutres dont les aciers sont relevés dans les derniers tiers de la longueur portent des charges peu différentes de celles dont tous les aciers sont rectilignes, mais la rupture se produit lentement.

Les poutres avec barres relevées et fermement ancrées aux extrémités dans la partie comprimée du béton portent de plus fortes charges et ne se fissurent pas comme les précédentes pour un faible défaut d'adhérence ou de construction.

Les poutres avec étriers offrent une grande résistance et faiblissent progressivement. La résistance de l'âme est limitée quelle que soit la disposition des étriers; elle dépend de la qualité du béton. Les étriers ne jouent aucun rôle jusqu'à ce que les premières fissures se soient produites, et même sous la charge de rupture, ils ne prennent pas la totalité des efforts d'extension oblique. Dans la formule de résistance d'un étrier :

$$P = \frac{Ta}{z}$$

on peut considérer pour  $T$  les deux tiers seulement de l'effort tranchant total. L'écartement des étriers ne doit pas dépasser les quatre cinquièmes de la hauteur de la poutre.

Essais de M. le professeur Mörsch et du laboratoire de Stuttgart. — Ces essais ont été publiés dans l'ouvrage de M. Mörsch *Eisenbetonbau*.

GÉNÉRALITÉS. — Dans l'étude théorique qui précède l'exposé des résultats des essais, M. Mörsch démontre les principaux points suivants :

La valeur de l'effort unitaire de glissement est (fig. 155) :

$$t = \frac{T}{bz}$$

Dans les poutres à T prendre pour  $z$  sa valeur approchée  $h - \frac{d}{2}$ .

L'effort de glissement dans la nervure  $tb' = \frac{T}{h - \frac{d}{2}}$  s'exerce

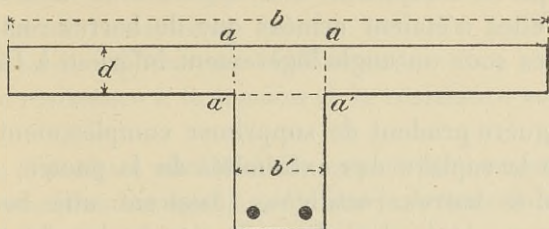


Fig. 156.

encore en grande partie à la jonction de la nervure et du hourdis sur les deux sections verticales  $aa'$  (fig. 156). La valeur moyenne du cisaillement dans ces sections égale :

$$\frac{1}{2} \frac{T}{h - \frac{d}{2}} \times \frac{b - b'}{b} \times \frac{1}{d}.$$

Il y a très rarement lieu de considérer ces efforts de cisaillement car ils tendent à faire fléchir le hourdis horizontalement et perpendiculairement à la nervure ; cette flexion est empêchée par l'armature principale du hourdis et par les effets contraires développés dans ce même hourdis par les poutres voisines.

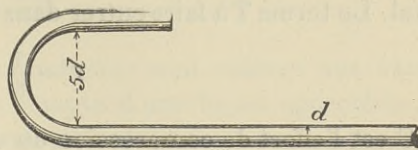


Fig. 157. — Crochet proposé par M. Considère.

Les extrémités des aciers doivent toujours être repliées en forme de crochets de préférence comme celui de la figure 157 proposé par M. Considère.

L'efficacité des étriers ne peut être expliquée que par leur grande résistance à la traction et non par leur résistance au cisaillement. Ce cisaillement ne pourrait dépasser 1 fois ou 1,5 fois l'effort d'adhérence de l'étrier au béton.

CONCLUSIONS DES ESSAIS SUR DES POUTRES A T REPOSANT LIBREMENT SUR DEUX APPUIS (Résumé succinct). — 1° Les efforts tranchants horizontal et vertical développent une extension oblique qui est sensible-

ment égale à l'effort  $t$  donné plus haut et qui se manifeste par des fissures obliques à proximité des appuis.

2° Les barres relevées et les étriers augmentent la résistance des poutres qui se rompraient aux appuis sous l'action de l'effort tranchant si elles n'étaient armées que de barres rectilignes. Les barres relevées sous un angle légèrement inférieur à 45° paraissent préférables.

3° Il n'est guère prudent de supprimer complètement les étriers; ils empêchent la rupture des extrémités de la poutre, augmentent l'adhérence des barres rectilignes, assurent une bonne liaison entre la nervure et le hourdis, augmentent la résistance de la poutre aux efforts dynamiques.

4° Il y a nécessité absolue de vérifier l'adhérence des barres inférieures si elles ne sont pas terminées par des crochets. L'effort de glissement semble être égal à :

$$\tau = \frac{T}{2noz} \text{ lorsqu'il y a des barres relevées.}$$

Dans les poutres de hauteur variable, augmentant lorsque le moment augmente, l'effort tranchant à considérer dans le calcul des armatures transversales est moindre que l'effort tranchant total. Le terme  $T$  à faire entrer dans la formule  $t = \frac{T}{bz}$  est en réalité :

$$T - \frac{7}{8} C \operatorname{tg} \alpha$$

$C$  est l'effort de compression ou de tension dû au moment fléchissant,  $\alpha$  l'angle de la direction de cette compression avec l'horizontale.

**Calcul des armatures transversales.** — 1° DALLE ET POUTRES RECTANGULAIRES dont la section de l'armature est moins de 2 p. 100 de la section du béton.

Les efforts d'adhérence et de glissement sont en général trop faibles pour qu'il y ait lieu de prendre des précautions spéciales contre ces efforts et de prévoir des armatures transversales.

2° POUTRES A T. — Soit  $s$  la section des étriers d'un même groupe situé dans une section transversale de la poutre;

$a$ , l'écartement moyen des groupes d'étriers au point considéré de la poutre ;

$T$ , l'effort tranchant vertical en ce point ;

$z$ , le bras de levier des tensions et des compressions de la poutre ;

$b'$ , la largeur de la nervure ;

$r_b$ , la résistance du béton au cisaillement ;

$R_a$  et  $r_a$  la résistance à la tension et la résistance au cisaillement du métal.

D'après la Circulaire ministérielle on peut faire supporter au béton un effort de cisaillement égal à  $r_b b'z$  sur la longueur  $z$  de la poutre. Il reste pour l'effort de cisaillement horizontal à prendre par les étriers sur cette même longueur

$$T - r_b b'z.$$

L'écartement des étriers est par suite :

$$a = \frac{sr_a \times z}{T - r_b b'z} = \frac{sr_a}{\frac{T}{z} - r_b b'}$$

Plusieurs constructeurs négligent la résistance du béton au cisaillement et prennent comme écartement :

$$a = \frac{sr_a z}{T}.$$

Lorsque certains des aciers longitudinaux sont relevés aux extrémités de la poutre, on en tient compte d'une façon approchée en même temps que du béton de la nervure et on écrit :

$$a = \frac{2sr_a z}{T}.$$

D'après M. Talbot on peut considérer que les étriers travaillent à la traction directe sous les efforts d'extension oblique et que le béton participe pour un tiers à la résistance à ces efforts :

$$a = \frac{3s R_a z}{2 T}.$$

Lorsque les étriers sont inclinés de l'angle  $\beta$  sur l'horizontale ( $\beta \cong 45^\circ$ )

$$a = \frac{3s R_a z}{2 T \sin \beta}.$$

APPLICATION à une poutre pour laquelle :

$T$ , effort tranchant à l'appui = 4 900 kilogrammes ;  $R_a = 1\ 200$  kg/cm. ;  $r_a = 900$  ;  $r_b = 4,5$  ;  $b' = 16$  centimètres ;  $z = 40$  centimètres.

Dans une section droite il y a deux étriers à deux branches, de 9 millimètres de diamètre placés verticalement (section totale  $s = 2,54$  cm<sup>2</sup>).

D'après la Circulaire ministérielle :

$$a = \frac{2,54 \times 900}{\frac{4\ 900}{40} - 4,5 \times 16} = 45 \text{ centimètres.}$$

Sans tenir compte du béton

$$a = \frac{2,54 \times 900 \times 40}{4\ 900} = 19 \text{ centimètres.}$$

En tenant compte d'armatures principales relevées

$$a = 37 \text{ centimètres.}$$

D'après M. Talbot :

$$a = \frac{3 \times 2,54 \times 1\ 200 \times 40}{2 \times 4\ 900} = 37 \text{ centimètres.}$$

Lorsqu'on a déterminé le premier écartement à partir de l'appui on procède à la répartition le long de la poutre comme expliqué plus loin.

M. Mörsch conseille d'espacer les étriers régulièrement sur toute la longueur de la poutre et de relever une partie des aciers longitudinaux avec un angle de près de 45° sur l'horizontale. Dans le cas présent on peut procéder comme suit : l'effort d'extension oblique est égal à

$$t = \frac{T}{b'z} = \frac{4\ 900}{16 \times 40} = 7,7 \text{ kg.-cm}^2.$$

Si on espace les étriers de 50 centimètres, ils annulent un effort d'extension de :

$$\frac{2,54 \times 1\ 200}{50 \times 16} = 3,4 \text{ kg.-cm}^2.$$

Les barres relevées annulent la différence. Sur la figure 158 on porte en  $aa'$  la valeur 7,7 kg., en  $oo'$  la valeur de l'extension résultant

tant de l'effort tranchant en O et en  $aa'$  la valeur 3,4 kg. La sur-

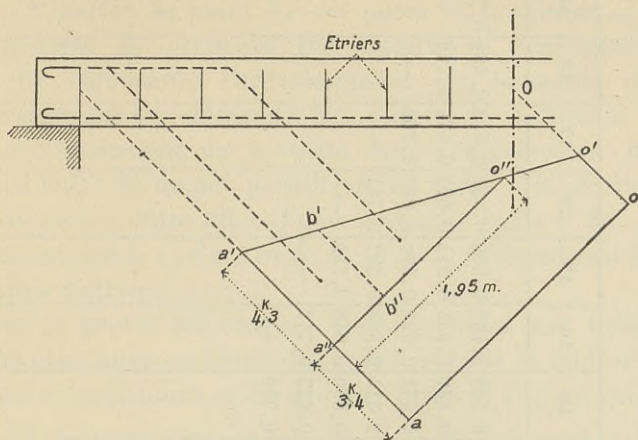


Fig. 158. — Répartition graphique des étriers et des barres relevées.

face  $ao'o'a'$  représente les efforts annulés par les étriers ; la surface  $a'a'o''$  les efforts annulés par les aciers relevés. Cette surface égale :

$$\frac{4,3 \times 16 \times 195}{2} = 6\,700 \text{ kg.}$$

La surface des aciers doit être  $\frac{6\,700}{1\,200} = 5,6 \text{ cm}^2$  et peut être répartie en deux barres placées aux centres de gravité des deux surfaces égales  $a'a''b'b'$  et  $b''b'o''$ .

**RÉPARTITION DES ÉTRIERS.** — On détermine généralement par l'une des formules précédentes l'écartement  $a$  du premier groupe d'étriers à l'appui et gardant la même section pour tous les groupes d'étriers, on les espace progressivement de l'appui au centre.

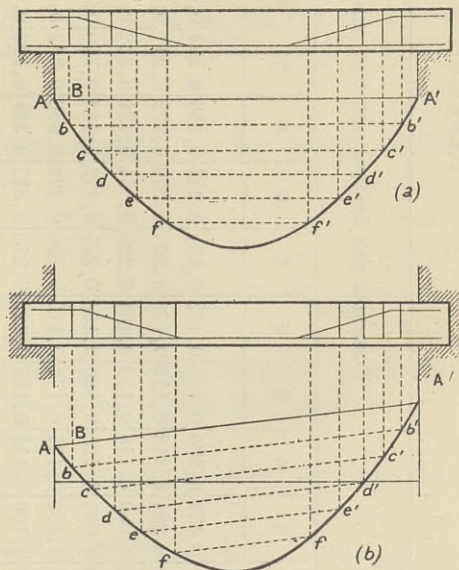


Fig. 159. — Répartition graphique des étriers.

de l'appui au centre.





On peut tracer la courbe AA' des moments fléchissants (fig. 159, *a* et *b*). A partir du point A, on porte la longueur *a*, soit AB, et on abaisse la verticale B*b* jusqu'à la rencontre avec la courbe. B*b* représente l'accroissement de moment, c'est-à-dire l'effort tranchant qui nécessite les étriers de section *s*. Comme à chaque accroissement du moment doit correspondre un groupe d'étriers il suffit de mener parallèlement à AA' des droites *bb'*, *cc'*, *dd'*, *ee'*... espacées entre elles d'une longueur égale à B*b*. Les verticales passant par *b*, *c*, *d*, *e*... et *b'*, *c'*, *d'*, *e'*... déterminent la position des groupes d'étriers.

Lorsque la poutre est chargée uniformément sur toute sa longueur, on peut aussi se servir des coefficients de la table n° 55. Après avoir trouvé la distance *a* du premier étrier à l'appui on calcule le rapport  $\frac{2a}{l}$  de cette distance à la demi-portée, et on cherche dans la colonne 1 le nombre immédiatement inférieur. Les produits des chiffres de la ligne correspondante par la demi-portée sont les distances successives des groupes d'étriers à l'appui. Il est bon de prévoir en outre trois ou quatre groupes supplémentaires dans la partie médiane de la poutre.

**Glissement des armatures longitudinales.** — On fait la vérification de cet effort par la formule :

$$\tau = \frac{T}{noz}$$

où T est l'effort tranchant vertical au voisinage de l'appui — c'est là que le glissement est le plus à craindre — ;

*n*, le nombre des aciers rectilignes longitudinaux, placés à la partie tendue de la poutre et passant au-dessus de l'appui ;

*o*, le périmètre de chaque acier ;

*z*, le bras de levier entre les compressions et les tensions de la poutre.

Le tout exposé en kilogrammes et centimètres.

Si cet effort  $\tau$  ne dépasse pas 7 à 8 kilogrammes par centimètre carré de la surface des barres, la pièce semble présenter un coefficient de sécurité suffisant contre le glissement des armatures. Cependant la Circulaire ministérielle demande à ce que  $\tau$  soit

inférieur à  $\frac{1}{10}$  du taux de travail admis pour la compression. Dans le cas contraire, il faut terminer les armatures par un crochet ou augmenter leur nombre en diminuant leur diamètre, ce qui augmente leur périmètre total.

### DÉFORMATIONS ET FLÈCHES

L'équation différentielle de la fibre neutre d'une pièce homogène fléchie est  $EI \frac{d^2}{dx^2} = M$ . Comme toutes les expressions contenant le module d'élasticité  $E$ , cette équation ne s'applique pas sans restriction à une poutre en béton armé.

Pour trouver la flèche d'une telle poutre il est plus simple de la comparer avec une poutre homogène, par exemple une poutre en acier.

Soit  $\omega$  la section de l'armature tendue d'une pièce en ciment armé;

$h - x$ , la distance de l'armature à la ligne neutre ;

$R_a$ , le taux de travail de l'armature sous une charge donnée ;

$f$ , la flèche sous cette même charge.

Pour une poutre fictive en acier dans laquelle la section de chacune des deux ailes est  $\omega$  et la distance entre ces ailes  $2(h - x)$ , la flèche sera aussi  $f$  si la fatigue du métal atteint la valeur  $R_a$ . Or cette poutre pourra alors résister à un moment fléchissant :

$$M = 2(h - x) \omega R_a.$$

Si elle est appuyée, uniformément chargée, elle peut porter une charge totale  $P$  telle que :

$$\frac{Pl}{8} = M = 2(h - x) \omega R_a.$$

Sa flèche  $f$  est égale à :  $\frac{5}{384} \frac{Pl^3}{EI}$ , expression dans laquelle  $E = 22 \times 10^5$  et  $I = 2(h - x)^2 \omega$ . En remplaçant  $Pl$  par sa valeur tirée de l'équation ci-dessus, il vient :

$$f = \frac{R_a l^2}{2 \times 10^7 (h - x)} \text{ (valeur approchée).}$$

Cette valeur s'applique à la poutre en béton armé considérée, c'est-à-dire appuyée et uniformément chargée.

De même la flèche d'une poutre uniformément chargée et parfaitement encastrée serait environ :

$$\frac{R_a l^2}{10^8 (h - x)}$$

Celle d'une poutre à extrémités libres et chargée en son milieu serait :

$$\frac{R_a l^2}{12 \times 10^6 \times (h - x)}$$

Ces formules supposent implicitement que le béton ne travaille pas en tension. Or même lorsque les premières fissures sont apparues, l'adhérence aux armatures des parties du béton restées intactes retarde leur allongement et diminue la flèche en conséquence. D'autre part le retrait du béton à la prise détermine un effort initial dans les deux matériaux acier et béton; deux ou plusieurs poutres voisines prennent une partie de la charge imposée à l'une d'elles par suite du monolithisme de l'ensemble; toutes ces causes rendent plus indéterminée encore l'amplitude de la flèche.

En général la flèche des ouvrages en béton armé est faible en comparaison de celle des ouvrages en fer ou en bois. Dans une construction étudiée et exécutée avec soin elle varie entre  $\frac{1}{2000}$  et  $\frac{1}{1000}$  de la portée sous la surcharge calculée, la plus grande valeur s'appliquant aux poutres très chargées et de grande portée.

La faible valeur de la flèche d'une poutre n'est pas toujours une preuve de la résistance de la pièce, car elle ne dépend pas des résistances à l'adhérence et au glissement, et celles-ci sont souvent des valeurs critiques de la résistance de la poutre.

Une déformation permanente, lors de la première application de la surcharge, n'est pas non plus une preuve de l'insuffisance de résistance : le béton étant soumis à un effort de tension élevé, son coefficient d'élasticité tombe brusquement; les armatures prennent, pour ainsi dire, contact avec la charge imposée et la pièce se comporte comme si elle était composée d'un matériau nouveau, à coefficient d'élasticité différent du coefficient initial, mais constant. Lors des applications ultérieures de la surcharge, la poutre présente une déformation élastique comme si elle n'avait pas subi de déformation permanente.

## DÉTERMINATION DES MOMENTS D'INERTIE

Les moments d'inertie de pièces homogènes de différentes sections sont données dans le tableau n° 1, 1<sup>re</sup> partie. L'axe neutre est l'axe de symétrie de la pièce.

Pour les pièces en béton armé, la position de l'axe neutre varie avec la façon dont travaille la pièce, les efforts intérieurs développés et le rapport des coefficients d'élasticité des matériaux. Comme on néglige la résistance du béton à l'extension, le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité varie suivant que la pièce est entièrement comprimée ou soumise à une flexion déterminant des efforts de tension et de compression.

**Pièce en béton armé entièrement comprimée.** — (Voir aussi le chapitre de la flexion composée.)

Même si la compression totale n'est pas uniformément répartie, on prend le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section. En appelant  $I_a$  et  $I_b$  les moments d'inertie des sections géométriques du béton et des armatures principales par rapport à cet axe, le moment d'inertie de la section totale est

$$I = I_b + m I_a,$$

*Cas simple* d'une pièce rectangulaire de section droite  $a \times b$ , armée symétriquement d'une armature de section totale  $2\omega$  (fig. 160).

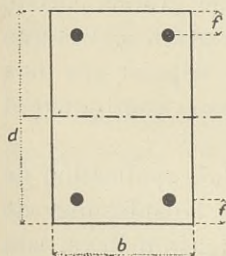


Fig. 160.

Le centre de gravité de la pièce totale se trouve sur l'axe de symétrie de la section de béton

$$I = \frac{b d^3}{12} + 2 \omega \left( \frac{d}{2} - f \right)^2 m.$$

**Pièce soumise à une flexion simple.** — (Même notation que dans les paragraphes page 234 et suiv.).

**PIÈCE RECTANGULAIRE.** — La position de la ligne neutre se détermine assez facilement pour ces pièces, que l'armature soit simple ou double. Les tableaux nos 49 et 50, pages 245 et 246, donnent les valeurs de  $\frac{x}{h}$  pour certains pourcentages d'acier en tension et en compression, en supposant  $m = 15$ . Les formules générales précé-

tant ces tableaux permettent de calculer  $\frac{x}{h}$  dans tous les cas. Le moment d'inertie par rapport à l'axe XX (fig. 161) est égal à :

$$I = m\omega' (h - x)^2 + \frac{bx^3}{3} + m\omega \left(\frac{2x}{3}\right)^2.$$

La détermination graphique est avantageuse dans certains cas. On y procède comme suit pour une pièce à armature simple :

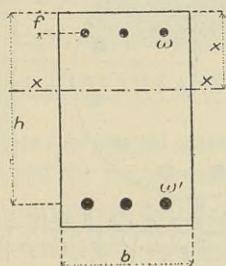


Fig. 161.

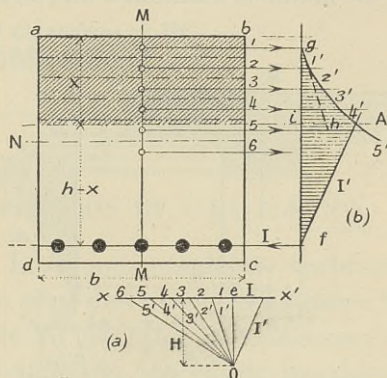


Fig. 162. — Détermination du moment d'inertie d'une poutre rectangulaire.

On représente la section droite en  $abcd$  (fig. 162) et on divise la partie comprimée en bandes 1, 2, 3, 4 de surface quelconque. On considère ces surfaces comme des forces agissant en leur centre de gravité respectifs et on les porte sur le polygone des forces de  $e$  en  $x$ , (fig. a). A partir du point  $e$  sur la même droite, mais en sens inverse, on porte la longueur  $I$  représentant la surface des armatures tendues ramenée en surface de béton, c'est-à-dire que la longueur  $I$  représente le produit par  $m$  de la surface réelle des armatures.

On choisit le pôle  $O$  sur la verticale du point  $e$  à une distance quelconque  $H$  de la droite  $xx'$  et on construit les polygones funiculaires  $g$ ,  $1'$ ,  $2'$ ,  $3'$ , et  $fI'$  (fig. b). L'intersection  $A$  de ces deux polygones détermine l'axe neutre  $NA$ . Car d'après les propriétés des polygones funiculaires, la somme des moments statiques des surfaces de béton au-dessus de la ligne  $NA$  par rapport à cette ligne est  $Ai \times H$ . De même le moment de la surface de l'armature par rapport à la ligne  $NA$  est  $Ai \times H$ . Ce qui fait que le moment des surfaces au-dessus de cette ligne est égal au moment des surfaces en dessous de

cette même ligne. (On néglige la résistance du béton à la tension.)

Le moment d'inertie par rapport à NA est égal au moment par rapport au même axe du moment des forces intérieures. Par exemple le moment d'inertie des armatures est égal au produit :

$$\text{Moment statique} \times if = Ai \times H \times if = 2H \times \text{surface triangle } Aif.$$

De même le moment d'inertie de la section comprimée de béton est :

$$2H \times \text{surface du triangle curviligne } Aig.$$

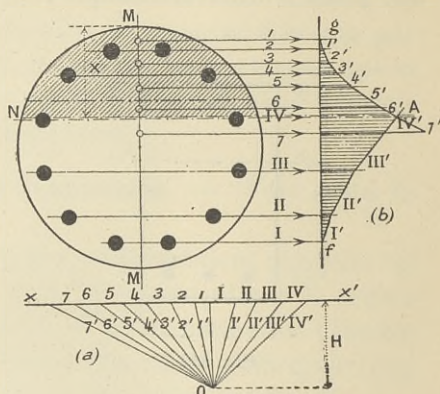
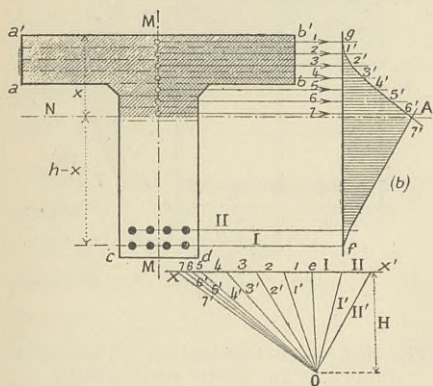


Fig. 163. — Détermination du moment d'inertie d'une dalle nervurée.

Fig. 164. — Détermination du moment d'inertie d'une section circulaire.

Le moment d'inertie total de la pièce est donc égal à la surface  $gAf$  (limitée par la verticale  $fg$  et les polygones funiculaires) multipliée par  $2H$ . La surface  $gAf$  est mesurée à l'échelle de la section droite  $abcd$ ; la longueur  $H$  est mesurée à l'échelle des forces 1, 2, 3, 4...

PIÈCE QUELCONQUE. — La méthode graphique est souvent la plus simple pour déterminer le moment d'inertie.

La figure 163 donne la façon de procéder pour une poutre à T. La construction est identique à celle donnée ci-dessus pour une pièce rectangulaire.

Sur la figure 164 on trouve la construction pour un pilier circulaire. On tient compte des armatures longitudinales comprimées en portant leur surface (ramenée en surface de béton) à la suite des surfaces de béton. Les polygones funiculaires s'établissent aussi facilement que dans les deux cas précédents et l'on a encore

$$I = 2H \times \text{surface } gAf.$$

## CHAPITRE III

### FLEXION COMPOSÉE

---

#### PIÈCES TRAVAILLANT A LA COMPRESSION ET A LA FLEXION

**Pièce entièrement comprimée.** — Lorsque la résultante des forces extérieures de compression coupe le plan de la section droite de la pièce en un point de l'axe de symétrie  $YY$  (fig. 165) à une distance  $y$  du centre de gravité  $G$  de la section fictive, les efforts intérieurs développés dans la section transversale ne sont pas uniformes. Toutefois si cette distance  $y$  est assez faible la pièce est tout entière comprimée.

En appelant  $\Omega_b$  la section du béton et  $\Omega_a$  celle des armatures, la section fictive totale de la pièce est :

$$\Omega = \Omega_b + m \Omega_a.$$

(Pour  $\Omega_b$  on prend souvent la section réelle de la pièce, y compris la surface des armatures.)

Si le centre de gravité de la section du béton est  $G_b$ , déterminé par sa distance  $Y_b$  à un axe quelconque  $VV$  perpendiculaire à  $YY$  ; si le centre de gravité de la section des armatures est  $G_a$  défini par sa distance  $Y_a$  au même axe, le centre de gravité  $G$  de la section fictive est défini par l'équation

$$\Omega Y = \Omega_b Y_b + \Omega_a Y_a$$

$Y$  étant la distance du point  $G$  à l'axe  $VV$ .

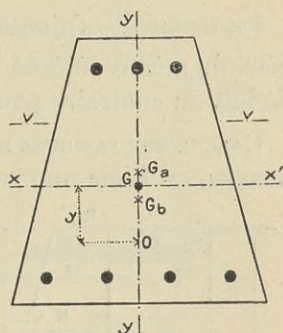


Fig. 165.

En supposant que le coefficient d'élasticité du béton comprimé soit constant, ce qui est à peu près exact dans les limites ordinaires de la fatigue du béton et en désignant par  $I_b$  et  $I_a$  les moments d'inertie des sections géométriques du béton et du métal par rapport à l'axe  $XGX'$ , le moment total d'inertie de la pièce par rapport au même axe est :

$$I = I_b + m I_a.$$

Si la pièce est soumise à une compression totale  $N$  appliquée au point  $O$  de coordonnée  $y$  par rapport à l'axe  $XGX'$ , le moment de flexion auquel est soumise la pièce est  $M = Ny$ .

La pression unitaire sur le béton à la distance  $v$  de l'axe  $XX'$  est :

$$n_b = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I} = N \left( \frac{1}{\Omega} \pm \frac{vy}{I} \right)$$

$$n_b = \frac{N}{\Omega} \left( 1 \pm \frac{vy}{r^2} \right).$$

La pression sur l'armature à cette même distance de l'axe  $XX'$  serait  $m \times n_b$ .

Le terme  $\frac{Mv}{I}$  s'ajoute à la pression moyenne  $\frac{N}{\Omega}$  sur les fibres placées du même côté de l'axe  $XX'$  que le centre de pression  $O$ . Il s'en déduit au contraire pour les fibres placées du côté opposé.

CALCUL DES FATIGUES DU BÉTON ET DU MÉTAL DANS UNE PIÈCE DE SECTION DONNÉE. — POUR UNE SECTION QUELCONQUE, VOIR LA MÉTHODE GRAPHIQUE indiquée dans le paragraphe suivant.

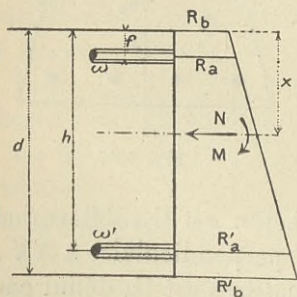


Fig. 166.

Dans le cas simple d'une pièce rectangulaire, en employant la notation des chapitres précédents (voir aussi fig. 166) et désignant par  $x$  la distance du centre de gravité de la pièce à l'arête la moins comprimée :

$$x = \frac{\frac{bd^2}{2} + m(\omega'h + \omega f)}{bd + m(\omega + \omega')}.$$

La fatigue du béton à l'arête la plus chargée de la pièce est :

$$R'_b = \frac{N}{bd + m(\omega + \omega')} + \frac{Mx}{\frac{bx^3}{3} + \frac{b}{3}(d-x)^3 + m\omega'(h-x)^2 + m\omega(x-f)^2}.$$



Lorsque la pièce est armée symétriquement d'une section  $\omega$  d'acier en haut et en bas et que  $f = d - h$ , la formule précédente se simplifie et devient :

$$R_b = \frac{N}{bd + 2m\omega} + \frac{6Md}{bd^3 + 6m\omega(d - 2f)^2}$$

Ces formules peuvent être appliquées et donnent une exactitude suffisante lorsque la pièce est soumise à des efforts d'extension ne dépassant pas 10 kilogrammes par centimètre carré à l'arête la plus éloignée du centre de pression. Car sous cet effort de tension le coefficient d'élasticité du béton est sensiblement le même que le coefficient d'élasticité du béton en compression.

**Pièce soumise à des efforts de compression et de tension.** — Comme dans la flexion simple, on néglige la résistance du béton à l'extension.

**CALCUL DES FATIGUES DU BÉTON ET DU MÉTAL DANS UNE PIÈCE DE SECTION DONNÉE. — Méthode algébrique.** — Pour une pièce de section quelconque les formules sont complexes et d'un usage souvent laborieux (voir celles données dans les Instructions ministérielles pour les poutres à T).

Appliquées à des pièces de section rectangulaire, elles se résument comme suit :

Soit  $N$  la charge normale à la section droite agissant au centre de pression  $O$  (fig. 167) ;

$c$ , la distance de ce centre de pression à l'arête comprimée, comptée positivement lorsque le point  $O$  se trouve dans la section droite, négativement lorsque la charge tombe en dehors de la pièce ;

$y$ , la distance de l'axe neutre (ligne où les efforts sont nuls, et séparant les fibres comprimées des fibres tendues) au centre de pression  $O$  ;

$y_1$ , la distance de l'axe neutre à l'arête comprimée ;

$\omega'$  et  $\omega$ , les sections des armatures respectivement tendues et comprimées ;

On écrit que la somme des moments des forces élastiques par

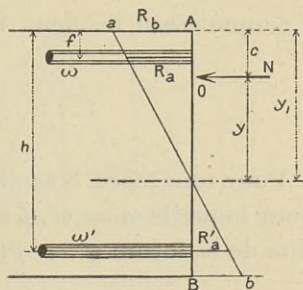


Fig. 167.

rapport au point O est nulle, ce qui donne pour déterminer  $y$  une équation du troisième degré de la forme :

$$y^3 + py + q = 0$$

dans laquelle :

$$p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b}(c-f) + \frac{6m\omega'}{b}(h-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b}(c-f)^2 - \frac{6m\omega'}{b}(h-c)^2.$$

On résout cette équation par approximations successives ou par la formule de Cardani :

$$y = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}}.$$

On détermine le coefficient angulaire  $K$  de la droite  $ab$  par l'équation :

$$\frac{N}{K} = \frac{6y^2}{2} + bc\left(y + \frac{c}{2}\right) + m\omega(y + c - f) - m\omega'(h - c - y).$$

Connaissant les deux inconnues  $y$  et  $K$ , on trouve  $y_1 = y + c$

$$R_b = Ky_1$$

$$R_a = mK(y_1 - f)$$

$$R'_a = mK(h - y_1).$$

Pour une pièce à section rectangulaire et armatures symétriques pour laquelle  $\omega = \omega'$ ,  $f = d - h$ ,  $y$  est toujours défini par une équation de la forme  $y^3 + py + q = 0$  dans laquelle :

$$p = -3c^2 + \frac{6m\omega}{b}(d - 2c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b}[(c-f)^2 + (h-c)^2].$$

L'équation donnant  $K$  se simplifie aussi comme suit :

$$\frac{N}{K} = \frac{6y^2}{2} + bc\left(y + \frac{c}{2}\right) + m\omega(2y + 2c - d).$$

*Méthode graphique.* — Avec la même notation que ci-dessus et désignant en outre par  $v$  la distance d'un élément de surface  $d\Omega$  de la section fictive à l'axe neutre, les conditions d'équilibre sont exprimées par les équations suivantes :

En projetant sur un axe perpendiculaire à l'axe neutre :

$$N = \Sigma R d\Omega$$

ou, si l'on admet le principe de Navier :

$$N = \frac{R}{v} \Sigma d\Omega v.$$

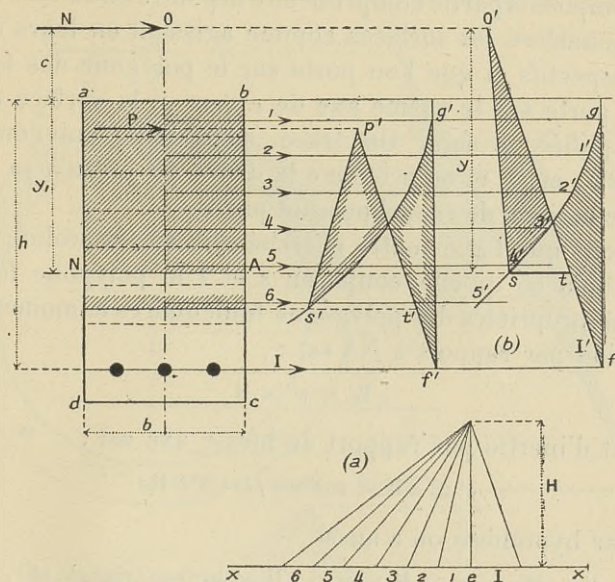


Fig. 168. — Section rectangulaire soumise à une flexion composée.

En prenant les moments par rapport à l'axe neutre :

$$N_y = \Sigma R d\Omega v = \frac{R}{v} \Sigma d\Omega v^2.$$

De ces équations on peut écrire :

$$\frac{N_y}{N} = y = \frac{I'}{M'}$$

$M'$  et  $I'$  étant le moment statique et le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre ; ces deux moments peuvent être déterminés par la méthode de Möhr à l'aide d'un graphique analogue à ceux donnés dans le calcul des moments d'inertie des pièces soumises à une flexion simple (voir p. 270).

Il s'agit cette fois de trouver la position de la ligne neutre de telle façon que le moment d'inertie  $I'$  et le moment statique  $M'$  par rapport à cet axe satisfassent à la relation  $y = \frac{I'}{M'}$ .

Soit (fig. 168) la section droite  $abcd$  d'une pièce rectangulaire soumise à une force normale  $N$  dont le point d'application est en  $O$ .

On décompose la partie comprimée de la poutre en bandes 1, 2, 3, 4... dont on considère les surfaces comme agissant en leurs centres de gravité respectifs et que l'on porte sur le polygone des forces de  $e$  en  $x$ . On porte sur le même axe de  $e$  vers  $x'$  la surface des armatures amplifiée  $m$  fois. On trace ensuite le polygone funiculaire  $g\ 1'2'3'$ , et  $fI'$  et on prolonge la droite  $fI'$  jusqu'à sa rencontre en  $O'$  avec la ligne de rappel passant par  $O$ .

Supposons que l'axe neutre cherché soit  $NA$ , et prolongeons cette droite jusqu'à ce qu'elle coupe en  $s$  et  $t$  le polygone funiculaire. D'après les propriétés des polygones funiculaires le moment statique de la section par rapport à  $NA$  est :

$$M' = st \times H$$

le moment d'inertie par rapport au même axe est :

$$I' = 2H \times \text{surface } fts4'3'2'1'g.$$

Mais par hypothèse on a aussi

$$I' = M'y = st \times H \times y = 2H \times \text{surface triangle } stO'.$$

Donc si par construction on fait la surface de ce triangle égale à la surface  $fts\ 4'3'2'1'g$  on détermine par le fait même la position de la ligne neutre  $NA$ . Pour cela il suffit de construire la surface curviligne  $O's4'3'i$  égale à la surface  $i2'1'gf$ . (Ces deux surfaces sont hachurées sur la figure.)

Lorsque la position de la ligne neutre est fixée, on calcule la valeur du moment d'inertie  $I'$  et on trouve les taux de travail du béton en un point quelconque de la pièce à la distance  $v$  de l'axe neutre par l'une des égalités :

$$R_v = \frac{vM}{I'} \text{ ou } R_v = \frac{vN}{M'}.$$

Le taux de travail de l'armature au même point serait  $m$  fois plus élevé.

A remarquer que le moment  $M$  de l'égalité précédente est le moment des forces extérieures pris par rapport à l'axe neutre et non pas par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la poutre.

Si la charge normale  $N$  agissait au point  $P$  situé dans l'intérieur de la pièce, il faudrait faire la surface  $p'i's'$  égale à la surface  $g'i'f'$  (surfaces hachurées sur la figure), ce qui déterminerait en  $s't'$  la posi-

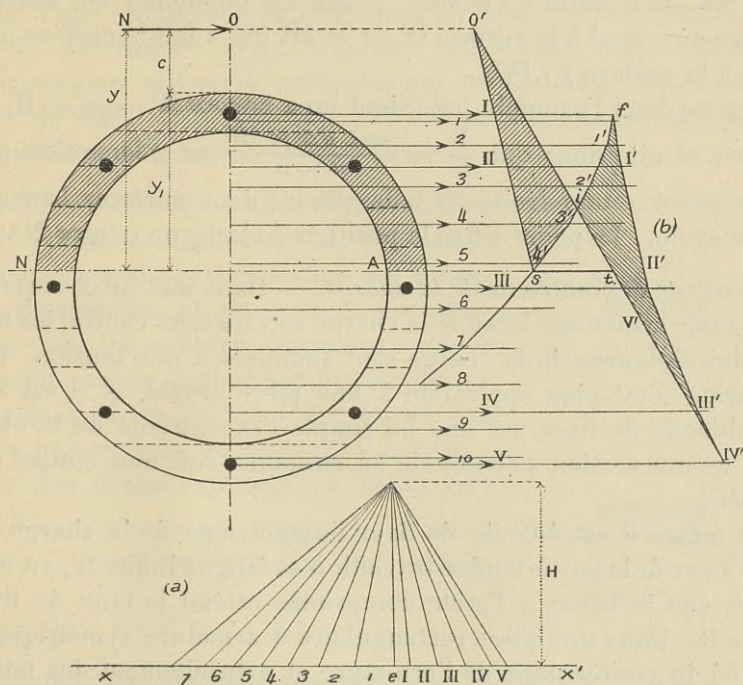


Fig. 169. — Section annulaire soumise à une flexion composée.

tion de l'axe neutre correspondant à cette nouvelle position de la charge.

On représente sur la figure 169 la section droite d'une pièce annulaire armée de huit aciers longitudinaux et soumise à une charge normale  $N$  appliquée en  $O$ . Comme dans l'exemple précédent il s'agit de déterminer la position de la ligne neutre  $NA$  de telle façon que le moment d'inertie  $I'$  et le moment statique de la pièce par rapport à cet axe satisfassent à la relation

$$\frac{I'}{M'} = y.$$

On trace le polygone des forces et les polygones funiculaires de sorte que le polygone  $f.1'.2'.3'.4'...$  correspond aux sections 1.2.3.4... de béton et le polygone  $f.I'.II'.III'...$  correspond aux sections amplifiées des armatures. Comme la ligne courbe  $1'.2'.3'.4'...$  et la droite  $IV'.V'.O'$  sont les côtés extrêmes du polygone funiculaire de la section fictive totale, le moment d'inertie  $I'$  de cette section par rapport à l'axe NA est la surface  $IV'.t.s.f. \times 2H$ . Ce moment  $I'$  est aussi par construction égal à la surface  $O'.s.t \times 2H$  (on a fait la surface  $o'.i.s.$  égale à la surface  $f.i.IV'$ ).

Comme dans l'exemple précédent on a encore  $M' = st \times H$ .

Il en résulte donc que  $\frac{I'}{M'} = \frac{\text{surf. } o'st \times 2H}{st \times H} = y$  lorsqu'on mène par le point  $o'$  une droite  $o's$  telle que les deux surfaces hachurées soient égales. Le point  $s$  fixe la position de la ligne neutre NA.

*Limite de l'excentricité de la charge.* — Dans une pièce rectangulaire sans armature, lorsque la charge sort du tiers central les fibres les plus éloignées de la charge sont soumises à une tension. Cette condition n'est plus applicable à une pièce armée, et il est aussi très difficile de fixer par une loi simple l'excentricité de la charge pour qu'une section polygonale ou circulaire soit tout entière comprimée.

De même il est difficile de fixer l'excentricité de la charge pour que l'acier de la partie tendue travaille à sa fatigue limite  $R'_a$  en même temps que le béton à l'arête comprimée atteint le taux de travail limite  $R_b$ . Dans une pièce rectangulaire à armature symétrique elle dépend du pourcentage de l'armature et naturellement des fatigues limites des matériaux. Le tableau n° 46 du chapitre de la flexion simple donne les valeurs de  $\frac{x}{h}$  lorsque  $m$  étant déterminé on fait travailler les matériaux à certains taux fixés : ce sont ces valeurs que l'on cherche à atteindre. On trouvera dans le paragraphe suivant une méthode approximative qui permet d'évaluer rapidement le coefficient angulaire en fonction de  $M$  et  $N$  et par suite de fixer à peu près le rapport entre ces deux quantités pour que les deux matériaux travaillent simultanément à leur limite permise. Ce n'est d'ailleurs pas toujours lorsqu'il en est ainsi que la pièce est la plus économique ; et souvent on est amené à forcer la section des arma-

tures parce qu'un faible accroissement de l'excentricité de la charge produit une augmentation considérable de la fatigue des matériaux.

**CALCUL DES ARMATURES D'UNE PIÈCE SOUMISE A DES EFFORTS CONNUS.** — Quand il s'agit de trouver l'armature nécessaire à une section donnée pour résister à certaines conditions de charge, la méthode algébrique qui vient d'être indiquée pour la vérification des taux de travail est d'une application extrêmement difficile. On se contente souvent de déterminer cette armature par l'une des méthodes approximatives suivantes, méthodes qui, toutes deux, donnent une section de métal trop élevée et s'appliquent seulement aux pièces rectangulaires à armatures symétriques.

*Première méthode.* — On calcule la fatigue des fibres extrêmes du béton comme si la pièce n'était pas armée; on calcule les efforts d'extension qui seraient ainsi développés et on prévoit l'armature tendue pour les annuler; l'armature comprimée est de même section par hypothèse.

Appelant  $M_G$  le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité, la fatigue des fibres extrêmes du béton serait égale à :

$$R_b = \frac{N}{bd} + \frac{6M_G}{bd^2}$$

$$R'_b = \frac{N}{bd} - \frac{6M_G}{bd^2}$$

La somme des efforts d'extension est :

$$T = R'_b \frac{b}{2} (d - y_1).$$

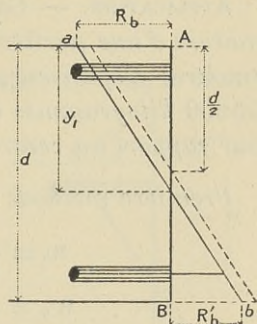


Fig. 170.

Or (fig. 170), si la charge  $N$  était nulle, le moment  $M_G$  gardant la même valeur, le coefficient angulaire de la droite  $ab$  resterait le même et l'effort d'extension à l'arête B serait  $\frac{6M_G}{bd^2}$ . On a donc la relation :

$$\frac{d - y_1}{\frac{d}{2}} = \frac{R'_b b}{\frac{6M_G}{bd^2}}$$

$$d - y_1 = \frac{R'_b b d^3}{12 M_G}$$

Il vient donc :

$$T = \frac{b^2 d^3 R'_b{}^2}{24 M_G}$$

$$\omega' = \omega = \frac{T}{R_a}.$$

*Deuxième méthode.* — On cherche d'abord la fatigue à la compression sous la charge  $N$  comme si la pièce n'était pas armée et comme si la force  $N$  était centrale ; soit  $r_b$  cette fatigue.

On calcule alors l'armature, d'après les formules de la flexion simple, pour que la pièce puisse résister au moment  $M_G$  en admettant pour le béton en compression un taux de travail égal à la différence  $C_b - r_b$  et pour l'acier en tension une fatigue  $R'_a + r_b$ .

*APPLICATION.* — Calculer la fatigue du béton et la section de l'armature d'une portion de voûte de 100 centimètres de largeur, 50 centimètres d'épaisseur, capable de résister à une pression normale de 50 000 kilogrammes et à un moment fléchissant de 1 500 000 kg/cm. par rapport au centre de gravité de la section.

*Première méthode :*

$$R_b = \frac{50\,000}{50 \times 100} + \frac{6 \times 1\,500\,000}{100 \times 50^2} = 46 \text{ kg.}$$

$$R'_b = -26 \text{ kg.}$$

$$T = \frac{100^2 \times 50^3 \times 26^2}{24 \times 1\,500\,000} = 23\,500 \text{ kg.}$$

$$\omega' = \frac{23\,500}{1\,200} = 19,6 \text{ cm}^2.$$

*Deuxième méthode :*

$$r_b = \frac{50\,000}{100 \times 50} = 10 \text{ kg.}$$

Prenons  $R_b = 50$  :  $R_b - r_b = 40$  ;  $R'_a + r_b = 1\,210$  kilogrammes. Supposons que  $h = 45$  centimètres. D'après le tableau n° 48 pour  $m = 15$ ,  $R_b = 40$ ,  $S'_a = 1\,200$ , on a l'équation suivante :

$$M_G = 592 h^2 + 355,6 h \omega$$

$$\omega = \frac{1\,500\,000 - 592 \times 45^2}{355,6 \times 45} = 18,7 \text{ cm}^2.$$



Calculer les taux de travail des matériaux de cette pièce en supposant que la section de chacune des armatures soit 18 centimètres carrés.

$$\frac{M_G}{N} = \frac{4\,500\,000}{50\,000} = 30 \text{ cm.}$$

La charge normale est donc appliquée à 30 centimètres du centre de gravité de la pièce ; il en résulte  $c = -5$  centimètres.

$$p = -3 \times (-5)^2 + \frac{6 \times 15 \times 18}{100} (50 + 2 \times 5) = 897$$

$$q = -2 (-5)^3 - \frac{6 \times 15 \times 18}{100} [(-5 - 5)^2 + (45 + 5)^2] = -41\,870.$$

L'équation pour déterminer  $y$  s'écrit donc :

$$y^3 + 897y - 41\,870 = 0$$

$$y = 26,3 \text{ cm.}$$

$$\frac{N}{K} = \frac{100}{2} \times 26,3^2 - 5 \times 100 (26,3 - 2,5) + 270 (2 \times 26,3 - 10 - 50) = 20\,687$$

$$K = \frac{50\,000}{20\,687} = 2,41; \quad y_1 = 26,3 - 5 = 21,3 \text{ cm.}$$

$$R_b = 2,41 \times (26,3 - 5) = 51,5 \text{ kg.-cm}^2.$$

$$R_a = 15 \times 2,41 \times (21,3 - 5) = 590 \text{ kg.-cm}^2.$$

$$R'_a = 15 \times 2,41 \times (45 - 21,3) = 858 \text{ kg.-cm}^2.$$

On peut vérifier l'exactitude de ces résultats en établissant les relations vérifiant les conditions d'équilibre des efforts extérieurs et intérieurs.

En projetant sur un axe normal à la section droite :

$$50\,000 = \frac{51,5}{2} \times 21,3 \times 100 + 18 \times 590 - 18 \times 858.$$

En prenant les moments par rapport au point O (fig. 171) :

$$\frac{51,5}{2} \times 21,3 \times 100 \times \left(\frac{21,3}{3} + 5\right) + 18 \times 590 \times (5 + 5) - 18 \times 858 \times (5 + 45) = 0$$

Ces deux égalités sont à peu de chose près des identités : les différences trouvées proviennent de ce que la valeur admise pour  $y$  n'est pas rigoureusement exacte.

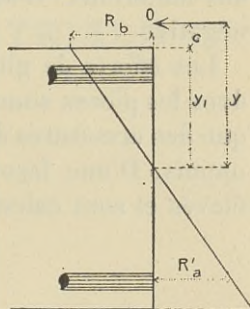


Fig. 171.

L'exemple choisi donne une idée de l'erreur commise en employant les méthodes approximatives pour déterminer les armatures ; on voit que la fatigue réelle du béton est voisine de celle admise dans le calcul de la pièce, mais que la fatigue de l'acier est sensiblement inférieure à la fatigue limite.

#### PIÈCES TRAVAILLANT A LA TRACTION ET LA FLEXION

On rencontre ces pièces dans les silos notamment. Souvent on se contente de les calculer comme des pièces fléchies ordinaires soumises à l'effort de flexion et d'y ajouter une quantité d'acier suffisante pour combattre l'effort de traction.

On peut, avec plus de précision, appliquer les formules développées pour les ouvrages soumis à une compression avec flexion, aussi bien les méthodes approximatives servant à calculer les armatures que celles plus exactes employées pour la vérification des taux de travail des matériaux. Il suffit de considérer la charge  $N$  comme une force négative.

Les efforts de glissement des armatures sont plus à craindre que dans les pièces soumises à une flexion simple ; aussi n'emploie-t-on que des armatures de faible diamètre soigneusement ancrées dans les appuis. D'une façon générale les efforts de cisaillement sont peu élevés et sont calculés comme si la flexion existait seule.

---

CINQUIÈME PARTIE

CONSTRUCTIONS PARTICULIÈRES  
ET BATIMENTS INDUSTRIELS



## CHAPITRE PREMIER

### FONDATIONS

---

#### CLASSIFICATION

Le genre de fondation d'une construction dépend du poids total de l'ouvrage et de la nature du sous-sol sur lequel il est construit.

On doit déterminer d'abord le poids total de l'ouvrage projeté, les charges isolées maxima, la charge approximative uniforme que donnerait le poids total s'il était réparti sur toute la surface du terrain occupé par la construction. Par sondages ou excavation, on détermine ensuite la nature du sous-sol, la profondeur et l'épaisseur des couches résistantes, le niveau de l'eau, la présence des courants souterrains. De ces données et en tenant compte aussi de la position et de la nature des constructions voisines, on fixe son choix sur l'un des types de fondations suivants :

1° Semelle générale, semelles partielles et continues, semelles isolées ;

2° Massifs de gros béton, colonnes en béton armé, pieux ;

3° Fondations tubulaires, caissons, palplanches.

On emploie les semelles isolées, continues ou générales, pour répartir les charges sur une couche résistante située à peu de distance de la partie basse de l'ouvrage. En principe cette couche doit être à peu près horizontale et d'épaisseur en rapport avec la charge qu'on lui impose et la résistance des couches inférieures. Lorsque la résistance des couches inférieures est moins élevée que celle de la couche qui doit recevoir les fondations, il faut à celle-ci une épaisseur minimum dépendant de sa nature :

2 à 3 mètres pour un banc de roche dure ;

3 à 4 mètres pour un banc d'argile ou de marne sèche ;

3 à 4 mètres pour un banc de gravier compact ;

4 à 6 mètres pour un banc de sable.

Si les couches inférieures sont affouillables ou si la couche sur laquelle on veut fonder est susceptible de glissement, on ne peut lui imposer que de faibles charges et encore doit-on le faire avec prudence. Il en est de même pour les argiles humides non drainées.

Il faut consolider artificiellement ou traverser les terrains compressibles, tels que les terrains d'alluvion, les tourbes, les terres rapportées même depuis plusieurs années. On doit toujours enlever la terre végétale et établir la fondation à une profondeur minimum de 0,50 à 0,70 m. au-dessous du niveau du sol pour éviter l'effet des gelées.

Le tableau n° 16, 1<sup>re</sup> partie, donne la charge verticale que peuvent porter avec sécurité quelques terrains de natures diverses, en supposant que les couches du sous-sol soient de résistance au moins égale.

D'après Rankine,

si  $d$  est le poids moyen d'un sol en kilogrammes par mètre cube ;  
 $\varphi$ , l'angle du talus naturel moyen ;

$h$ , la profondeur en mètres des fondations en dessous du niveau du sol, la charge en kilogrammes par mètre carré que l'on peut imposer au sol à cette profondeur  $h$  est :

$$P = dh \cotg^2 \frac{90 - \varphi}{2} \quad \text{ou} \quad dh \left( \cotg^2 \frac{90 - \varphi}{2} \right)^2.$$

Certaines valeurs de  $\cotg^2 \frac{90 - \varphi}{2}$  sont données dans le tableau n° 71 dans le calcul des murs de soutènement.

Sous un bâtiment une semelle générale est toujours préférable à des semelles partielles ou isolées ; elle est indispensable lorsqu'on établit la fondation sur du remblai, des terres affouillables ou des sols minés ; mais elle est coûteuse et pour cette raison on a souvent recours aux semelles partielles. Le mieux est alors de disposer des semelles continues sous chacun des murs et des files de poteaux et de les relier par des entretoises en béton armé. Plus économiquement on peut employer des semelles isolées pour répartir sur une faible surface chacune des charges concentrées ; on les entretoise

par des longrines en ciment armé ou par un radier général en gros béton.

Dans le cas où l'on doit répartir des charges considérables on adopte avec avantage une sorte de caisson formé par le radier général inférieur, le plancher du premier étage immédiatement au-dessus et les cloisons situées entre ces deux planchers. Ces cloisons agissent comme des poutres et répartissent uniformément sur toute leur longueur les charges isolées de la superstructure ; le radier répartit uniformément sur toute sa surface les charges apportées par les poutres cloisons ; le plancher supérieur sert principalement pour entretoiser l'ensemble, en plus de son rôle propre.

Le deuxième type de fondations est généralement employé lorsqu'on veut établir les fondations à une profondeur de 2 à 4 mètres au-dessous du niveau du sol. On concentre alors, à l'aide du plancher bas ou d'un radier général, les charges en dessous des piliers et des murs les plus chargés et sous ces charges concentrées on établit des massifs de gros béton ou des piliers en béton armé descendant jusqu'au terrain résistant. Si les terres à traverser sont affouillables, on blinde les puits à mesure qu'on les creuse. Si la couche sur laquelle on veut fonder est noyée, on épuise généralement plutôt que de couler le béton dans l'eau ; quelquefois on construit à l'avance la colonne en ciment armé avec sa semelle de répartition et on la descend d'un bloc dans le puits sur un petit lit de béton maigre qui lui sert de base.

Dès que l'épaisseur des mauvais terrains dépasse 4 mètres, il y a souvent avantage à employer des pieux, battus isolément ou par groupes suivant les charges à porter. La résistance à l'enfoncement d'un pieu se compose de deux parties, dont le rapport est très variable suivant la nature des terrains traversés :

- a) La friction le long du pieu ;
- b) La résistance du terrain sous la pointe.

Cette dernière est généralement la plus importante, mais il y a des exemples de fondations où les pieux travaillent exclusivement par friction et l'importance de celle-ci est aussi prouvée par les deux faits suivants : toutes choses égales d'ailleurs, un pieu en béton a besoin d'une moindre fiche qu'un pieu en bois pour porter la même charge ; c'est que le frottement du béton sur les terres est plus élevé que celui

du bois. Lorsque dans un groupe on bat les pieux à une distance de 25 à 30 centimètres l'un de l'autre, la longueur de fiche décroît à chaque pieu ; la terre chassée et comprimée par les premiers pieux offre beaucoup plus de résistance à l'enfoncement et le dernier pieu n'atteint pas la couche résistante dans laquelle ont pénétré les premiers. C'est donc seulement par le battage d'un pieu que l'on peut s'assurer de la longueur nécessaire et qu'on peut établir le prix des fondations, pour le comparer avec celui des autres types.

On emploie le troisième type de fondation lorsque les terrains à traverser sont inondés ou composés en grande partie de sable mouvant et de terres très mobiles. Ce type est assez peu employé dans les fondations des bâtiments et sert surtout dans les fondations des piles de pont, les murs de quai ou autres ouvrages d'art (voir les chapitres spéciaux).

### SEMELLES DE RÉPARTITION

**Radier général.** — Un radier général est calculé comme un plancher renversé : la réaction du sol en constitue la charge ; les murs et les piliers de la construction en sont les appuis. Lorsqu'on emploie un plancher nervuré on dispose les poutres principales sous les files de poteaux et on appuie les poutres secondaires sur ces poutres et sur les murs. Il n'est besoin de poutre en dessous des murs qu'à l'aplomb des portes, pour correspondre aux linteaux des planchers ordinaires. Les poutres sont le plus souvent placées au-dessous de la dalle mais il est plus économique de les disposer au-dessus, quitte à les recouvrir d'un plancher en bois ou d'un hourdis en ciment armé pour former le sol de l'étage du bas.

Plus généralement le radier est une dalle de forte épaisseur uniforme avec deux séries d'armatures, inférieures et supérieures.

Poutres ou armatures de la dalle sont arrangées pour répartir le plus uniformément possible les charges sur le sol. Mais si une partie de l'ouvrage est beaucoup plus lourde que les autres ou si la résultante des charges ne correspond pas au centre de gravité du radier on admet que les différentes parties du sol travaillent à des taux différents ; on arme le radier en conséquence.

Dans le calcul on ne tient pas compte du poids mort de la semelle



ni de la sous-pression possible due à l'eau, à moins que cette sous-pression ne soit plus élevée que la charge due au poids de la superstructure.

Dans le cas où certaines parties du radier sont à des niveaux différents de la surface principale on les réunit à cette dernière par des cloisons verticales en ciment armé. Ces cloisons rendent l'ensemble solidaire et, résistant à la poussée des terres, empêchent les affaissements du sol qui tendent à se produire aux points les plus élevés sur les bords des fosses.

Les radiers destinés à répartir de fortes charges, et plus généralement ceux qui sont soumis à une sous-pression d'eau élevée, sont constitués par des voûtes en berceau ou des voûtes d'arête. Ces voûtes renversées prennent appuis sur les murs et des poutres principales disposées entre les piliers. Elles sont plus économiques que les dalles nervurées ordinaires, surtout lorsque les murs et les files de piliers sont sensiblement parallèles ; comme elles sont toujours chargées presque uniformément et toutes en même temps, elles ne sont soumises qu'à des efforts tangentiels ; leurs poussées s'annulent sauf pour les dernières travées ; à celles-ci on construit des culées prenant appui soit sur les murs latéraux, soit sur le terrain à l'arrière.

On assure l'imperméabilité du radier en pilonnant sur le sol, avant sa construction, une couche de glaise, bien divisée et battue, de 15 à 20 centimètres d'épaisseur ; on recouvre la glaise de quelques centimètres de sable avant la coulée du béton.

On peut aussi rendre le radier étanche par une chape en ciment, une double couche d'asphalte ou un autre enduit imperméable placé au-dessus des voûtes et protégé lui-même par une couche de béton. Pour protéger les murs contre les infiltrations on les entoure d'un rideau et d'un enduit imperméable montant jusqu'au niveau supérieur des eaux. Le rideau est quelquefois calculé pour résister à la poussée ; il est alors armé en porte à faux sur le radier ; très souvent c'est un simple revêtement étanche qui prend appui sur les murs du bâtiment.

Pour le calcul on déduit de la pression d'eau sous la face inférieure du radier le poids mort de ce radier et la charge permanente du remblai ou du béton qui le recouvre. Lorsque le poids mort de la

construction et du radier n'est pas suffisant pour empêcher l'ensemble de se soulever sous la pression de l'eau, on élargit le radier à l'extérieur de la construction en s'arrangeant pour que les bords du plateau aient à enlever un poids mort de terre égal à la différence entre les sous-pressions et les charges de haut en bas. Les efforts dans la porte à faux ainsi constitué sont souvent élevés et il peut y avoir économie à enfoncer davantage le radier et à augmenter par suite le poids du remblai. On remarquera cependant que la charge gagnée par ce second procédé n'est égale qu'à la différence de poids entre le remblai employé et le volume d'eau déplacé, puisqu'en enfonçant le radier on augmente la pression d'eau en dessous.

Si on est amené à construire des poutres cloisons pour répartir les charges concentrées le long des retombées des voûtes, on les constitue comme des poutres à treillis avec des membrures réelles, horizontales, verticales et obliques, noyées dans l'épaisseur des cloisons ; l'acier travaille seul dans les membrures en tension ; le béton oppose sa résistance aux efforts de compression en même temps que l'acier, la largeur de béton à prendre en considération pour les membrures obliques étant estimée à l'à peu près.

Avant de couler le béton d'un radier armé on nivelle le terrain et on le dame soigneusement, puis on le recouvre d'une couche de sable grossier mouillé et damé, ou mieux d'un lit de gros béton de 8 à 12 centimètres d'épaisseur. Autant que possible on épuise les eaux du sous-sol afin de couler le béton à sec. Si l'on ne peut y arriver on augmente le dosage en ciment de 150 à 200 kilogrammes au mètre cube, on gâche très sec et on dépose le béton en place en ayant soin d'éviter le plus possible le contact avec l'eau de la fouille.

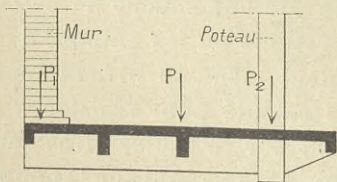


Fig. 172. — Semelle sous mur et file de piliers.

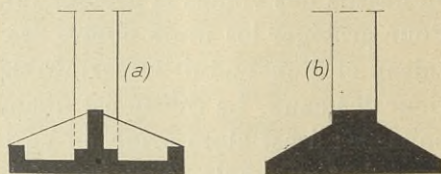


Fig. 173.  
Semelles sous files de piliers.

**Semelles continues sous murs et lignes de piliers.** — La figure 172 donne un type de semelle continue employé lorsque la fondation doit

être limitée à l'aplomb du mur. On détermine la largeur de la semelle de façon à ce que son centre de gravité coïncide avec la résultante des charges apportées par le mur et la ligne de poteaux.

La figure 173 (a) et (b) donne deux types utilisés sous des files de piliers très chargés.

La figure 174 donne la coupe et le plan d'une semelle sous un mur avec dossier.

**Semelles isolées.** — Lorsque la charge est centrée on adopte généralement pour les semelles isolées la forme rectangulaire ou carrée. On peut alors former la semelle d'une dalle mince renforcée de quatre nervures disposées en croix de Malte ou en croix de Saint-André (fig. 175 (a) et (b)). On calcule chacune des nervures en porte à faux sur le poteau et on arme la dalle dans deux directions orthogonales.

On forme aussi la semelle d'une espèce de dalle à épaisseur variable, croissant des bords vers le centre. Dans ce cas on considère

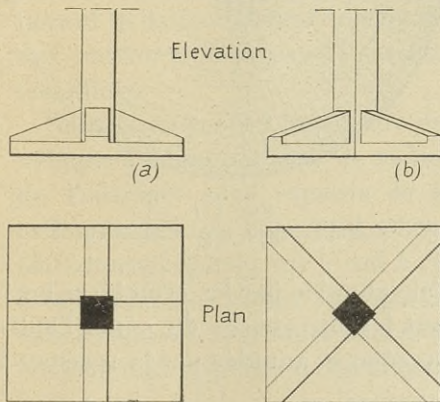


Fig. 175. — Semelles isolées sous poteaux.

$$\frac{pl^2}{24}$$

Dans la semelle figure 176 on peut considérer chacun des trapèzes

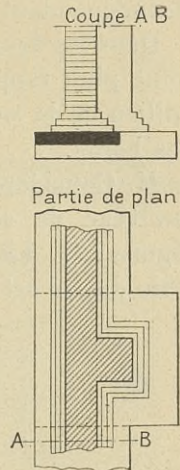


Fig. 174. — Semelle sous mur avec dossier.

la semelle comme soumise aux mêmes efforts intérieurs qu'une dalle qui aurait même surface, serait soumise à la même charge uniforme et serait appuyée sur ses quatre côtés. Si  $p$  est la réaction du sol par mètre carré,  $l$  le côté du carré de base de la semelle, le moment maximum au milieu de la base dans chacune des deux directions orthogonales parallèles aux côtés de la semelle est égal à :

tels que  $ACca$  en porte à faux sur le dé servant de base à la colonne et indépendant des trapèzes semblables adjacents.

Dans les deux cas les aciers sont parallèles aux côtés de base et sont plus rapprochés vers le milieu de la semelle que vers les bords.

M. Considère a fait breveter un type de semelle conique figure 177. La réaction verticale du sol est décomposée en

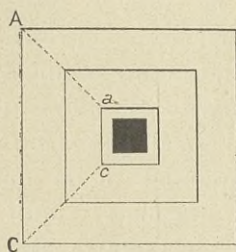
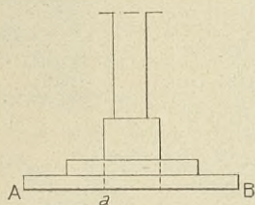


Fig. 176.

Semelle isolée sous poteau.

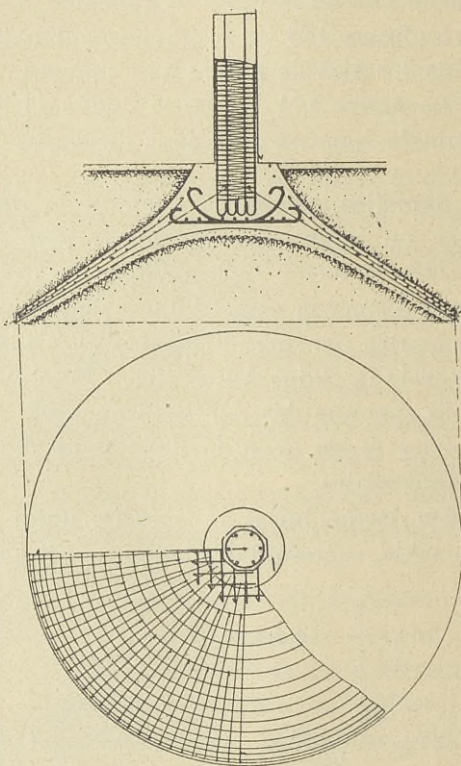


Fig. 177.

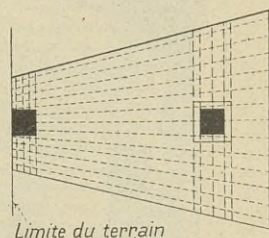
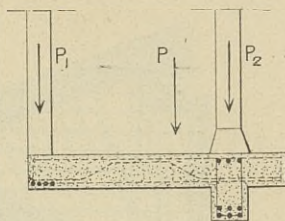
Semelle isolée, type Considère.

deux composantes, l'une horizontale annulée par les armatures horizontales circulaires placées suivant les directrices du cône, l'autre dirigée suivant les génératrices du cône et annulée par la résistance du béton à la compression.

Quels que soient le type et le mode de calcul adopté il faut vérifier que la partie immédiatement en dessous du poteau ne peut être cisailée des parties voisines ; il faut en outre que l'épaisseur en soit assez grande et que les aciers du poteau y descendent suffisamment bas pour que l'adhérence du béton aux barres soit au moins égale à

la charge portée par celles-ci. Certains constructeurs disposent des fers plats en dessous des aciers verticaux du poteaux.

La figure 178 montre la disposition adoptée pour la semelle sous deux poteaux dont l'un se trouve à la limite du terrain.



Limite du terrain

Fig. 178. — Semelle sous deux poteaux.

**Exemples de travaux exécutés.** — Les figures 179 et 180 donnent les détails des armatures principales d'un radier général, de 50 centimètres d'épaisseur uniforme, sous un bâtiment à Stuttgart (Allemagne) (extrait de l'ouvrage de M. Mörsch, *Eisenbetonbau*).

La pression uniforme sur le sol est de 0,7 kg. par centimètre carré. La figure 179 donne l'armature supérieure de la dalle ; la figure 180 celle inférieure. Ces deux armatures sont reliées par des étriers espacés de 50 centimètres ; elles ont été déterminées en supposant la dalle continue et sont naturellement prévues pour résister aux moments fléchissants positifs et négatifs, maxima entre et sous les piliers.

Sous un entrepôt à Newcastle-on-Tyne (Angleterre), la maison Henebique a adopté le type de radier général figure 181. Les poteaux de l'entrepôt sont espacés de 4,47 m. dans les deux directions orthogonales et apportent chacun une charge totale d'environ 600 tonnes répartie sur le sol à raison de 3 kilogrammes par centimètre carré. Le radier de répartition est constitué par des séries de dalles reposant, sur leurs quatre côtés, sur des poutres qui prennent elles-mêmes appuis sur les poteaux et placées en dessous des dalles. La hauteur totale de ces poutres (y compris le hourdis) est 76 centimètres et leur largeur 74 centimètres. La superstructure est aussi en ciment armé et pendant la construction l'ensemble s'enfonça d'environ 10 centimètres mais depuis lors aucun autre mouvement ne s'est produit.

La figure 182 représente une semelle isolée système Coignet pour

un pilier métallique chargé à 150 tonnes. La dalle n'a que 14 centi-

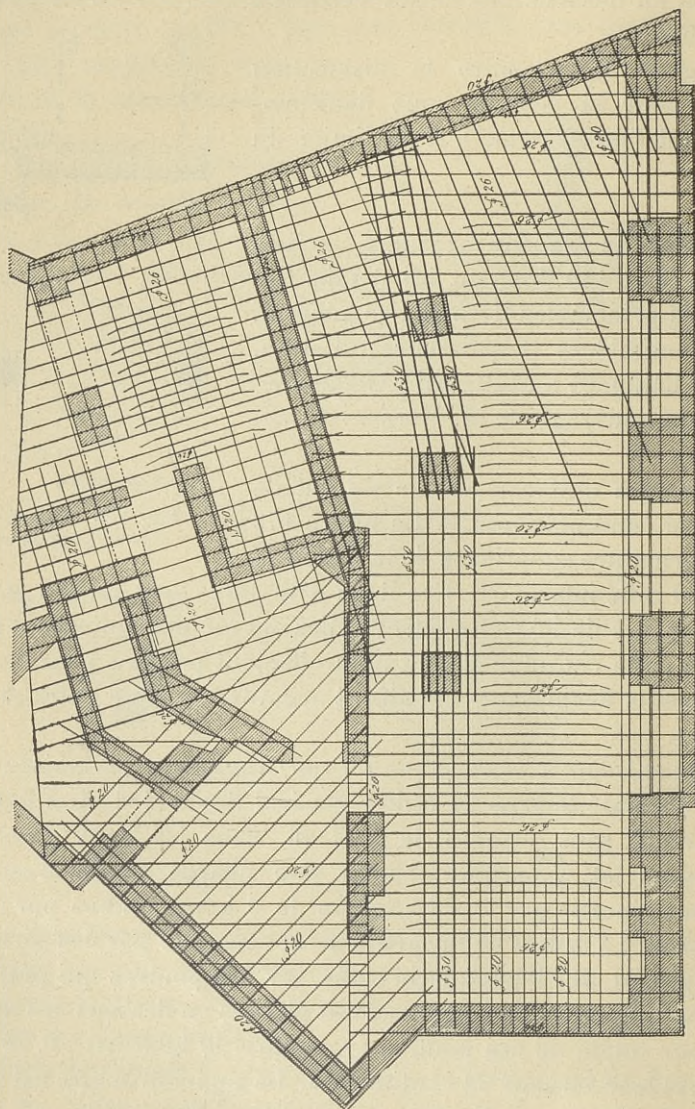


Fig. 479. — Armature supérieure du radier général.

mètres d'épaisseur ; elle s'appuie sur quatre porte à faux disposés en croix et armés symétriquement.

Le beffroi de l'hôtel de ville de Calais construit par M. Piketty

(voir la description plus loin) repose sur un plateau carré de 15 mètres

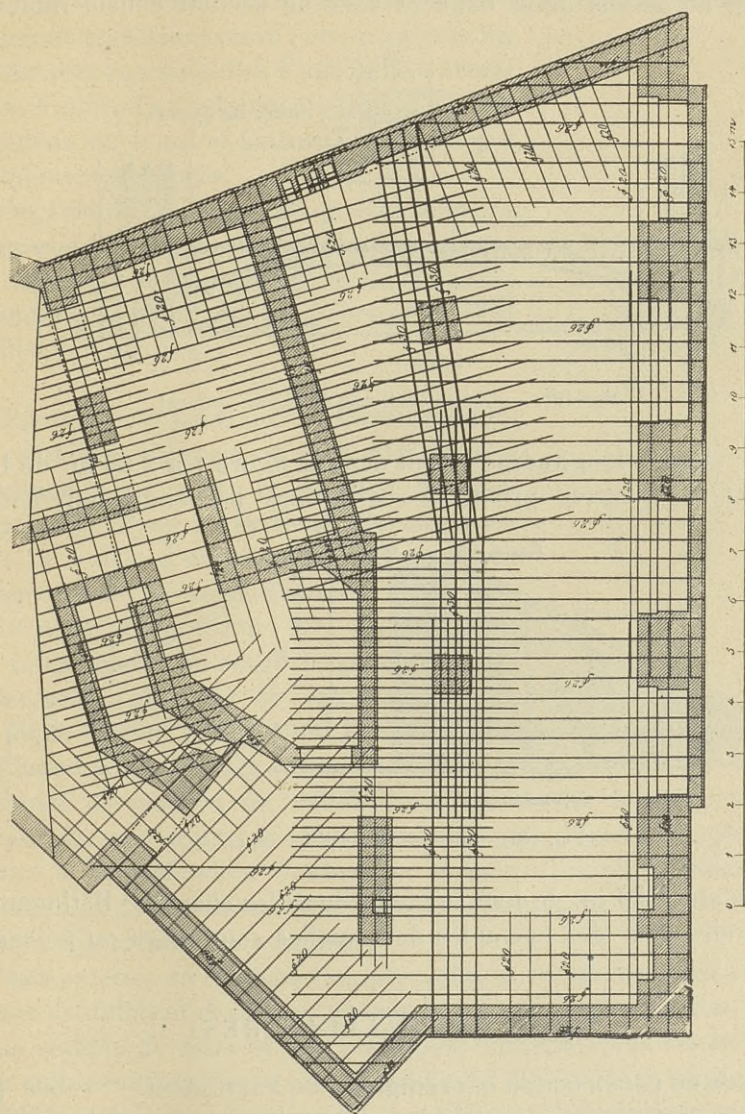


Fig. 180. — Armature inférieure du radier général.

de côté (fig. 1 et 2, planche II, page 334). Ce plateau est chargé de terre sur une épaisseur de 2 mètres, pour assurer la stabilité de la construction sous la poussée du vent ; il apporte sur le sol une pres-

sion maximum de 1,5 kg. par centimètre carré. Les nervures sont placées au-dessus de la dalle et sont de section considérable : la

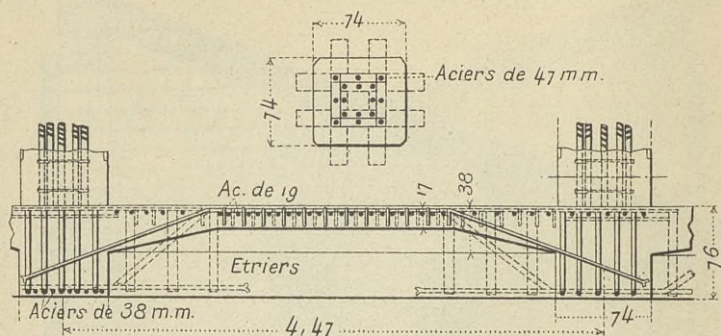


Fig. 181. — Coupe verticale de radier général.

poutre coupée longitudinalement dans la figure 1 a 2,60 m. de hauteur et les poutres principales disposées perpendiculairement à

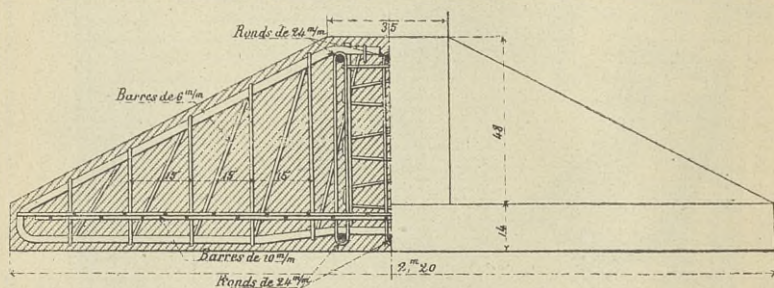


Fig. 182. — Semelle sous pilier en acier.

celle-là ont 1,60 m. de hauteur (voir aussi les chapitres Bâtiments et Réservoirs pour des exemples de semelles sous murs ou poteaux).

## PIEUX ET PALPLANCHES

Détails de construction et exemples. — PALPLANCHES. — Les palplanches ne diffèrent essentiellement des pieux que par leur section ; elles sont généralement de section rectangulaire et portent dans certains cas des rainures semi-circulaires sur toute leur longueur (fig. 183). En battant les palplanches côte à côte et en remplissant



les joints d'un mortier de ciment liquide, on peut obtenir un rideau étanche et continu. Souvent les palplanches sont soumises à un moment fléchissant élevé ; on en calcule les armatures comme celles d'une dalle à armature double. Les palplanches sont toujours moulées sur le sol et battues à la façon des palplanches en bois.

On peut diviser les pieux en deux grandes classes : 1° ceux qui sont coulés sur place ; 2° ceux qui sont moulés sur le sol et foncés comme des pieux en bois lorsqu'ils sont suffisamment durcis.

**PIEUX COULÉS SUR PLACE.** — Parmi ceux de la première catégorie on peut citer le pieu Raymond (fig. 184) et le pieu Simplex (fig. 185). Dans le système Raymond on bat, à l'aide d'un mouton, un mandrin tronconique en acier entouré d'une tôle mince de même forme. Dès qu'on atteint le refus voulu, on retire le mandrin et on pilonne à l'intérieur de l'enveloppe tronconique d'acier restée dans le sol le pieu en béton armé. Dans le système Simplex on enfonce au mouton un cylindre en tôle d'acier fermé à sa partie basse par une pointe de résistance suffisante. Quand ce cylindre est foncé à la profondeur voulue, on le retire progressivement et on coule, dans le trou laissé, le pieu avec son armature, au fur et à mesure que l'on remonte le cylindre.

Les pylônes du système Compressol sont construits aussi sur place mais ils diffèrent des pieux précédents en ce qu'ils ont une section, une surface de base et une résistance beaucoup plus considérables. On commence par forer un puits à l'aide d'un pilon conique, pesant 2 200 kilogrammes, tombant en chute libre et d'une hauteur atteignant jusqu'à 25 mètres. Dans le puits ainsi foré on jette des cailloux et du béton maigre que l'on comprime à l'aide d'un pilon plat ou ogival pour les étendre sur une grande surface de base et les faire pénétrer

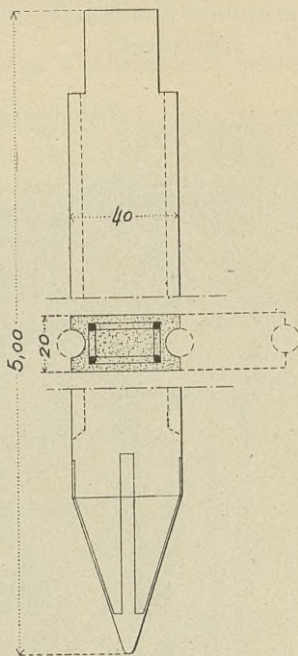


Fig. 183. — Élévation et coupe de palplanche.

dans la couche résistante inférieure. On complète le bourrage avec du béton de ciment que l'on pilonne à l'aide d'un pilon de 2 000 kilogrammes tombant de quelques mètres de hauteur ; on peut y disposer des armatures.

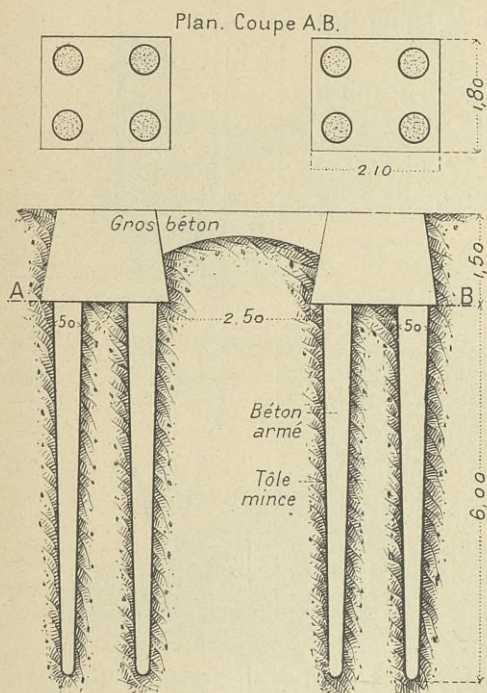


Fig. 184. — Groupe de pieux Raymond.

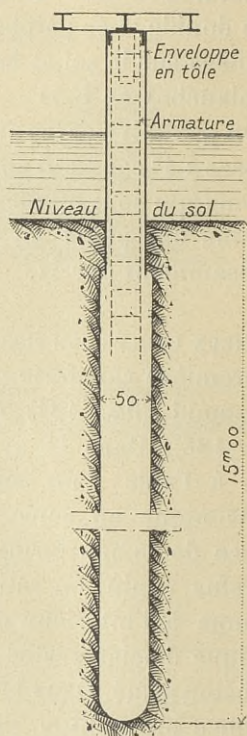


Fig. 185. — Pieu simplex.

Un pylône ainsi construit atteint 1 mètre à 1,40 m. de diamètre et peut porter avec sécurité jusqu'à 100 tonnes. La figure 186 donne la photographie d'un pylône dégagé des terres dans lesquelles il a été bourré et montre les irrégularités de diamètre résultant de la variabilité de consistance des diverses couches du terrain.

**PIEUX MOULÉS A L'AVANCE.** — Les pieux et pylônes précédents demandent pour leur établissement un outillage spécial que ne possède pas l'entrepreneur ordinaire. Il n'en est pas ainsi pour les pieux de la deuxième catégorie. Ceux-ci sont de véritables poteaux armés

d'aciers longitudinaux et de ligatures transversales placées dans le plan de la section droite ou de frettes, et sont moulés dans un chantier à proximité de la construction à édifier.

Les armatures sont de préférence assemblées à l'avance de façon à former une ossature rigide dont les éléments ne peuvent se déplacer au bétonnage. Des essais faits sur des pieux moulés verticalement ont montré qu'ils n'avaient que peu ou point d'avantages sur ceux moulés horizontalement. On prépare une plate-forme bien horizontale et de surface suffisante pour recevoir au moins les pieux que l'on peut couler en trois semaines; on la constitue comme expliquée au paragraphe : Échafaudage et divers, page 144.

Deux ou trois jours après la coulée on enlève les jouées et quinze ou vingt jours plus tard on fait faire quartier au pieu pour accélérer le durcissement. Quelques jours après on le transporte avec précaution sur des cales horizontales pour qu'il y acquière son durcissement définitif. La mise en place et le fongage ont lieu six ou huit semaines au plus tôt après la coulée. Pour faciliter le transport et la mise en place on ménage des trous perpendiculaires à l'axe longitudinal et destinés à recevoir les élingues de la grue, à l'aide de tuyaux à gaz fixés pendant le bétonnage.

Le dosage du ciment au mètre cube est au moins de 350 kilogrammes et le béton est gâché sec et bien pilonné.

La maison L.-G. Mouchel et P. de Londres emploie communément les deux pieux suivants :

1° Le pieu *Hennebique* (fig. 187), de section généralement carrée de 30, 35, 40 centimètres de côté, à arêtes chanfreinées, armé de quatre aciers longitudinaux principaux, de 18 à 35 millimètres de diamètre, suivant la section et la longueur du pieu, et la



Fig. 186. — Pilône système Compressol.

charge à porter. Ces aciers sont réunis transversalement par des liens (fig. 99, *b*) à des distances variables de 5 ou 7 centimètres à la tête et à la pointe jusqu'à 15 ou 20 centimètres dans le corps du pieu. Ces pieux ont supporté sans dommage jusqu'à 10 000 coups d'un mouton de 2 tonnes tombant de 1,00 à 1,50 m. de hauteur.

2° Le pieu *Mouchel* (fig. 188), de section carrée avec un évidement circulaire. L'évidement n'est pas de section constante sur toute la longueur du pieu mais présente des étranglements (diaphragms) écartés de 1,20 m. environ. Ce pieu est armé à peu près de la même façon que le précédent; l'évidement est obtenu à l'aide de tronçons de tuyaux, en tôle ou en mortier de ciment, disposés à l'intérieur de l'ossature (fig. 189) et naturellement laissés dans le pieu. Ces pieux ont l'avantage d'être légers et plus résistants que les précédents à quantités égales de matériaux; on en a battu qui avaient 45 centimètres de côté et 22 mètres de longueur dans des sols mous où ils travaillent surtout par friction et portent des charges que l'on n'aurait pu imposer à des pieux ordinaires.

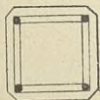
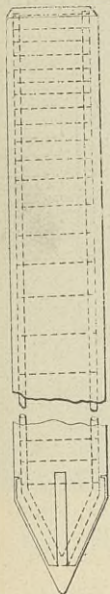


Fig. 187.  
Pieu Hennebique.

Le pieu *Considère* est représenté sur la figure 190. La section est octogonale. Les aciers longitudinaux sont au nombre de huit et ont

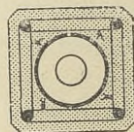
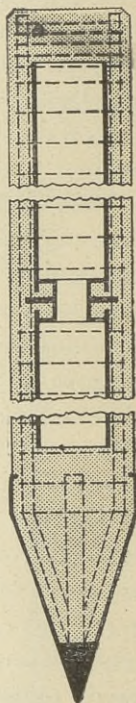


Fig. 188.  
Pieu Mouchel.

de 15 à 28 millimètres de diamètre. Les frettes enroulées en hélices ont de 8 à 12 millimètres et plus de diamètre; le pas est d'environ 40 millimètres à la pointe et à la tête, 60 millimètres dans le corps du pieu. On bat généralement ce pieu sans calotte protectrice; le

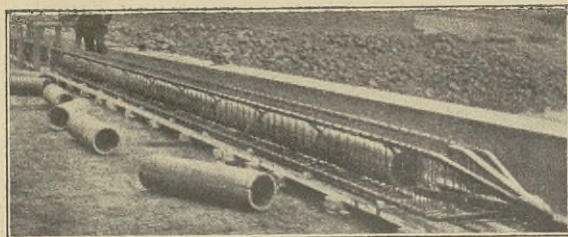


Fig. 189. — Ossature de pieu Mouchel.

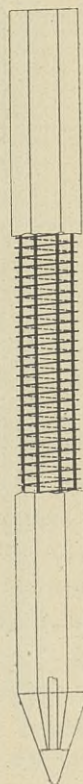
mouton écrase une certaine partie du béton de la tête du pieu qui ne subit pas d'autre dommage.

Voir l'exemple donné dans la description du pont sur la Sée à Avranches (planche VI, page 442).

Les pieux-palplanches *Coignet-Ravier* (fig. 191) sont constitués par des pieux de section carrée ou rectangulaire munis d'ailes formant palplanches sur une partie de la hauteur et laissant apparentes la tête et la pointe du pieu. Ces pieux sont mis en place à une certaine distance les uns des autres, soit jointifs, soit avec interposition, dans les intervalles, de palplanches ou de pieux palplanches secondaires pour former un rideau continu.

Tous les pieux et palplanches sont très généralement munis de sabots de résistance en rapport avec la dureté du terrain à traverser. La figure 192 en donne quelques types; le plus employé pour les pieux comporte une pointe en acier coulé avec quatre bandes d'attache en acier laminé, recourbées à la partie supérieure pour former ancrage dans le béton.

On bat souvent les pieux isolément, mais lorsque les charges à porter sont considérables, il y a lieu de battre sous chaque poteau un groupe de deux ou plusieurs pieux. Lorsque ceux-ci ont atteint le refus voulu, on dénude de béton la partie supérieure des armatures et on noie ces dernières

Fig. 190.  
Pieu Considère.

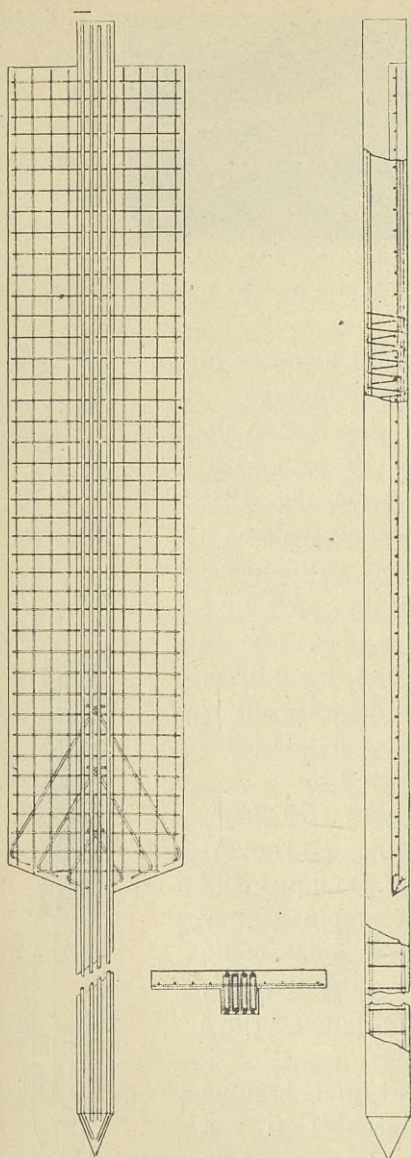


Fig. 191. — Pieu-palplanche  
Coignet-Ravier.

dans une semelle horizontale calculée et armée pour reporter la charge centrale du poteau également sur chacun des pieux. Il est de bonne construction de réunir toutes les semelles par des entretoises en béton armé qui augmentent la rigidité de la fondation. La figure 193 donne le plan d'une partie de telle fondation établie à Bristol sous un entrepôt de huit étages en système Coignet. On y voit la disposition des pieux sous les murs extérieurs et sous les poteaux intérieurs du bâtiment.

**Fonçage.** — Le fonçage des pieux est souvent une partie de l'entreprise sujette à de nombreux aléas : bien que d'une façon générale les pieux en ci-

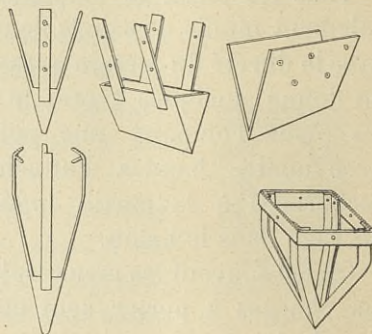


Fig. 192. — Sabots de pieux  
et palplanches.

ment armé traversent facilement toutes les couches de terrain

qui ne sont pas très compactes et même des bancs de calcaire tendre, ils peuvent être arrêtés par des bancs de faible consistance tels que ceux de sable fin ou bien d'argile humide mélangée

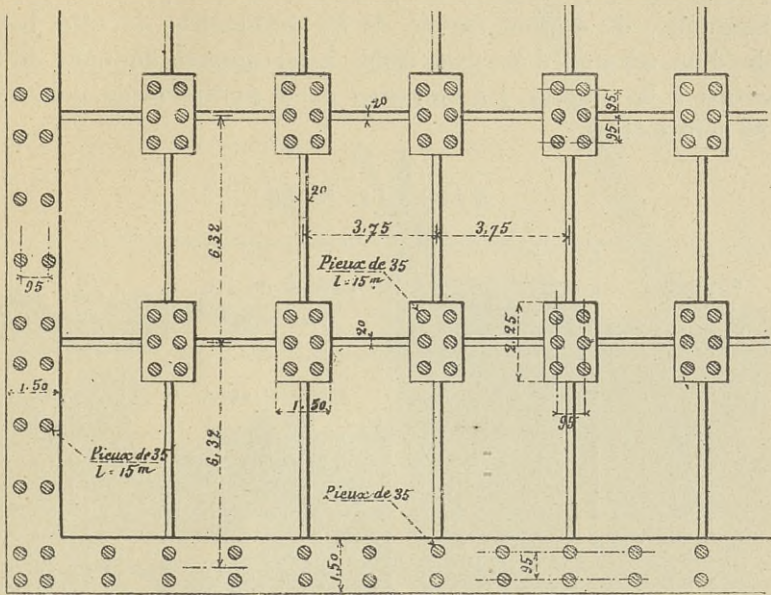


Fig. 193. — Disposition des pieux et des semelles de fondation d'un entrepôt.

de rognons de silex. Le battage est difficile dans les couches de gravier et dans les couches d'argile et de marne compacte.

La pénétration est facilitée dans le sable et certaines argiles grasses par l'injection d'eau sous pression que l'on amène jusque sous le sabot par un tuyau à gaz moulé, dans le corps même du pieu, sur presque toute sa longueur. La pression doit être au moins de 8 kilogrammes au centimètre carré et s'exercer juste à la pointe du pieu (il est bon de percer le sabot pour obtenir la centralité du jet). Il est aussi nécessaire que l'eau soit injectée aussitôt que le pieu est fiché et avant que le battage ait commencé, car autrement la terre pénètre dans l'orifice du tuyau d'écoulement, forme bouchon et empêche la sortie ultérieure de l'eau. Souvent on peut discerner au son si l'eau s'écoule régulièrement par le bruit qu'elle fait dans le tuyau reliant la presse ou la pompe hydraulique au pieu. Un

autre grand avantage du procédé est de réduire le nombre des coups de mouton, souvent dans la proportion de 4 à 1, et par suite les risques de fracture du pieu.

Le tableau suivant donne les pénétrations d'un pieu de 15 mètres de longueur, de section carrée de 35 centimètres de côté, battu à l'aide d'un mouton d'environ 2000 kilogrammes donnant de 25 à 32 coups à la minute. La longueur de la pyramide de pointe était de 90 centimètres.

TABLEAU N° 56

HAUTEUR de chute en mètres.	PÉNÉTRATION moyenne par coup en centimètres.	NATURE DU SOL sous la pointe.	PROFONDEUR de la pointe en dessous du niveau du sol en mètres.
0,50	45	Argile et vase.	2,50
1,20	5	Tourbe.	5,50
1,20	8	Argile légère.	6,70
1,80	4	Argile et gravier.	9,10
1,80	2	Gravier.	10,90
1,80	3,5	Argile compacte.	12,50
2,00	2	Gravier.	13,00
2,00	1,5	—	13,45
2,00	1	—	14,15
2,00	0,8	—	14,95
2,00	0,2	—	15,00

Après arrêt du battage pendant quatre heures, la terre s'était raffermie autour du pieu; à la reprise du battage, un coup de mouton tombant de 2 mètres de hauteur produisait une pénétration de 0,06 cm. seulement, puis la pénétration crût progressivement; pendant près d'une demi-heure que fut continué le battage, elle atteignit seulement 0,14 cm. par coup (moyenne des dix derniers coups).

Pour obtenir un fonçage régulier et aussi facile que possible, le coup doit être appliqué exactement en ligne avec le pieu et à intervalles très rapprochés; on doit employer un mouton de poids élevé, égal au moins à la moitié du poids du pieu, et tombant d'une faible hauteur. Quand on veut éviter l'éclatement du béton à la tête, on protège celle-ci à l'aide d'un coussin de sciure de bois, de rognures de liège ou de sable mouillé. Le coussin est placé dans un chapeau



en acier coulé ; le mouton en fonte frappe sur le coussin ou sur un

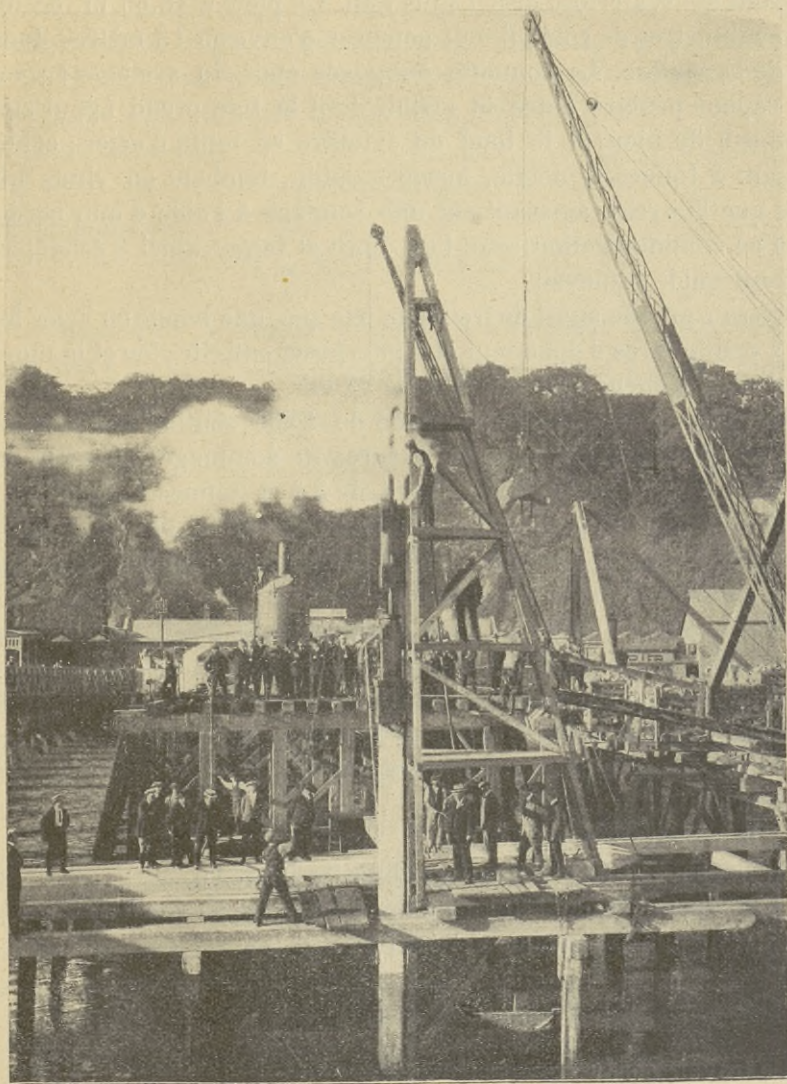


Fig. 494. — Battage d'un pieu à l'aide d'une sonnette à vapeur.

voile horizontal du chapeau par l'intermédiaire d'une poupée en bois de 1 mètre à 1,50 m. de hauteur, s'emboîtant partiellement

dans le chapeau. La figure 194 représente le battage d'un pieu pour le pont de Waterford décrit plus loin. Ce pieu a 18,50 m. de long, 40 centimètres de côté ; il doit pénétrer d'environ 12 mètres dans le lit de la rivière. La sonnette employée était du système Lacour : la vapeur pénètre entre le piston dont la tige prend appui sur le chapeau du pieu et le fond du cylindre en fonte d'acier ; celui-ci, pesant 2 tonnes et demie, forme mouton, tombant en chute libre, dès que l'ouvrier agissant sur une soupape à l'aide d'une corde le met en communication avec l'air libre et laisse ainsi s'échapper la vapeur qui le soulevait.

On se contente aussi de frotter la tête par une bande en acier forgé de 2 centimètres d'épaisseur et d'interposer entre le pieu et le mouton une cale de chêne et une feuille de plomb.

Un pieu convenablement armé de 1 200 centimètres carrés de section peut supporter, sans fissures ni dommage, plusieurs centaines de coups de mouton pesant de 2 à 4 tonnes et tombant de 1,50 m. environ de hauteur. Suivant le refus obtenu dans les derniers coups il peut porter 50 à 70 tonnes ou même davantage, avec un coefficient de sécurité de 4.

Les formules employées pour déterminer la pénétration moyenne des derniers coups doivent tenir compte de la perte d'énergie qui se produit toujours dans un choc.

En appelant P et M, le poids et la masse du pieu ;

$p$  et  $m$ , le poids et la masse du mouton ;

$h$ , la chute du mouton ;

$e$ , la pénétration par coup ;

R, la charge théorique que peut porter le pieu ;

$v$ , la vitesse du mouton au moment où il touche le pieu ;

le travail utile dû au choc est égal à :

$$T_u = \frac{1}{2} \times \frac{m^2 v^2}{m + M} .$$

Le travail perdu dans le choc est :

$$T_i = \frac{1}{2} \frac{m M v^2}{m + M} .$$

$$\text{Le rendement} = \frac{\text{travail utile}}{\text{travail total}} = \frac{m}{M + m} .$$

Pour augmenter ce rendement, il faut donc augmenter  $m$ .

Quand le mouton tombe en chute libre, la vitesse  $v$  ne dépend que de la hauteur de chute  $h$ . En remplaçant par leurs valeurs en fonction de  $P$ ,  $p$ ,  $h$  et  $R$  les termes de l'équation donnant  $T_u$  on trouve la formule suivante dite formule hollandaise :

Charge théorique

$$R = \frac{p^2 h}{e(p + P)}$$

De là on tire

$$h = \frac{R \times e \times (p + P)}{p^2}$$

On estime que la charge pratique  $N$  à imposer au pieu est au plus égale à  $\frac{R}{6}$  ou  $\frac{R}{10}$  suivant que le battage est fait à coups rapides (environ 25 à 30 à la minute) ou à coups espacés.

$$h = \frac{\text{de } 6 \text{ à } 10 \text{ N} \times e \times (p + P)}{p^2}$$

Quand le mouton est solidaire d'un piston qui est soumis sur sa face supérieure à l'action de la vapeur sous pression, la vitesse  $v$  est la somme de deux vitesses :

$v_1$  due à l'action de la pesanteur ;

$v_2$  due à l'action de la vapeur.

En désignant par  $s$  la surface du piston,  $\pi$  la pression de la vapeur, l'énergie développée par la vapeur =  $\pi sh$ ; la vitesse due à son action est définie par l'égalité :

$$\frac{1}{2} m v_1^2 = \pi sh.$$

La vitesse due à l'action de la pesanteur  $v_2 = \sqrt{2gh}$ .

Connaissant  $v_1$ ,  $v_2$  et  $v$ , on pose cette valeur dans l'équation donnée plus haut pour  $T_u$  et on obtient la charge théorique correspondant à une pénétration donnée. Il faut évidemment exprimer tous les termes dans les mêmes systèmes d'unités, par exemple les poids du pieu, du mouton et la charge à porter en tonnes, la pénétration et la hauteur de chute en centimètres.

En tenant compte de l'élasticité  $E$  du pieu, de sa longueur  $l$  et de sa section  $\omega$ , Rankine indique comme charge pratique du pieu :

$$N = \frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{6} \times \left[ \sqrt{\frac{4 E \omega p h}{l} + \left( \frac{2 E \omega e}{l} \right)^2} - \frac{2 E \omega e}{l} \right]$$

## CHAPITRE II

### BATIMENTS

---

**Surcharges.** — On construit les planchers de façon à ce qu'ils puissent porter avec sécurité, en plus de leur poids mort, des surcharges fixées en vue de leur utilisation. Les surcharges moyennes généralement adoptées sont données dans le tableau suivant :

TABLEAU N° 57

GENRE DE BATIMENTS	SURCHARGES en kilogrammes par mètre carré.
Maison d'habitation, appartements . . . . .	200
Hôtels, maisons de refuge . . . . .	200 à 300
Bureaux . . . . .	250
Ecoles, casernes, ateliers sans outillage . . . . .	300 à 400
Ecuries, remises à voitures. . . . .	400
Salles de réunion . . . . .	400 à 500
Boutiques, magasins, salles d'exposition . . . . .	500
Garages d'automobiles . . . . .	500 à 600
Magasins de réserve, ateliers de construction légère. . . . .	600 à 800
Entrepôts, ateliers. . . . .	600 et plus.

Certains auteurs admettent même de 100 à 130 kilogrammes de surcharge dans les pièces ordinaires d'une maison d'habitation, 200 kilogrammes par mètre carré dans les boutiques et dans les édifices publics, mais ces chiffres semblent trop faibles.

Pour déterminer la surcharge des magasins et entrepôts, il y a

lieu d'évaluer la hauteur probable et la densité de la marchandise empilée (le tableau n° 17, 1<sup>re</sup> partie, donne la densité de quelques matériaux).

Dans les ateliers et garages où des charges élevées peuvent être concentrées en certains points, on prévoit le hourdis et les poutres pour qu'ils puissent porter ces charges en même temps que la surcharge uniformément répartie. Pour le calcul, les charges isolées sont réparties sur un rectangle de surface dépendant de l'épaisseur du hourdis et de sa portée (voir chapitre des ponts).

Dans les ateliers, usines, filatures, imprimeries, minoteries, où les machines en mouvement causent de fortes trépidations et quelquefois des chocs, on amplifie la surcharge réelle en la multipliant par un coefficient variant de 1 à 1,3 (voir aussi Calcul des pièces fléchies, chap. II, 4<sup>e</sup> partie).

La surcharge généralement adoptée pour les toitures-terrasses, y compris une couche de ciment volcanique ou d'asphalte, est de 300 kilogrammes par mètre carré. On peut aussi estimer d'une façon générale :

Le poids des plafonds en plâtre de 25 à 40 kilogrammes par mètre carré ;

Le poids des planchers en bois avec lambourdes : sans remplissage entre celles-ci, de 40 à 50 kilogrammes par mètre carré ; avec remplissage entre celles-ci, de 100 à 120 kilogrammes par mètre carré ;

Le poids des cloisons en briques creuses de 8 centimètres d'épaisseur de 80 à 100 kilogrammes par mètre carré.

Dans les bâtiments à plusieurs étages, il est rare que tous les planchers soient chargés de leur surcharge calculée, aussi l'on prévoit que les colonnes ont à porter en outre de leur poids propre et du poids mort des divers éléments du bâtiment une partie seulement des surcharges admises pour le calcul des planchers. On prévoit que les colonnes du dernier étage ont à porter la surcharge complète du plancher au-dessus ; que les poteaux de l'étage du dessous portent la surcharge du deuxième plancher diminuée de 10 p. 100 ; sur les poteaux en dessous, la surcharge du troisième plancher diminuée de 20 p. 100, et ainsi de suite en enlevant 10 p. 100 de la surcharge pour chaque plancher jusqu'à ce que la

surcharge admise sur le poteau soit 50 p. 100 de la surcharge admise dans le calcul du plancher. Les poteaux de tous les étages du bas portent au moins 50 p. 100 de la surcharge du plancher.

### BATIMENTS AVEC OSSATURE COMPLÈTE EN BÉTON ARMÉ

**Esthétique du béton armé.** — Dans les bâtiments où l'esthétique joue un rôle si important, tant au point de vue de la décoration intérieure qu'à celui de l'architecture extérieure, et dans lesquels on tend de plus en plus à construire en ciment armé l'ossature complète, c'est-à-dire les poteaux intérieurs et extérieurs, les planchers, les plafonds, les linteaux et même les murs de façade, on a naturellement cherché à utiliser les caractères intrinsèques du nouveau matériau pour créer une nouvelle tradition architecturale.

Surtout pour les hôtels, maisons particulières, théâtres, etc., l'architecte se contente souvent de noyer complètement dans des maçonneries massives les poteaux extérieurs qui portent les planchers; le béton armé n'apparaît pas dans les murs de façade dont l'architecture relève des méthodes courantes; les éléments de la construction n'apparaissent que dans la décoration des salles. La figure 195 montre quelques vues du Palace Hôtel à Lucerne (construit en système Hennebique), qui donnent une idée de la façon heureuse dont le béton armé peut se prêter à l'architecture intérieure.

Un autre mode de construction consiste à laisser apparent les poteaux et linteaux pour en faire un élément important de la décoration extérieure; il est plus spécialement appliqué aux bureaux, entrepôts, fabriques, maisons d'habitation et il a donné souvent de très heureux effets. Les remplissages des baies sont traités à la façon ordinaire en briques ou en pierres avec les encadrements de fenêtres, les seuils et les balcons en pierre, en terre cuite, en briques émaillées ou en béton moulé et ornementé. Les remplissages de couleur claire donnent de moins bons résultats que ceux de teinte foncée.

La troisième méthode de construction, où l'on emploie le béton pour toutes les parties, y compris les murs extérieurs du bâtiment, offre à la fois les plus grandes possibilités et les plus grandes diffi-



Fig. 195. — Vue extérieure et vues intérieures du Palace Hôtel à Lucerne.

cultés au point de vue architectural. On doit reconnaître que si quelques essais ont donné de bons résultats, un grand nombre d'architectes ont suivi trop servilement les traditions de la construction en maçonnerie et ont donné aux bâtiments une apparence de lourdeur tout à fait en opposition avec certains caractères essentiels du béton armé, sa légèreté et ses épaisseurs réduites. D'autres, remarquant la facilité d'exécution des encorbellements, se sont risqués dans cette voie à réaliser des extravagances, dont on peut admirer la hardiesse, mais qu'il faut déplorer au point de vue artistique.

Plus souvent, on s'est contenté d'imiter les styles courants en copiant fidèlement en ciment les motifs de décoration taillés dans d'autres bâtiments à même la pierre, en donnant aux murs une épaisseur factice pour produire les jeux d'ombre des constructions massives. Dans cette voie surtout, les résultats ont été les plus mauvais, car une observation même superficielle révèle le caractère factice de la construction. C'est que le grain du mortier de ciment modifie l'aspect des surfaces et leur donne un caractère propre incompatible avec les décorations ordinaires, et l'ensemble d'une façade perd beaucoup de sa valeur esthétique lorsqu'elle est de teinte mate, sans uniformité absolue. Les colorations de certaines parties ne peuvent d'ailleurs que rehausser la valeur de l'ensemble sans pouvoir jamais lui impartir de cachet réellement artistique.

Il est cependant hors de doute que l'on peut obtenir, avec le béton armé qui se prête si facilement à tous les genres de construction et de décoration, un style réellement original et artistique. Car, d'une part, on ne peut prétendre que les proportions des styles jusqu'ici connus sont les seules qui soient esthétiques : certains travaux actuels en ciment, un pont de lignes pures, un silo à grain de forme presque cubique et très sobre de décorations, présentent une beauté intrinsèque qui se révèle à l'œil, sans que le critique ait une éducation préalable dans ce genre de construction et même lorsqu'il lui est impossible de déterminer le rapport des proportions aux efforts supportés. D'autre part, dans le style gothique, par exemple, qui a donné des monuments si imposants, l'art de l'ingénieur ne forme qu'un avec l'art de l'architecte ; ce sont les nécessités mêmes de la construction qui ont conduit à l'ogive et aux autres caractéristiques du style.





Fig. 196. — Exemples de bâtiments en béton armé.

Il semble bien que ce soit dans les travaux où il y a contact direct entre l'architecte et l'ingénieur que l'on trouve les effets les plus esthétiques. Quand l'architecte a élaboré les grandes lignes des façades et des divisions intérieures, il doit laisser à l'ingénieur le soin de réaliser de la façon la plus rationnelle la partie construction. Sans s'attacher à suivre rigoureusement les dimensions données, mais en s'en inspirant, l'architecte peut alors, avec l'avantage que lui donnent ses aptitudes naturelles et son éducation artistique plutôt que les réminiscences des styles anciens, utiliser les qualités de béton pour créer des formes nouvelles.

La figure 196 mise à notre disposition par la revue *Ferro-Concrete* donne quelques exemples de bâtiments exécutés en système Hennebique. Suivant les termes mêmes de la revue, « nous ne donnons pas ces exemples comme des solutions parfaites du problème, mais plutôt dans l'espoir qu'ils peuvent suggérer de nouvelles idées et, dans quelques cas, qu'ils peuvent mettre en garde contre certaines erreurs à éviter ». Les numéros sur les figures correspondent aux numéros du tableau suivant, indiquant la destination des constructions :

- 1° Hôtel à Dusseldorf ;
- 2° Maison de rapport à Épinal ;
- 3° Immeuble à Lausanne ;
- 4° Maison de campagne à Bourg-la-Reine
- 5° Maison de rapport à Gênes ;
- 6° Maison de rapport à Turin ;
- 7° Château à Marne ;
- 8° Maison de rapport à Bruxelles ;
- 9° École à Paris ;
- 10° Casino à Monorae.

**Écartement des poteaux et choix des planchers.** — Des nécessités de construction et de répartition en vue de l'utilisation du bâtiment imposent souvent l'emplacement des poteaux. Lorsque l'écartement de ceux-ci est à la disposition du constructeur, les questions d'économie et de répartition des charges sur les fondations sont les seules qui puissent le guider. Pour des bâtiments industriels, la distance

normale d'axe en axe des poteaux est de 5 à 6 mètres dans un sens, 3 ou 4 mètres dans l'autre.

Dans les planchers, on peut distinguer de façon générale :

1° Ceux qui sont composés essentiellement de béton armé à poutres apparentes ;

2° Les planchers en béton armé à plafond uni ;

3° Les planchers dont les poutres et poutrelles sont complètement métalliques et dont les hourdis sont des dalles en béton, briques ou pierres factices. (Pour ceux-ci, voir le paragraphe : Constructions mixtes, traité plus loin.)

Dans les planchers du deuxième type on peut à nouveau distinguer entre ceux composés exclusivement de béton et ceux alliant au béton les poteries ou sections tubulaires pour réduire le poids de l'ouvrage. On peut aussi à un autre point de vue différencier les planchers selon qu'ils sont coulés sur place ou fabriqués à l'avance. Chacun de ces types a ses avantages et ses inconvénients.

Les planchers à poutres apparentes ont l'avantage incontestable d'exiger la moindre quantité de matériaux en utilisant leur résistance au maximum, et par conséquent d'être les plus économiques. Les planchers coulés sur place ont le grand avantage d'être monolithes, par là même, à quantités égales de matériaux, de présenter un coefficient de sécurité plus élevé que ceux dont les éléments sont moulés à l'avance et mis en place avec des joints en ciment ; les charges concentrées sont réparties sur une grande surface par suite de la construction même et il n'est généralement pas besoin de faire de provision spéciale pour porter les cloisons minces, des machines, des meubles lourds (coffres-forts, vitrines d'exposition). De plus, pendant la construction, il est facile de faire des modifications, de prévoir le passage des escaliers, cheminées et tuyautages. Mais ces planchers exigent des échafaudages et coffrages coûteux ; les étaçons en particulier sont très gênants pendant la construction, puisqu'ils doivent rester en place plusieurs semaines jusqu'à ce que le béton ait complété son durcissement. En outre, ces planchers doivent être construits par des spécialistes en béton armé qui ne sont pas en général les entrepreneurs des autres parties du bâtiment et il en peut résulter des difficultés ou des retards dans l'exécution des travaux.

Dans les planchers moulés à l'avance les coffrages sont réduits et

ils peuvent être réutilisés de nombreuses fois ; les chances de mal-façons sont moindres car la surveillance est plus facile et le travail plus routinier. Mais d'autre part les pièces à manier sont assez lourdes, coûteuses à transporter et il est souvent nécessaire d'y faire des retouches pendant la mise en place ; et même en prenant des précautions dans le remplissage des joints, leur ensemble forme rarement un tout monolithe.

Sous les planchers à poutres apparentes, on peut toujours fixer un plafond en plâtre (voir plus loin) ; mais si les poutres sont très écartées, le plafond est coûteux et souvent ne suit pas le plancher dans ses flexions, ce qui occasionne des fissures longitudinalement sous chacune des poutres ; la hauteur de celles-ci est d'ailleurs relativement considérable, la distance du plafond au-dessus du hourdis est élevée, ce qui augmente le prix des murs et la hauteur totale du bâtiment. Si on rapproche les poutres à 70 centimètres ou à 1 mètre, le coffrage même du plancher devient onéreux.

On peut évidemment dans tout système construire des dalles à grande portée, de préférence reposant des quatre côtés. C'est cette façon de faire qui est souvent la plus économique pour couvrir des salles jusqu'à 4 ou 5 mètres de longueur sur 3 ou 4 mètres de largeur, lorsque les surcharges ne dépassent pas 400 kilogrammes au mètre carré. Mais lorsque l'architecte impose un plafond uni pouvant supporter en un point quelconque une charge déterminée (50 kilogrammes dans les casernes et hôpitaux) et que les portées dépassent les chiffres précédents, la plupart des constructeurs préfèrent construire un plancher évidé comprenant hourdis, poutres et dallage formant plafond complètement en béton armé.

Les planchers qui comportent des poutrelles métalliques ont le grand inconvénient de ne pas être incombustibles, parce que le métal, sous l'action d'un feu violent, ou bien se dilate outre mesure et jette bas les supports, ou bien perd beaucoup de sa résistance, fléchit de façon exagérée jusqu'à céder sous le poids mort et les surcharges. On remédie en partie à ce grave défaut en enrobant le métal à l'aide de matériaux incombustibles, béton, terre cuite, plâtre, mais pour être efficace l'épaisseur de ceux-ci doit être au moins 5 centimètres ; le poids et le prix du plancher en sont considérablement augmentés.

**Planchers à poutres apparentes.** — Voir 3<sup>e</sup> partie, Description des dalles et poutres des principaux systèmes de construction.

Une dalle pleine reposant sur deux appuis ne demande qu'une seule armature principale. Une dalle avec nervures a besoin d'être armée dans les deux sens, car il faut une armature pour la dalle et une pour les nervures, ce qui fait que dans les cas ordinaires de la construction, jusqu'à 3 mètres de portée, la quantité d'acier est moindre dans les dalles pleines que dans les dalles à nervures. D'autre part, le volume de béton est moindre pour les hourdis nervurés que pour ceux sans poutres et le prix du coffrage est plus élevé. Il est donc difficile de fixer l'écartement des poutres qui offre l'économie maximum ; il est d'ailleurs variable, toutes choses égales, suivant les systèmes de construction et la méthode de construction du plafond. On peut remarquer en outre qu'il dépend beaucoup de considérations architecturales et autres : un plancher à nervures est plus apte qu'une dalle de longue portée, à recevoir des charges isolées et à résister aux vibrations ; il chaîne mieux le bâtiment mais il apporte plus d'obstacles à la diffusion de la lumière.

Pour des maisons d'habitation, avec des prix moyens de matériaux et de main-d'œuvre, la portée des dalles reposant sur deux appuis seulement va jusqu'à 3 mètres ; celle des dalles supportées par quatre appuis orthogonaux atteint 5 à 6 mètres.

Pour les planchers de magasins ordinaires, la portée des dalles simples varie aux environs de 1,50 m. à 2 mètres ; pour les planchers chargés, elle descend à 1,25 ou 1,50 m. Il y a généralement avantage à disposer, lorsque cela est possible, les poutrelles dans le sens de la plus grande longueur du rectangle formé par quatre poteaux ; non seulement cette disposition est souvent la plus économique, mais elle permet l'emploi de poutres principales de moindre hauteur et donne plus de hauteur libre d'étage. Les portées précédentes sont un peu augmentées lorsque, au lieu de dalles d'épaisseur uniforme, on emploie des voutains entre les poutrelles, car on obtient alors ainsi une économie sur le prix des poutrelles et du boisage. Mais il faut vérifier que les poussées des voûtes des travées extrêmes sont annulées ; souvent pour annuler ces poussées, il faut employer des tirants qui relient entre elles toutes les poutrelles et l'économie réalisée à première vue par l'emploi des voûtes devient illusoire.

Lorsque les besoins de la construction n'imposent aucune limite, les fractions suivantes de la portée donnent l'épaisseur ou la hauteur approximative sur laquelle on peut se baser pour la détermination préliminaire du poids mort et une première étude de la pièce.

Pour des hourdis pleins reposant sur des nervures en béton armé et ayant à porter :

Une surcharge de 300 kilogrammes au mètre carré	l'épaisseur	=	$\frac{1}{30}$	de la portée
— 500 — — — —		=	$\frac{1}{20}$	
— 1000 — — — —		=	$\frac{1}{18}$	

Pour des hourdis pleins ou creux reposant sur des murs et d'assez grande portée, l'épaisseur est au moins  $\frac{1}{20}$  de la portée quelle que soit la surcharge.

Pour des poutrelles, y compris l'épaisseur du hourdis, devant porter :

Une surcharge de 300 kilogrammes au mètre carré,	la hauteur	=	$\frac{1}{20}$	de la portée.
500 — — — —		=	$\frac{1}{18}$	
— 1000 — — — —		=	$\frac{1}{14}$	

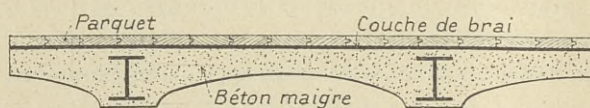


Fig. 197. — Poutrelles en fer et voûtains en béton.

Après la méthode de calcul de chacune des sortes de hourdis et de



Fig. 198. — Poutrelles en fer et dalles de plafonnage voûtées.

poutre, on a indiqué des limitations pour les dimensions et la construction de ces pièces.

Il faut considérer en effet que dans un ouvrage en ciment armé

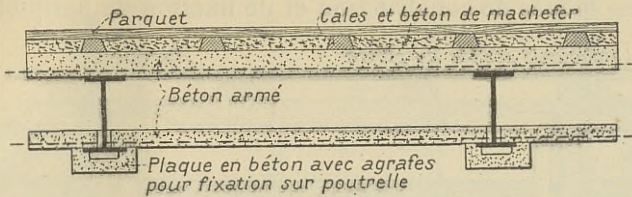


Fig. 199. — Poutrelles en fer, hourdis coulé sur place, plaques de plafonnage moulées à l'avance.

tous les éléments sont solidaires. Si un hourdis est trop mince, bien

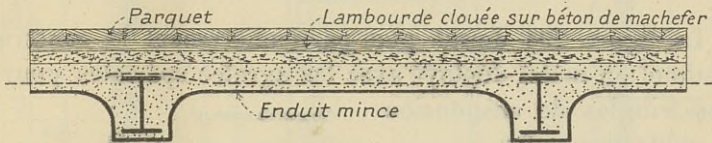


Fig. 200. — Poutrelles en fer et hourdis en béton armé.

qu'il soit de résistance suffisante pour porter la surcharge imposée,

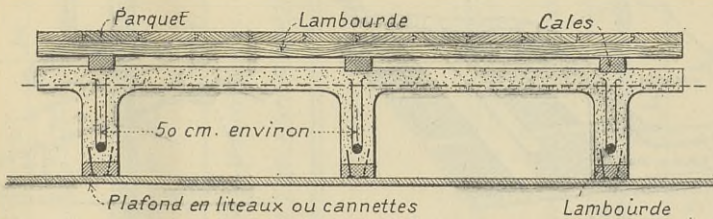


Fig. 201. — Nervures espacées de 50 centimètres environ et dalle en béton armé.

il fléchit de façon exagérée; il peut se former une fissure dans l'axe

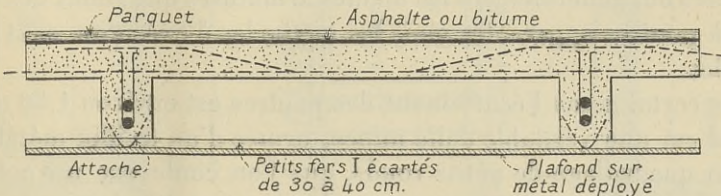


Fig. 202. — Nervures espacées de 4 mètre 50 ou plus et dalle en béton armé.

de la poutre qui le porte et la résistance en compression de cette poutre peut être sérieusement endommagée.

**Parquets et plafonds.** — Les figures 197 à 203 donnent les détails de quelques modes de construction et de fixation de parquets et pla-

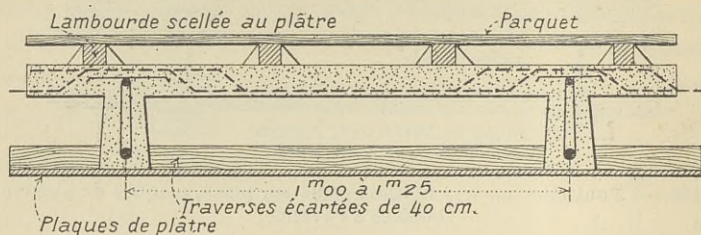


Fig. 203. — Nervures à section en queue d'aronde et dalle en béton armé.

fonds. La figure 204 donne plus particulièrement la construction d'un plafond en métal déployé avec les agrafes spéciales pour attacher les tringles de suspension sur les poutrelles en fer.

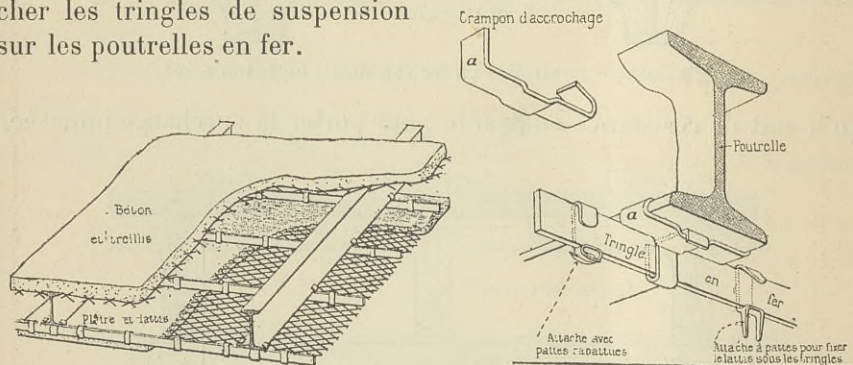


Fig. 204. — Poutrelles en fer, hourdis et dalle de plafonnage armés de métal déployé.

**Planchers évidés à plafond plat.** — Les poutres et dalles de ces planchers ont généralement les mêmes armatures que celles des planchers à poutres apparentes mais les méthodes d'exécution sont assez variables.

Dans certains cas l'écartement des poutres est environ 1,50 m. Le plafond est une véritable dalle mince, armée d'un treillis métallique ou d'un quadrillage de petits ronds, que l'on coule sur un coffrage plat. Dès qu'elle est suffisamment prise, on installe dessus des coffrages en tôle pour former les moules des poutrelles et la surface de coulée de la dalle supérieure formant hourdis. On coule alors poutres et hourdis et dès que leur prise est complétée, on retire les cof-



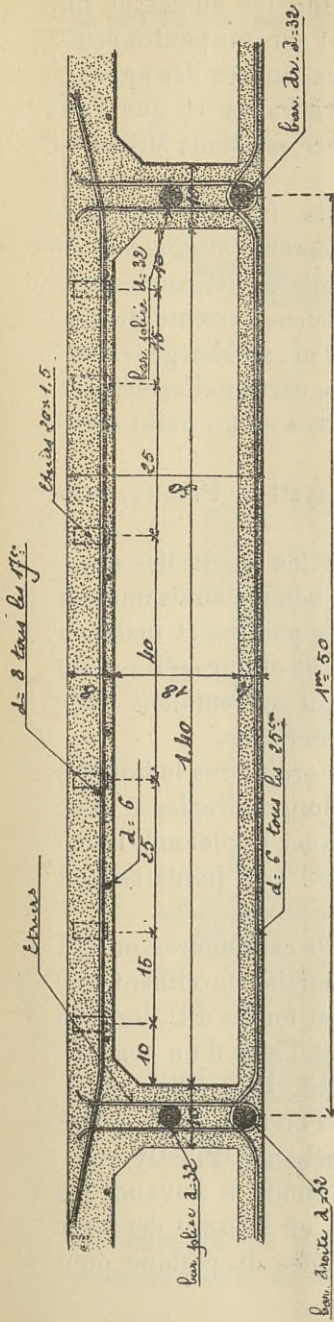


Fig. 205. — Plancher creux, système Hennebique.

ac. de 7 mm. alternativement dr et pl.

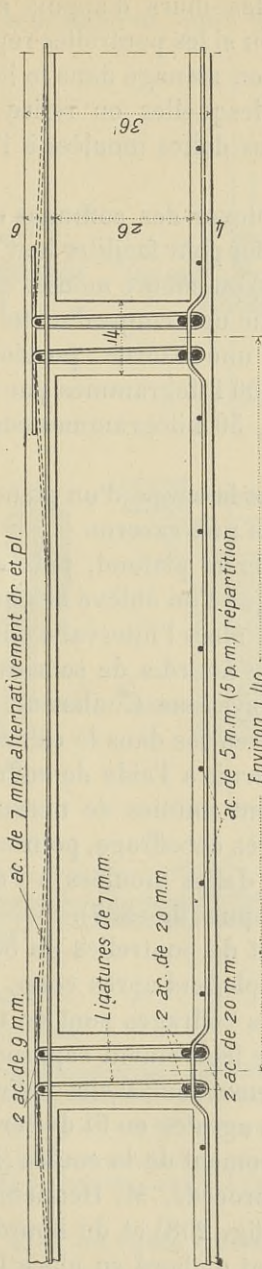


Fig. 206. — Plancher creux, système Piketty.

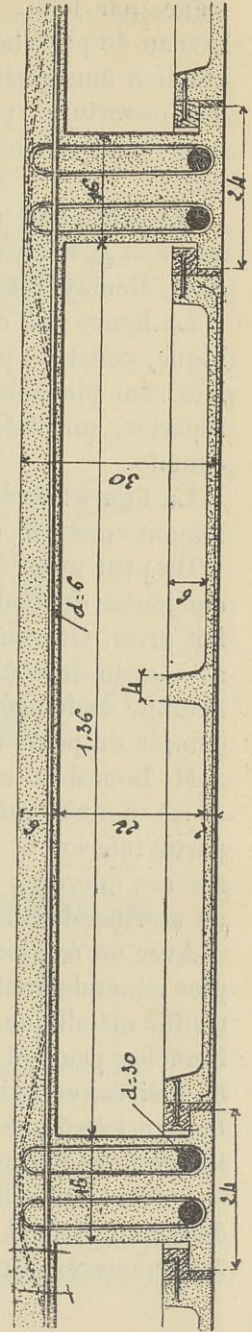


Fig. 207. — Plancher creux, système Boussiron.

frages par bout. Si les murs d'appuis sont montés au-dessus du niveau du plancher ou si les poutrelles reposent sur une poutre principale à âme pleine, on ménage dans le hourdis, auprès des appuis, des ouvertures par lesquelles on retire les coffrages et que l'on ferme ensuite avec des dalles moulées à l'avance (système Milankovitz).

On peut aussi employer des coffrages en bois, installés sur tasseaux et glissières en fer pour faciliter leur enlèvement (systèmes Coignet, Demay, Piketty) ou encore montés sur roulettes (Hennebique).

La figure 205 donne une coupe d'un tel plancher, système Hennebique, construit pour une caserne : portée, 6,60 m ; surcharges calculées : sur plancher, 300 kilogrammes par mètre carré uniformément répartie ; sur plafond, 50 kilogrammes concentrés en un point quelconque.

La figure 206 donne la coupe d'un plancher système Piketty, également construit dans une caserne.

On peut aussi couler le plafond, puis couler les poutrelles entre des jouées de moule que l'on enlève dès que le béton a suffisamment fait prise. On remplit alors l'intervalle entre les poutres et jusqu'au niveau du dessous du hourdis de scories légères et sur celles-ci on bétonne le hourdis (système Coularou). Il faut évidemment tenir compte du poids des scories dans le calcul du plancher.

M. Boussiron construit à l'aide de coffrages ordinaires le hourdis et les poutres qui sont munies de nervures longitudinales à leur partie inférieure. Après décoffrage, pour constituer le plafond, il fixe sur ces nervures des dalles moulées à l'avance. Les joints se font au mortier de ciment pur (fig. 207).

Avec un écartement de poutrelles de 50 à 70 centimètres on fait plus généralement le plafond après coup, en mortier de ciment sur treillis métallique. Les coffrages sont en tôle en forme d'U dont les branches peuvent être légèrement rapprochées à l'aide d'un système de leviers, ce qui permet leur facile enlèvement. Le treillis métallique est fixé par des agrafes en fil de fer que l'on noie dans le sofite de la poutre au moment de la coulée (Hennebique, Piketty).

Suivant un autre procédé, M. Hennebique moule à l'avance les dalles du plafond A (fig. 208) et du hourdis B, en laissant dépasser les armatures. On met d'abord en place les dalles du plafond dont

on relève les armatures verticalement, puis on construit sur place

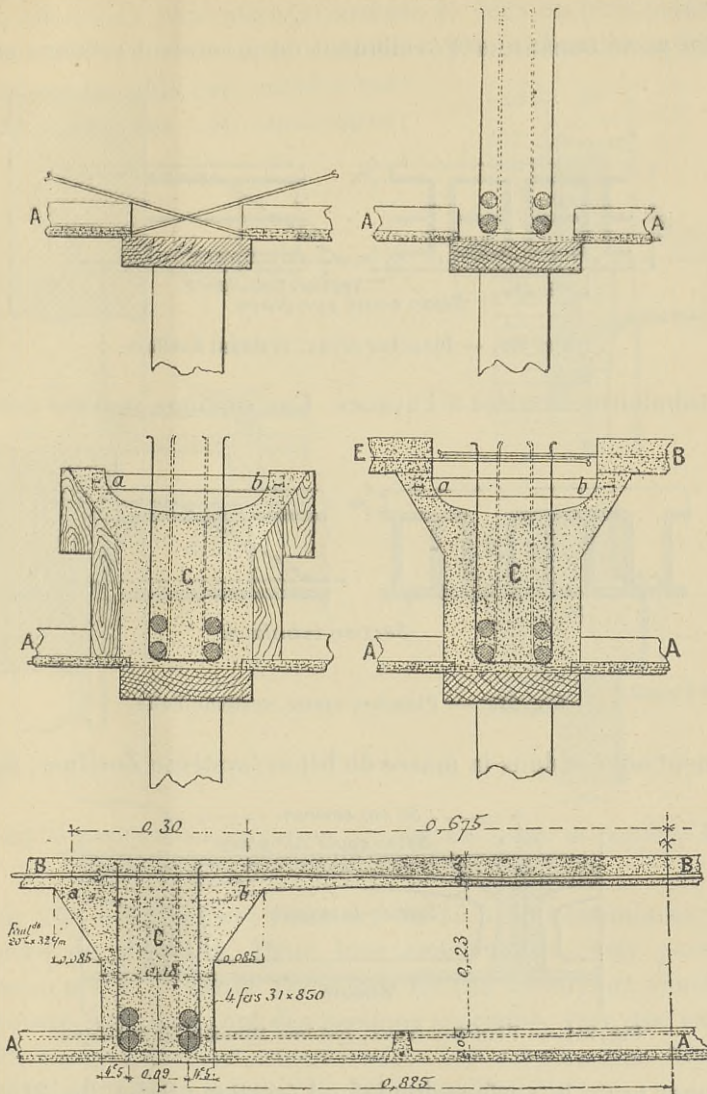


Fig. 208. — Diverses phases de la construction d'un plancher creux avec hourdis et plaques de plafonnage moulées à l'avance.

les coffrages des poutres C et on coule celles-ci. Après un laps de temps suffisant, on déboise les poutres, on met en position les plaques

du hourdis et on termine le bétonnage de la partie supérieure des poutres.

Enfin pour constituer l'évidement on a souvent recours aux sec-

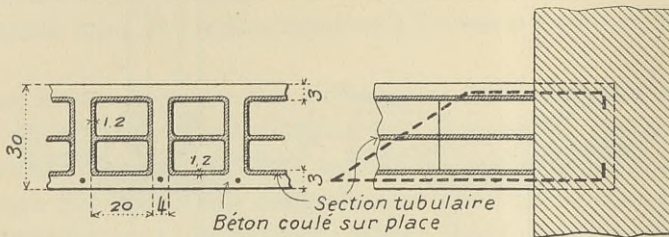


Fig. 209. — Plancher creux, système Zoellner.

tions tubulaires moulées à l'avance. Ces sections peuvent être com-

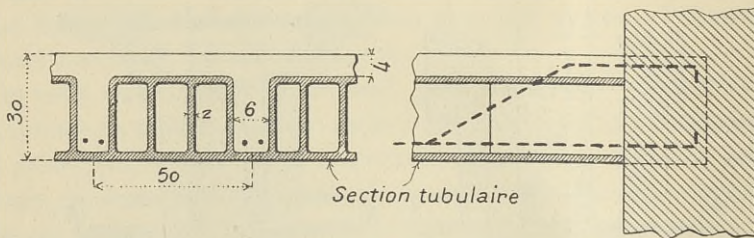


Fig. 240. — Plancher creux, système Rella.

plètement noyées dans la masse du béton (système Zoellner, fig. 209)

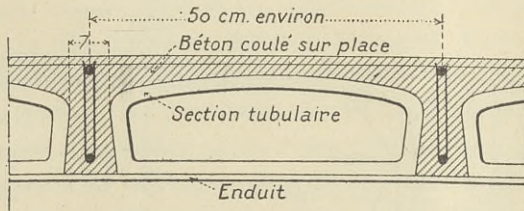


Fig. 241. — Plancher creux, système Mouchel-Hennebique.

ou former toute la surface du plafond (système Rella, fig. 210). Elles peuvent aussi affleurer la surface des poutres (Mouchel-Hennebique, fig. 211).

Les sections peuvent être en argile cuite (Zoellner, Rella, Kahn...); elles peuvent être en béton de plâtre (Lehman, Pradeau), en béton

de mâchefer et ciment (Mouchel-Hennebique). Quand elles sont en béton, elles sont généralement armées de deux ou trois petits ronds ou d'un grillage mécanique et coulées sur le chantier même. Les dimensions les plus convenables sont environ : longueur : 50 centimètres ;

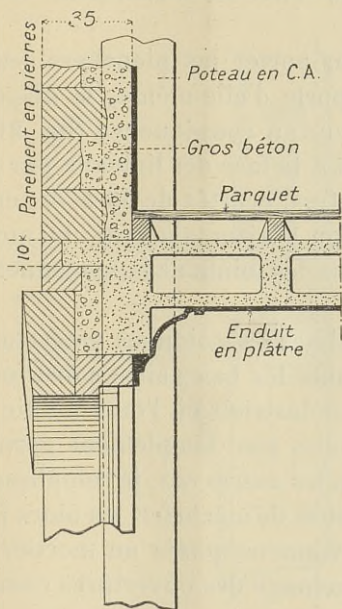


Fig. 212. — Mur de façade en pierres de taille et béton.

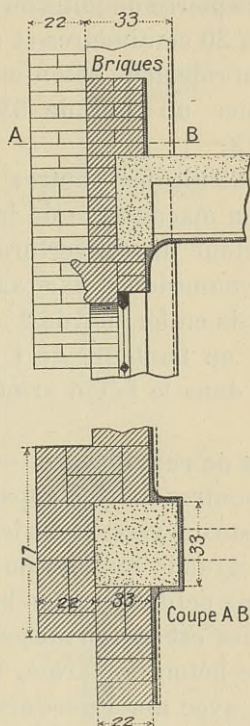


Fig. 213. — Mur de façade en briques.

largeur : 50 centimètres ; hauteur, de 15 à 30 centimètres suivant la portée du plancher. Pour leur construction, voir paragraphe Moules en métal, 2<sup>e</sup> partie. Dans tous les cas les tuyaux abuttant sur une poutre principale ont des sections spéciales, avec une extrémité fermée, ou bien des sections courantes dont on a couvert l'extrémité d'une volige ou d'un tampon de béton maigre.

**Murs de façade.** — Comme dans un bâtiment avec ossature en béton armé les poteaux extérieurs portent les planchers, on peut donner aux murs de façade une épaisseur relativement mince sur

toute la hauteur du bâtiment. L'épaisseur varie avec les matériaux employés. Elle est de 23 ou 32 centimètres avec la brique, 25 à 35 centimètres avec le béton de mâchefer. Lorsqu'on emploie un parement de pierre de taille ou de granit, on donne aux pierres une queue de 12 à 20 centimètres et on les maintient en position en les noyant dans un rideau de béton maigre, moulé sur place à l'arrière, de façon à former un mur de 35 centimètres environ d'épaisseur totale (fig. 212).

On calcule les poutres de rive pour porter les planchers seulement; la maçonnerie de la façade se porte d'elle-même, la disposition autour des ouvertures étant prévue en conséquence (fig. 213). La maçonnerie est fixée aux poteaux et à la face des linteaux par des feuillards en fer plat de  $2 \times 30$  millimètres, écartés de 50 à 75 centimètres en hauteur, de 1 mètre environ horizontalement, et noyés moitié dans le béton armé, moitié dans les joints de la maçonnerie.

**Murs de remplissage.** — On peut laisser les colonnes extérieures et les poutres de rive apparentes et fermer les baies ainsi constituées de rideaux légers. Dans les bâtiments industriels où l'on a besoin de la plus grande lumière possible, ces baies sont simplement garnies avec une petite allège en briques. Dans les autres cas, le remplissage des baies est fait en maçonnerie, en béton de mâchefer, en blocs factices de béton non armé, moulés à l'avance et posés au mortier de ciment avec une légère armature. On ménage des ouvertures comme dans un mur ordinaire.

Les linteaux sont calculés pour porter en outre de la part de plancher qui leur incombe les remplissages en briques ou en blocs de béton; si on dispose de façon convenable l'armature des rideaux en béton armé coulés sur place, ceux-ci peuvent porter leur propre poids; quelquefois même ils contribuent à la résistance des linteaux (fig. 214).

Le remplissage en briques est généralement fait en 24 centimètres d'épaisseur et posé au mortier de ciment. Dans les cas où les variations de la température intérieure du bâtiment importent peu, on se contente d'un rideau de 14 centimètres d'épaisseur, fait d'une brique à plat, avec une légère armature constituée par une bande de treillis métallique posée dans le mortier qui sépare deux assises. Les poteaux

et les linteaux peuvent être moulés comme le montre la figure 215 ; en plaçant le remplissage dans l'épaulement formé on évite les joints qui laisseraient pénétrer les eaux de pluie. Dans tous les cas la maçonnerie doit être reliée aux poteaux par des chevelus en fer plat.

Les rideaux en ciment armé, coulés sur place, ont une épaisseur de

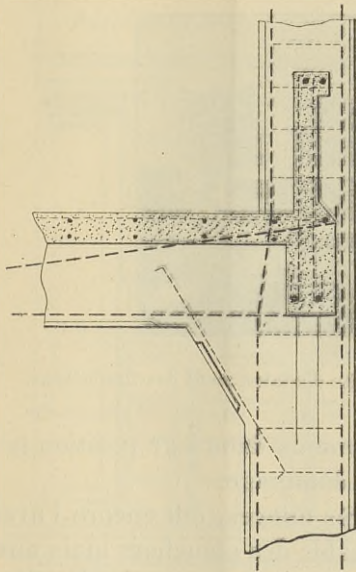


Fig. 214. — Linteau et allège en béton armé.

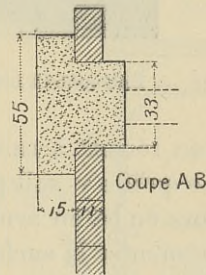
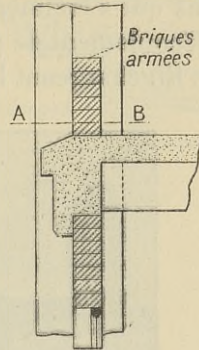


Fig. 215. — Mur de remplissage en briques armées.

8 à 15 centimètres et sont généralement armés d'un treillis métallique ou d'un quadrillage de barres horizontales et verticales, placé à 2 centimètres environ de la face externe. Les plus épais sont armés d'une série de barres sur chacune des deux faces. Le pourtour des ouvertures est renforcé par un rond de 10 ou 12 millimètres.

Il est difficile d'éviter les fissures de ces rideaux construits en même temps que les poteaux et les linteaux, à cause du retrait du béton à la prise dans l'air, et à cause des variations de température. La section de l'armature devrait atteindre de  $\frac{1}{200}$  à  $\frac{1}{300}$  de la section du béton. Leur prix est toujours élevé, mais ils ont l'avantage

d'entretoiser de façon très rigide les autres éléments de la construction, de faire de l'ensemble un tout monolithe, capable de résister sans dommage aux affaissements de partie des fondations et aux secousses sismiques. Comme exemple on peut citer des entrepôts à blé à Tunis qui s'inclinèrent de  $25^{\circ}$  sur la verticale (fig. 216) à la suite de l'écoulement de partie du banc de sable en constituant la fondation. En chargeant le côté surélevé et en creusant sous le radier

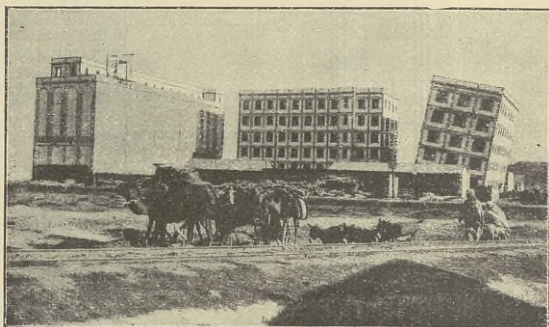


Fig. 216. — Entrepôts à blé à Tunis à la suite d'affaissement des fondations.

général, on réussit à ramener les bâtiments dans leur position normale sans qu'il s'y soit produit aucun dommage.

Les murs en béton armé, toujours très minces, ont encore l'avantage d'augmenter la surface libre utilisable des planchers mais aussi l'inconvénient de laisser assez rapidement pénétrer le froid et l'humidité, ce à quoi on remédie par l'emploi de doubles parois.

La figure 217 donne partie de l'élévation et la coupe d'un bâtiment avec façade en béton armé, érigé à Pittsburg (États-Unis) et armé de barres Ransome (Twisted Bars).

Sur la figure 218 on donne la coupe dans un bâtiment industriel, également entièrement en béton armé. On a obtenu une décoration peu coûteuse à l'aide d'une baguette en terre cuite au-dessus des fenêtres et d'un pilier factice fait d'une brique à plat.

La figure 214 donne l'armature d'un gousset et de l'allège d'une fenêtre faisant corps avec le linteau en dessous.

Les blocs de béton moulés à l'avance sont pleins ou creux suivant leur épaisseur. Les blocs pleins ont généralement de 10 à 12 centi-



mètres d'épaisseur avec les autres dimensions d'environ  $25 \times 50$  centimètres. On ménage sur les champs des rainures pour recevoir une armature faite d'un acier de 8 ou 9 millimètres et on les pose au

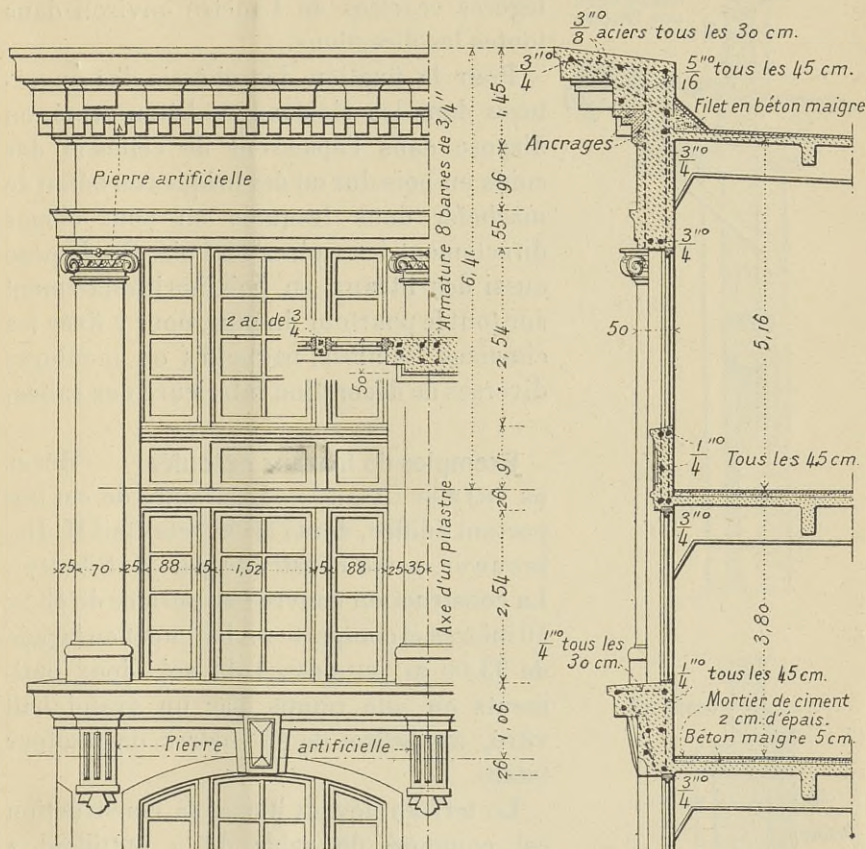


Fig. 217. — Élévation et coupe d'une façade en béton armé.

mortier de ciment. Quelquefois on y forme aussi des rainures verticales pour recevoir l'armature verticale. On préfère les blocs creux aux blocs pleins parce qu'ils laissent moins pénétrer le froid et l'humidité. (Pour leur construction, voir le chapitre III de la 8<sup>e</sup> partie.)

Si l'on veut assurer au bâtiment une température intérieure plus uniforme on constitue les murs extérieurs d'une double paroi. La cloison intérieure est en matériaux légers, béton de mâchefer, briques

creuses, carreaux de plâtre. Elle est maintenue à 4 centimètres environ du mur extérieur et lui est reliée de place en place par de légers contreforts ou par des entretoises légères écartées de 1 mètre environ dans toutes les directions.

Pour la fixation des châssis des ouvertures dans les cloisons en béton armé, on dispose dans l'épaisseur de celles-ci des coins en bois dur ou des briques en béton de mâchefer dans lesquels on peut clouer directement les cadres en bois. On dispose aussi des liteaux en bois horizontalement sur tout le pourtour du mur, pour y fixer les cimaises, lambris, baguettes ou moulures diverses de décoration intérieure des salles.

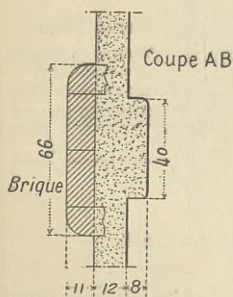
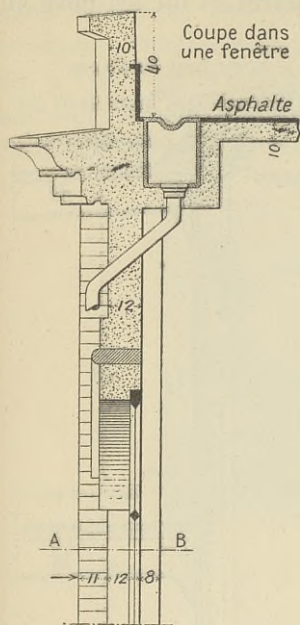


Fig. 248. — Mur de façade en béton et briques.

constituées par des semelles continues qui répartissent les charges

**Exemples de travaux exécutés. — HÔTEL DE VILLE DE CALAIS.** — L'ossature de cet important édifice, dont l'architecte était M. Debrouwer, a été construite par M. Piketty<sup>1</sup>. La construction couvre une surface de 43 × 40 mètres et comporte un bâtiment en façade de 33,00 m. au-dessus du sol, deux bâtiments en aile réunis par un grand hall vitré, un beffroi de 83 mètres de hauteur totale.

Le terrain devant porter la construction est composé de sable dit « bouillant » imprégné à tel point que la trace laissée par le pied se remplissait d'eau. Il se trouve au niveau 1,10 (au-dessus du niveau de la mer), la cote moyenne du sol à l'extérieur du bâtiment étant 5,75. Les fondations sont

<sup>1</sup> L'auteur se doit de signaler particulièrement l'obligeance de M. Piketty et du directeur de sa maison, M. Genouville, qui ont bien voulu lui donner communication des nombreux et importants documents publiés dans le présent ouvrage.

# HÔTEL DE VILLE DE CALAIS.

Architecte: M<sup>r</sup> DEBROUWER. — Ingénieur - Constructeur: M<sup>r</sup> PIKETTY.

Fig. 2.

Façade des bâtiments en aile.  
Partie d'élévation.

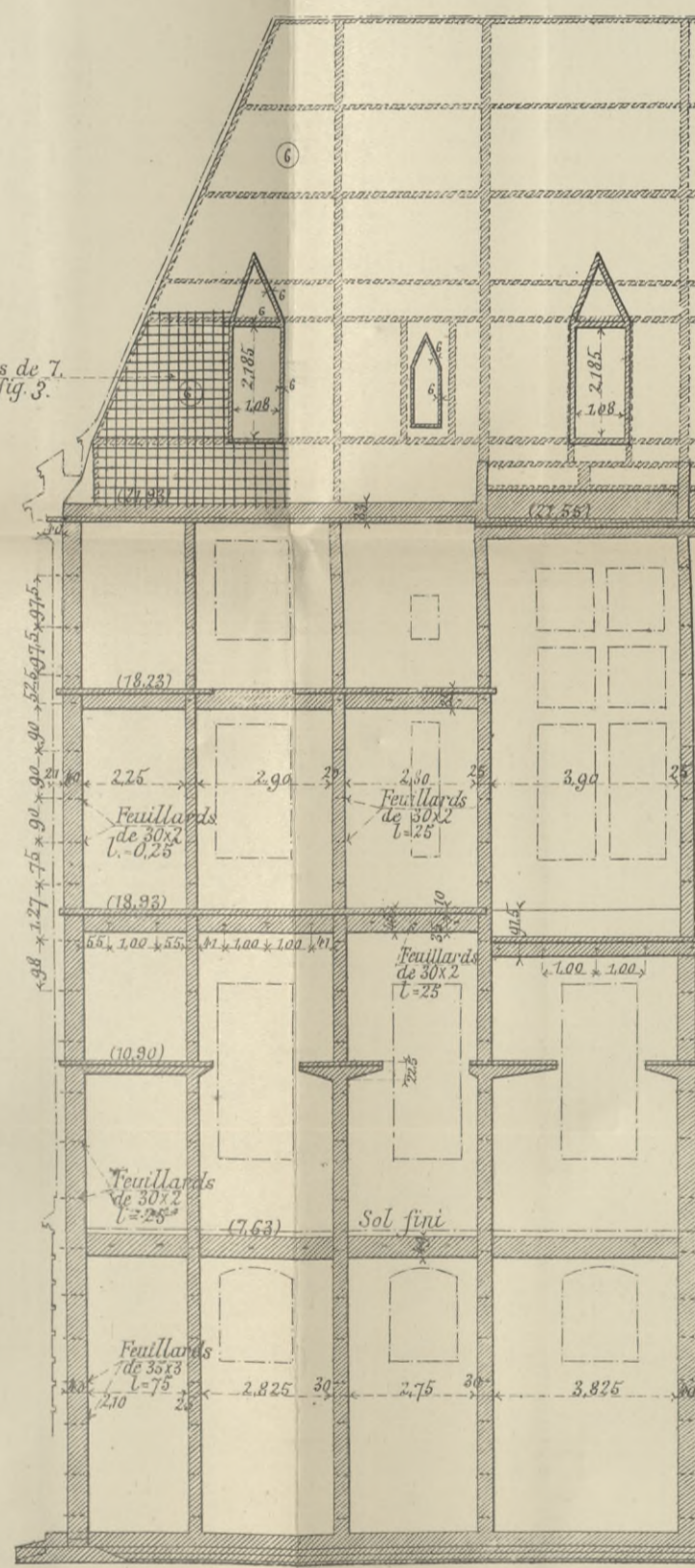


Fig. 1.

Coupe dans l'axe  
du bâtiment principal.

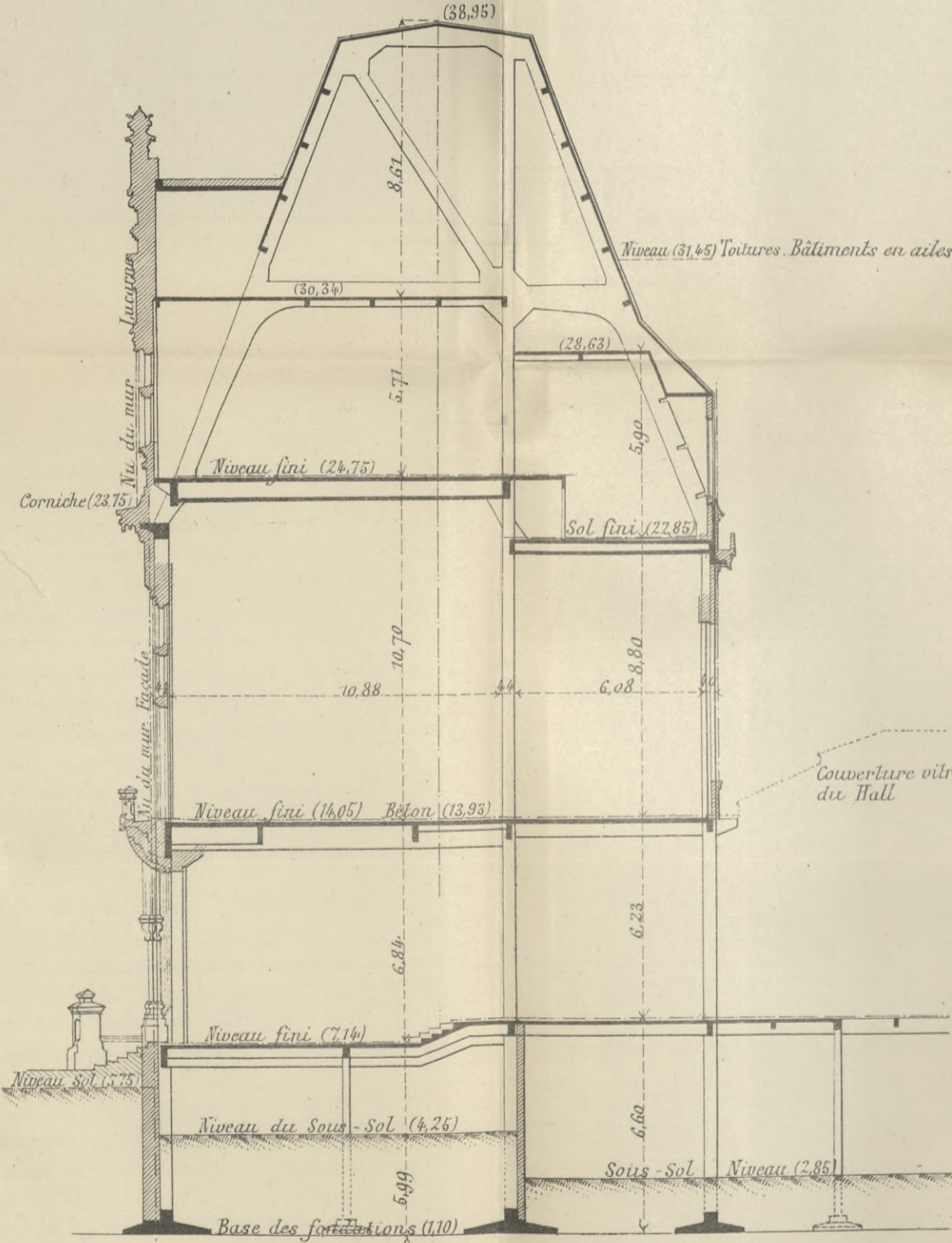


Fig. 4.

Coupe courante  
des toitures  
des bâtiments  
en aile

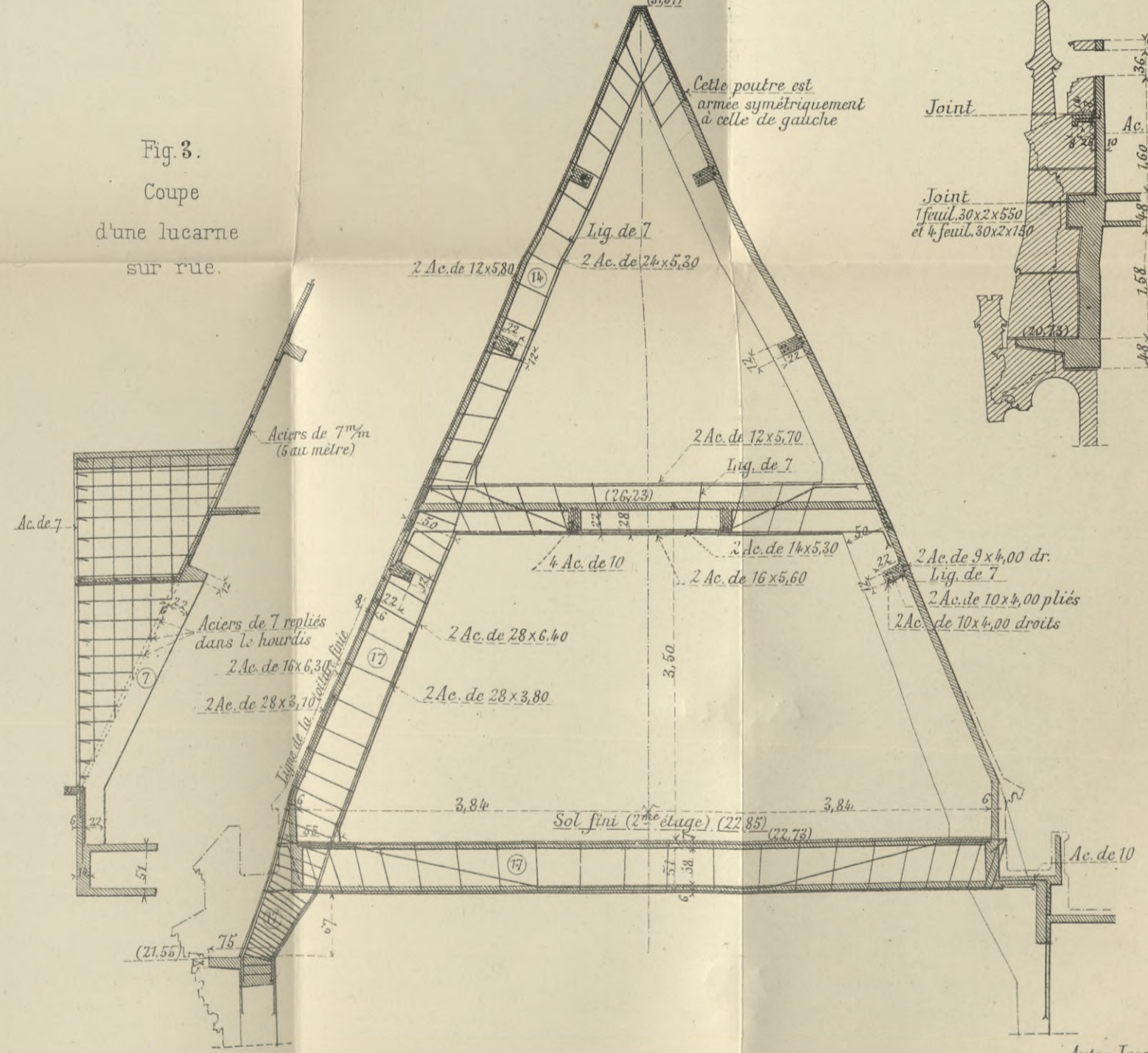


Fig. 5.

Feuillards  
et ancrages  
des pierres  
de façade.

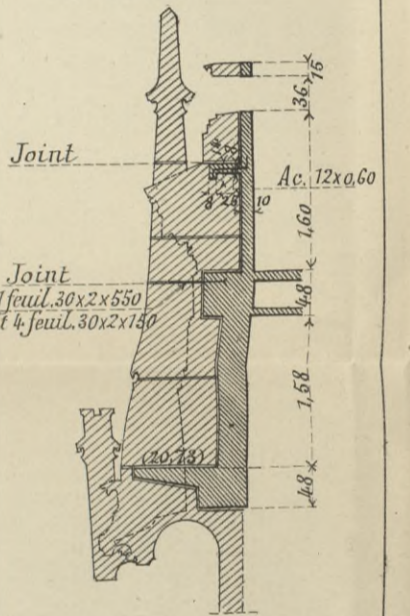
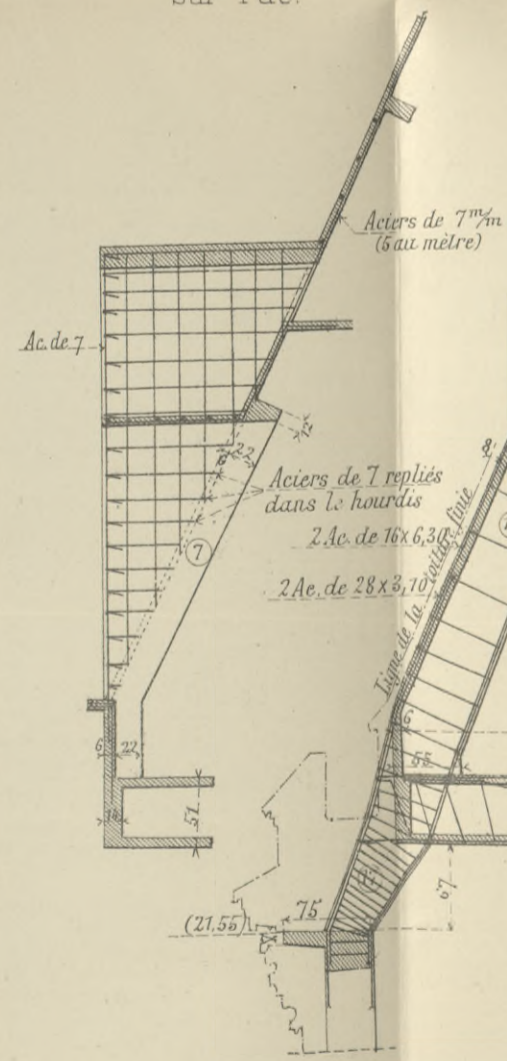
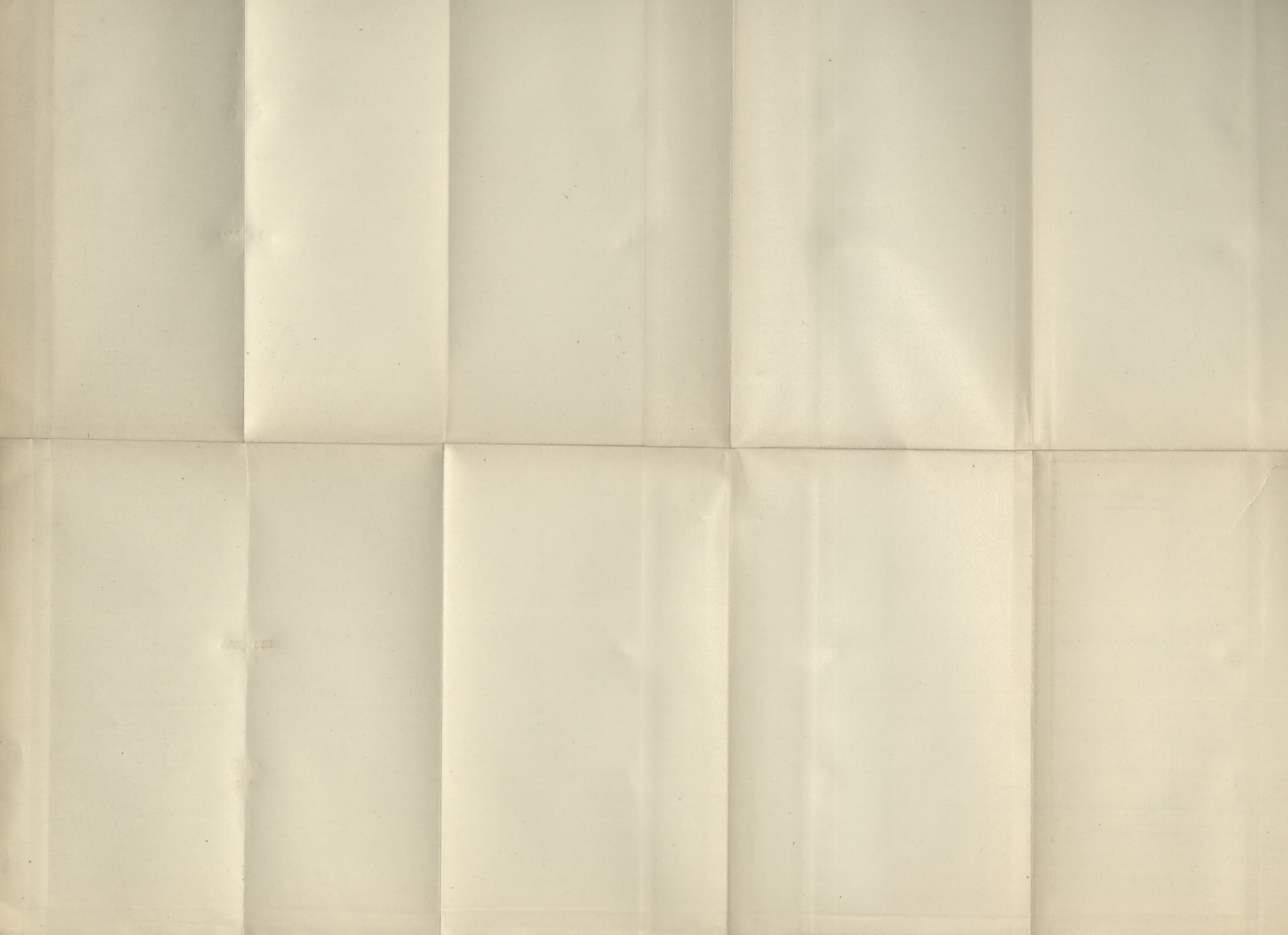


Fig. 3.

Coupe  
d'une lucarne  
sur rue.





à raison de 1,5 kg. par centimètre carré. Le radier du beffroi a été décrit précédemment. Les semelles sous les murs sont indiquées en coupes sur les figures suivantes ; sur une plateforme de 0,50 m. de largeur elles reçoivent le mur en maçonnerie du sous-sol.

Les murs au-dessus du niveau du rez-de-chaussée comportent deux parois distinctes séparées par un espace vide de 30 centimètres. Le mur extérieur est en briques de Courtrai, de couleur rouge vif, percées de neuf trous perpendiculaires au lit ; les encadrements des baies et les motifs de décoration sont en pierre blanche. Le mur intérieur est en briques ordinaires. Chacun d'eux a une épaisseur minimum de 21 centimètres ; il est porté entièrement par la construction en béton armé à laquelle il est relié par des feuillards.

Quelques planchers sont à poutres apparentes dissimulées dans des enduits en stuc armé, suspendus à l'aide de fils de fer, ou par des plafonds en plâtre posés sur treillis métallique. Dans certaines salles décoratives les dallages de plafond sont en béton armé.

Les principaux détails de construction de cet édifice sont donnés dans les planches I et II.

Dans la planche I la figure 1 donne une coupe transversale dans le bâtiment en façade. Les poteaux de façade qui ont 10 mètres et plus de hauteur libre sont en général couplés et entretoisés à deux niveaux différents intermédiaires entre les linteaux des planchers. (Les entretoises ne sont pas coupées sur la figure.)

La figure 2 donne une partie de l'élévation des murs des bâtiments en aile avec les porte-à-faux pour porter les murs en briques et la disposition des feuillards. La figure 4 donne l'armature de la charpente et de la toiture en béton armé qui est recouverte d'ardoises ; le chéneau sur la cour est en ciment armé recouvert de zinc ; sur la rue il est en pierre.

L'ancrage des pierres de façades à l'aide de fers plats, en partie noyés dans les poteaux en béton, est donné en détail sur la figure 5 qui indique aussi la disposition de tablettes en porte-à-faux destinées à supporter les parties fortement en saillie sur le nu courant du mur.

Les détails de la superstructure du beffroi sont clairement montrés sur la planche II. On peut voir que de la fondation au niveau 44,79 l'armature principale de la tour est formée par les quatre mem-

brures des angles dont chacune affecte en coupe la forme d'une cornière renforcée à ses trois sommets par des poteaux en ciment armé. Ces membrures sont reliées par un masque également en ciment armé, percé de grandes baies, et revêtu de maçonnerie en briques et pierres de taille. La maçonnerie est portée par les sou-

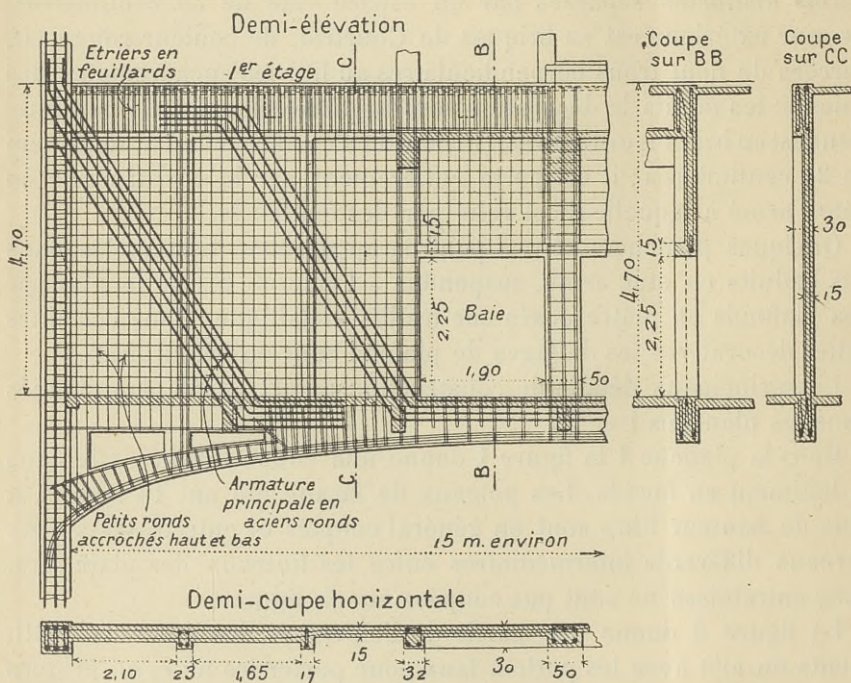


Fig. 219. — Poutre-cloison.

bassements du radier et des entretoises formant tablettes. Les consoles au niveau 44 sont destinées à recevoir une horloge monumentale. Au-dessus de ce niveau l'ossature est constituée par des poteaux isolés et les planchers.

Il est impossible de donner un exemple des nombreux cas particuliers qui se présentent journellement dans la construction des bâtiments et qui exigent des dispositions spéciales telles que porte-à-faux, poutres en arc, poutres-cloisons, etc. On a cependant choisi une poutre-cloison (fig. 219) dans un bâtiment érigé à Londres en système Hennebique (siège social de la « Young Men's Christian Asso-

# BEFFROI DE L'HÔTEL DE VILLE DE CALAIS.

Architecte: M<sup>r</sup> DEBROUWER. — Ingénieur-Constructeur: M<sup>r</sup> PIKETY.

Fig. 1.  
Coupe transversale suivant a b (fig. 2)

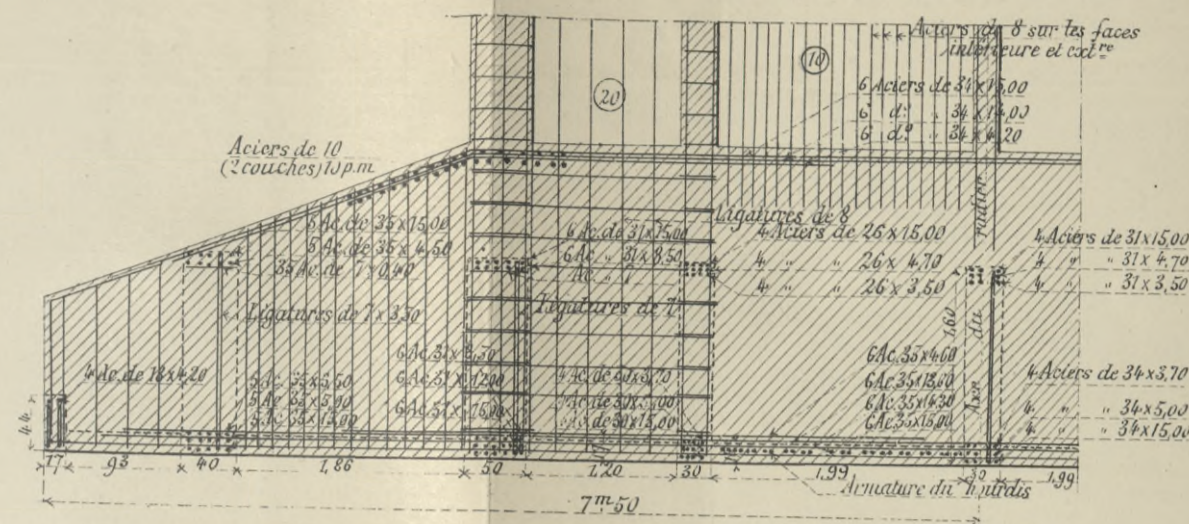


Fig. 2.  
Plan du radier.

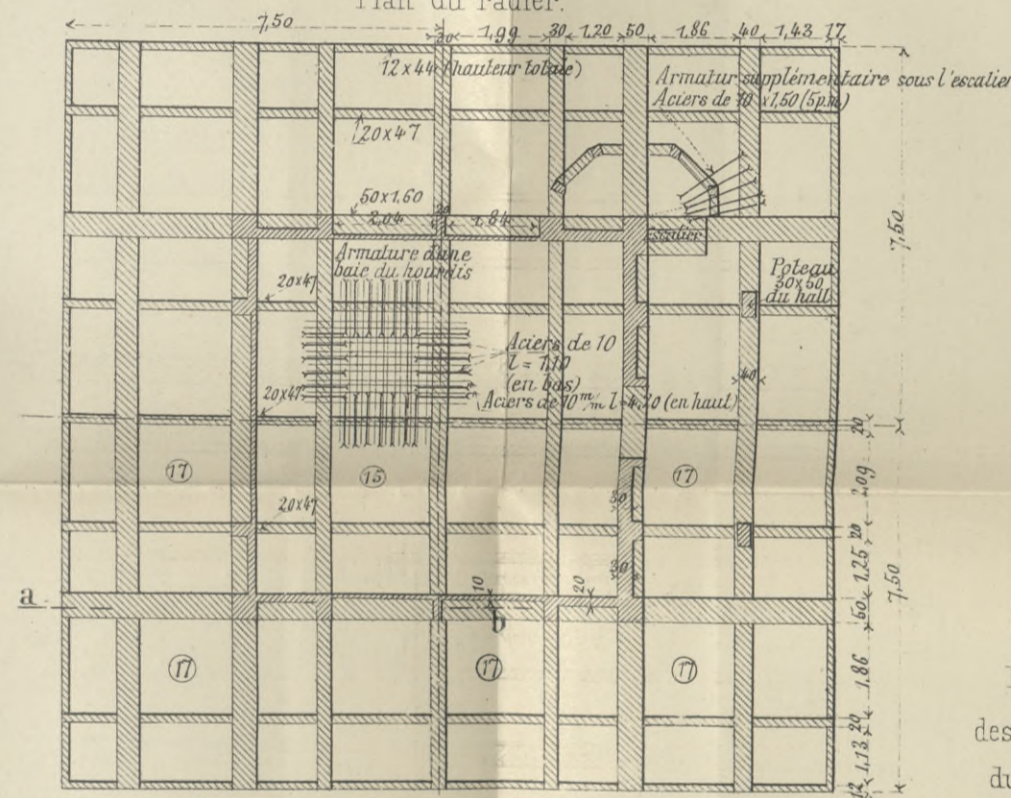


Fig. 5.  
Détails  
des feuillards  
du niveau  
44,79 à 56,72.

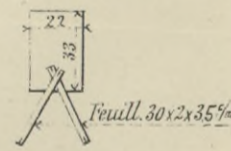


Fig. 6.  
Détail  
d'une tablette  
d'angle

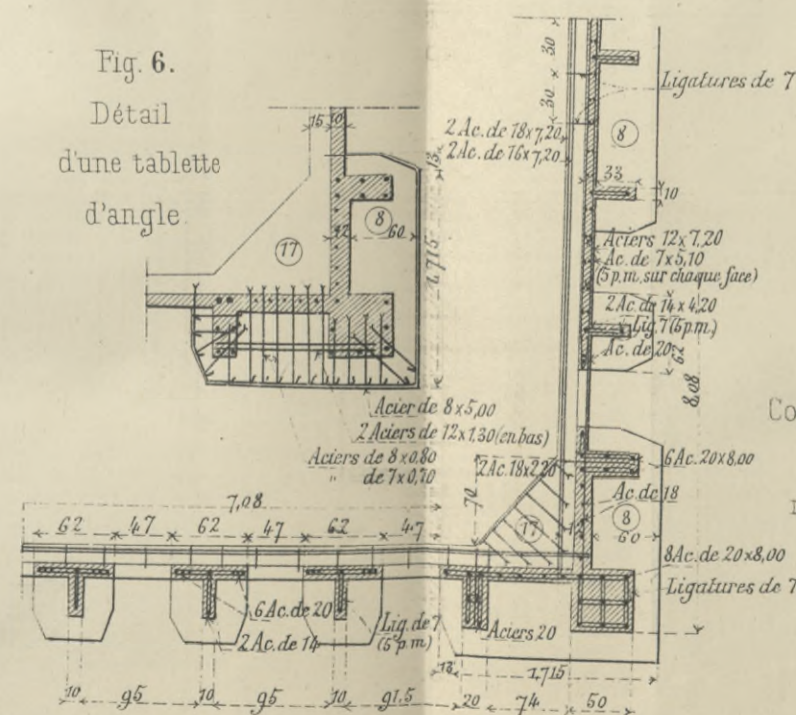


Fig. 7.  
Partie de  
Coupe horizontale  
au  
niveau 29,50.

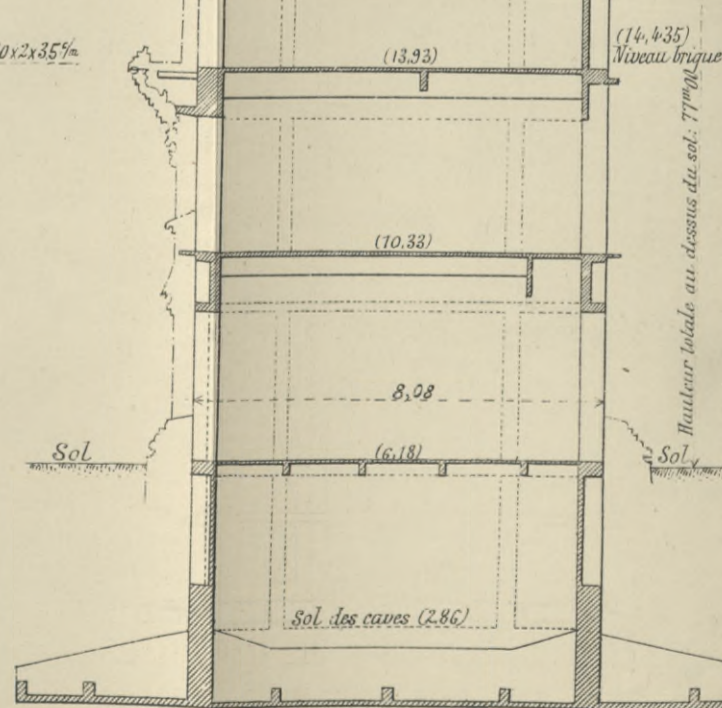


Fig. 3.  
Coupe dans la tour (partie basse)

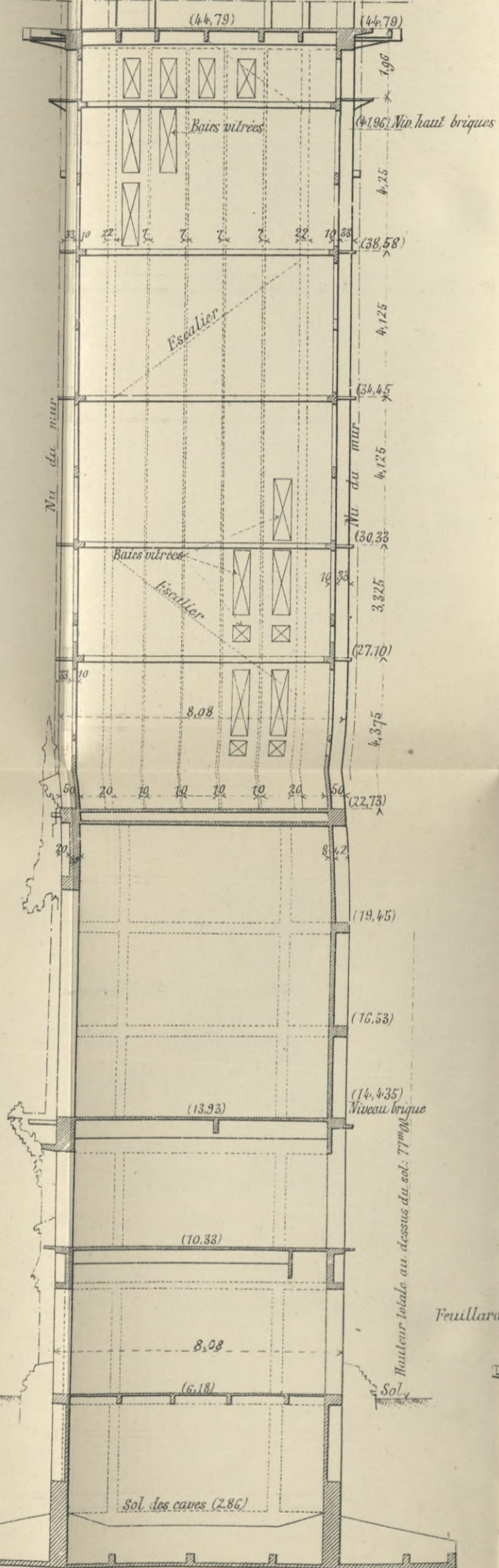
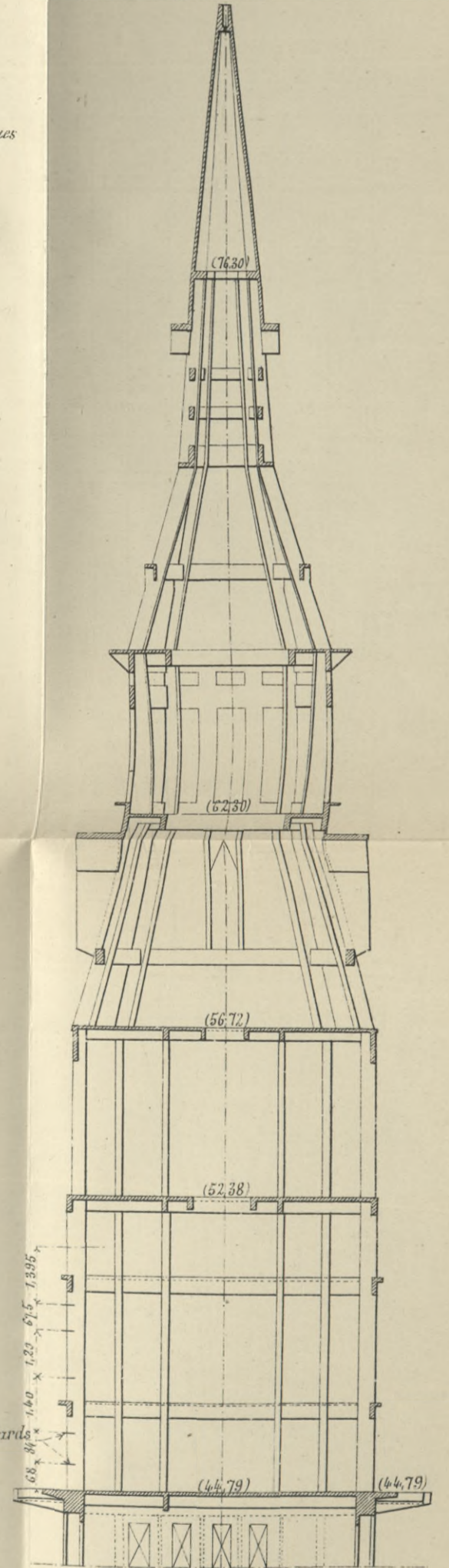
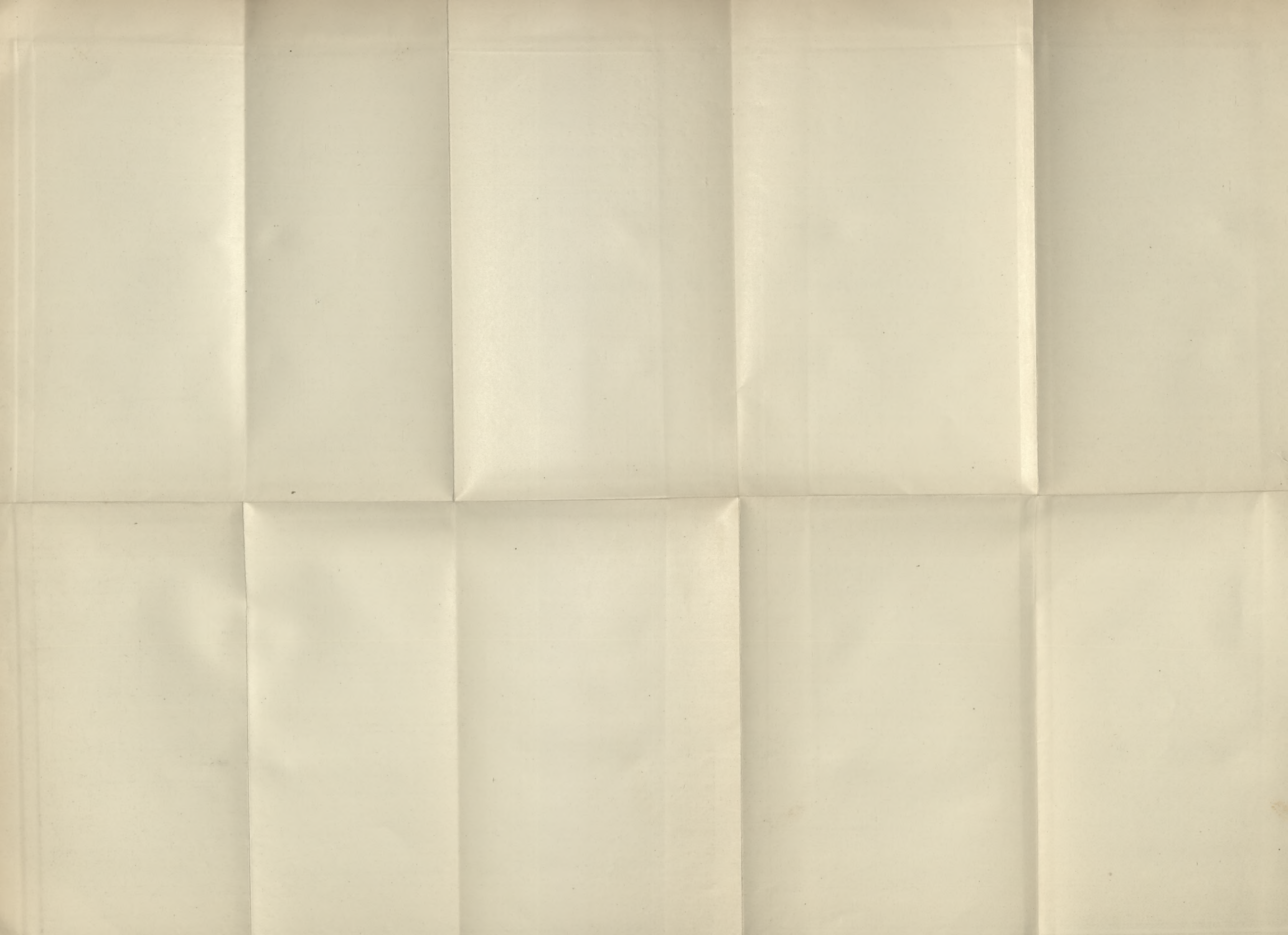


Fig. 4.  
Coupe dans la tour  
(partie haute).







ciation ». M. R. Plumbe, architecte). Cette poutre a 15 mètres environ

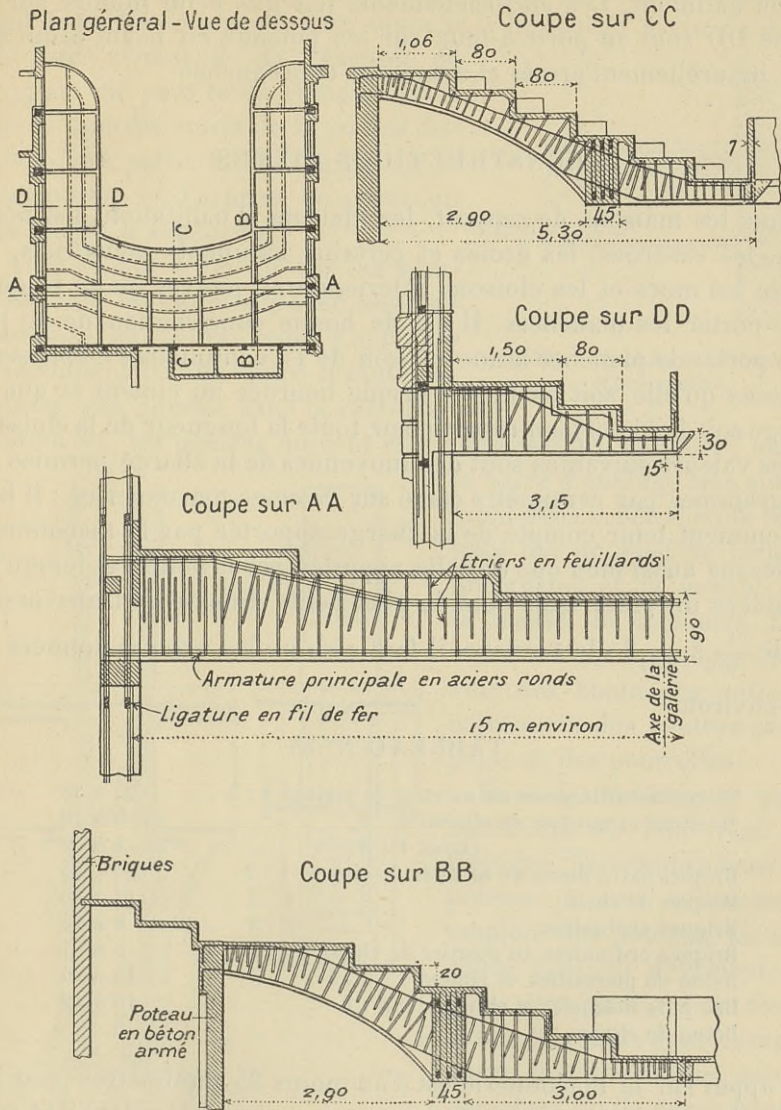


Fig. 220. — Détails de la galerie dans une petite salle de théâtre.

de portée et porte plusieurs étages. La partie inférieure affecte la forme d'un arc pour raisons de décoration de la salle en dessous.

La figure 220 donne les détails de la galerie du théâtre dans le même bâtiment. Les encorbellements tels que celui montré sur la coupe DD sont en porte-à-faux sur les poteaux en béton armé qui sont naturellement armés et ancrés en conséquence.

### CONSTRUCTIONS MIXTES

Dans les maisons de rapport, les maisons d'habitation, les hôpitaux, les casernes, les écoles et certains bâtiments industriels, on utilise les murs et les cloisons intérieures en pierres ou en briques pour porter les planchers. Il est de bonne construction de ne pas faire porter de plancher à une cloison de 11 centimètres d'épaisseur à moins qu'elle soit en bonne brique hourdée au ciment et que la charge soit faible et bien répartie sur toute la longueur de la cloison.

Les valeurs suivantes sont des moyennes de la charge permise en kilogrammes par centimètre carré sur diverses maçonneries : il faut évidemment tenir compte de la charge apportée par la maçonnerie au-dessus aussi bien que de celle apportée par la poutre et lorsqu'on considère un pilier isolé dont la plus petite dimension transversale est de  $\frac{1}{6}$  à  $\frac{1}{10}$  de la hauteur, il faut réduire les valeurs données de  $\frac{1}{5}$  environ.

TABLEAU N° 58

Pierre de taille posée au mortier de ciment 1 : 3 . . . . .	25 à 35
Moellons et mortier de ciment 1 : 3 . . . . .	6 à 10
— — — — — chaux 1 : 3 . . . . .	4 à 6
Briques extra-dures au mortier de ciment 1 : 2 . . . . .	20 à 24
Briques de choix — — — — — 1 : 3 . . . . .	12 à 16
Briques ordinaires — — — — — 1 : 3 . . . . .	8 à 12
Briques ordinaires au mortier de chaux 1 : 3 . . . . .	5 à 7
Béton de pierrailles et ciment 1 : 2 : 4 . . . . .	15 à 20
Béton de mâchefer et ciment 1 : 2 : 3 . . . . .	10 à 12
Béton de chaux . . . . .	5

L'appui sur la maçonnerie est d'au moins 25 centimètres pour les poutrelles ; 35 centimètres pour les poutres principales, de 8 à 11 centimètres pour les hourdis.

En outre sous l'extrémité de chacune des poutres on dispose des semelles pour répartir les charges au taux limite permis (fig. 221).

Les efforts intérieurs dans ces semelles sont déterminés en considérant la partie en porte-à-faux soumise à la charge verticale de bas en haut venant de la réaction de l'appui. On peut tenir compte de ce que le hourdis voisin de la poutre distribue une partie de la charge sur la maçonnerie en l'armant en prévision des efforts à supporter.

Tout ce qui a été dit sur les planchers dans les bâtiments avec ossature complète en béton armé s'applique évidemment ici. En outre il faut considérer que, comme dans la construction en fer, les poutres doivent être ancrées dans les murs ; on fixe

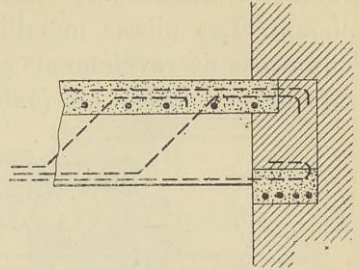


Fig. 221. — Semelle sous l'extrémité d'une poutre.

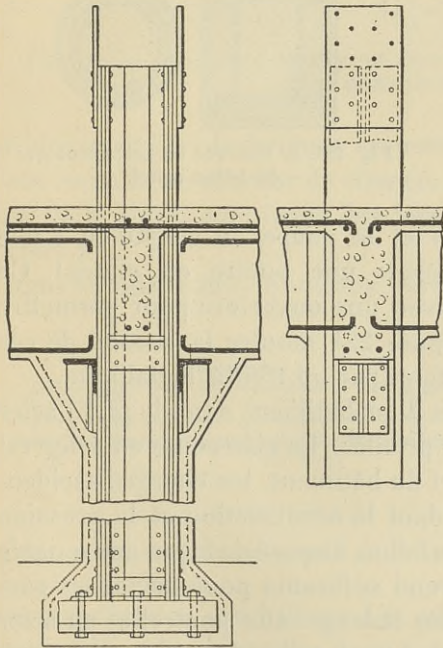


Fig. 222. — Poteau composé en acier et plancher en béton armé.

la barre d'ancrage très simplement dans le béton en la terminant par un pied de biche ou un crochet et la noyant dans la masse de la poutre. Il est aussi de bonne pratique de prévoir des chaînages entre les extrémités des poutres principales et des poutrelles.

Dans les théâtres et autres bâtiments où l'on veut restreindre l'encombrement des poteaux à son minimum on emploie des poteaux en acier coulé. Ceux-ci devraient toujours être garnis d'un revêtement réfractaire pour les rendre aussi incombustibles que les planchers qu'ils supportent.

Pour augmenter la rapidité de construction on emploie, en Amérique surtout, une construction mixte en acier et béton armé. Dans certains cas les poteaux

seulement sont en acier ; quelquefois les poutres principales et les linteaux sont aussi en acier, les poutres secondaires et les hourdis étant en ciment armé ; enfin ces derniers seulement peuvent être en ciment. Les pièces métalliques sont enrobées dans du béton ou entourées de revêtements en terre cuite moulés à la forme voulue. Les figures 222 à 225 (extraites de l'ouvrage de M. Heidenreich déjà cité) donnent quelques détails de ces divers modes de construction mixte.

La figure 222 montre la manière de supporter un plancher en béton par une colonne composée en acier.

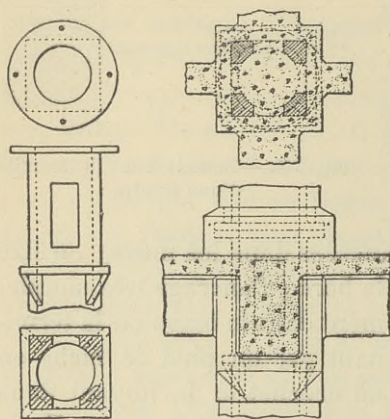


Fig. 223. — Poteau en acier coulé et plancher en béton armé.

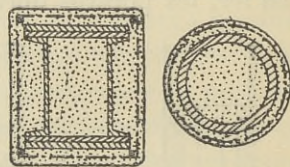


Fig. 224. — Poteaux en acier protégés de béton armé.

La figure 223 donne l'élévation et la coupe du chapiteau d'une colonne en fonte destiné à recevoir une poutre en ciment. Ce chapiteau est de section carrée avec une ouverture pour permettre le passage des armatures. La figure 224 montre la section de ces colonnes enrobées de béton maintenu par un treillis métallique.

La figure 225 donne les détails d'un bâtiment dans lequel l'acier est employé sous forme de petits profilés. La charpente en acier est calculée pour porter le poids mort du bâtiment, les charges accidentelles pouvant être imposées pendant la construction et la pression du vent. En l'enrobant ensuite de béton disposé de façon convenable on accroît la résistance et on la rend suffisante pour porter les surcharges. On peut donc accrocher les boisages aux poutrelles en acier sans recourir aux étais généralement nécessaires dans la construction en béton armé et procéder beaucoup plus rapidement à l'érection du bâtiment puisqu'on n'a plus à attendre qu'un plancher ait complété son durcissement pour monter le plancher de l'étage supérieur.

Les figures 226 à 227 donnent trois sortes de construction de hourdis sur poutrelles en I.

Dans la figure 226 (système Klein), le hourdis portant est constitué

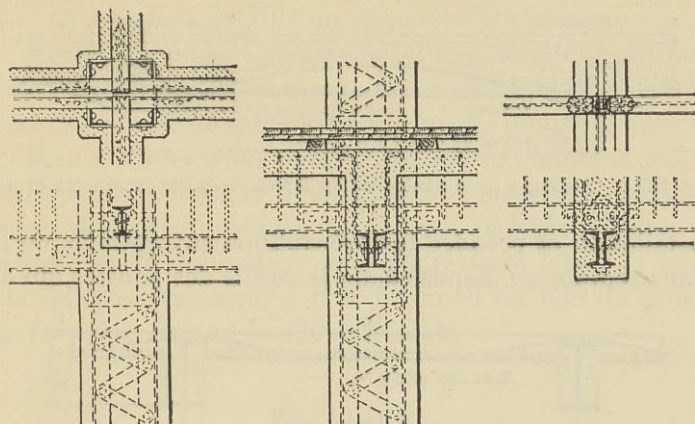


Fig. 225. — Plancher en béton armé avec armatures de résistance suffisante pour porter le coffrage.

par des rangées de briques creuses, posées de champ, avec les joints remplis de mortier de ciment. Dans ces joints, entre les rangées de briques, sont logés des fers plats qui s'appuient sur l'aile des fers I.

Dans la figure 227, le hourdis portant est formé de voûtes Monier

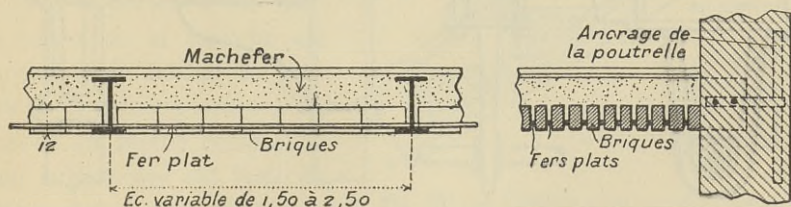


Fig. 226. — Plancher avec poutrelles en fer et remplissage en briques, système Klein.

avec armature en quadrillage. Les poussées sont équilibrées par des tirants reliant les poutrelles deux à deux.

Dans la figure 228 (système Kœnen), les aciers de la dalle sont alternativement droits et relevés, ces derniers étant accrochés sur l'aile du fer I. Dans les deux premiers systèmes l'espace entre le

hourdis portant et le parquet est rempli de scories ou de mâchefer.

Le coût de l'installation intérieure dans un bâtiment en béton armé est considérablement diminué si l'on a su prévoir à l'avance

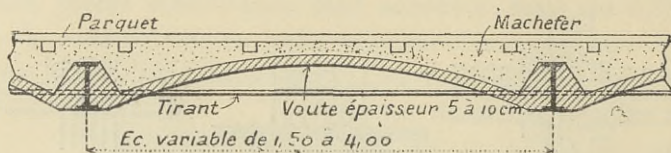


Fig. 227. — Plancher avec poutrelles en fer et voutains en ciment armé.

cette installation et prendre les précautions susceptibles de la faciliter. Par exemple on dispose dans le soffite des poutres qui doivent

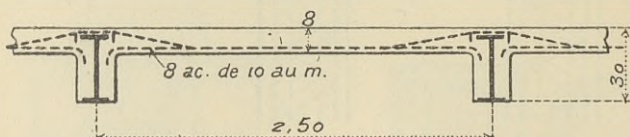


Fig. 228. — Plancher avec poutrelles en fer et hourdis, système Koenen.

recevoir des conduites ou des canalisations, des coins en chêne sur lesquels on fixe facilement les supports de ces conduites. On peut

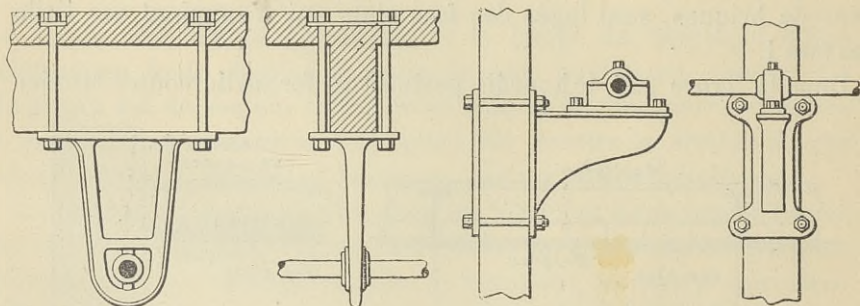


Fig. 229. — Fixation d'une chaise d'arbre de transmission.

Fig. 230. — Fixation d'une console pour arbre de transmission.

aussi réserver les trous nécessaires, à l'aide de doubles coins disposés dans les coffrages, pendant la coulée des poutres ou des hourdis. Ces coins doivent être saturés d'eau et même entourés d'une feuille de papier fort pour diminuer l'adhérence au béton et faciliter leur enlèvement après le déboisage. Quand il faut fixer des paliers ou des

chaises de support d'arbres de transmission, on dispose dans le boîsage avant la coulée du béton des prisonniers destinés à supporter ces pièces. Enfin par la disposition opportune de briques en béton de mâchefer ou de blocs de bois on peut faciliter beaucoup la fixation d'étagères, cadres de porte, châssis de lanterneaux, d'ascenseurs, etc.

Les figures 229 et 230 montrent une méthode de fixer des chaises supportant un arbre de transmission sur une poutre et une colonne. Dans la figure 229 les trous pour le passage des boulons sont laissés pendant la coulée. Dans la figure 230 les boulons ne pénètrent pas le poteau ; ils sont simplement logés dans de légères saignées de 1 à 2 centimètres de profondeur, qui affaiblissent très peu le poteau. Entre les plaques de serrage et le béton, il est bon de prévoir des cales de bois dur ou une feuille de plomb.

## ESCALIERS

Dans les bâtiments industriels et les entrepôts les escaliers sont en général constitués de volées droites et de paliers rectangulaires. Comme souvent le béton reste brut de coffrage, un bon fini est de rigueur et on emploie de préférence des marches moulées à l'avance, la face supérieure en bas.

Le corps de la marche est composé de béton de gravier à 300 kilogrammes de ciment au mètre cube et la face supérieure est faite de béton de granit concassé, sur une épaisseur de 2 ou

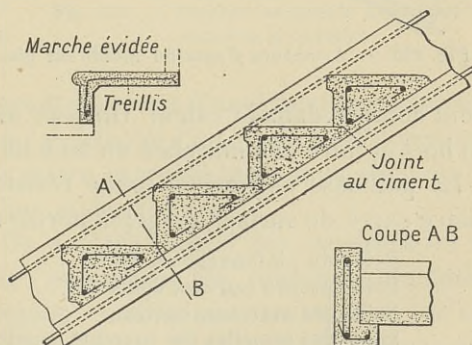


Fig. 231. — Escalier avec marches moulées à l'avance.

3 centimètres, ce qui lui assure plus de résistance à l'usure. Le dispositif de l'armature varie naturellement avec les constructeurs. Chaque marche peut être armée d'un rond en bas et en haut avec quelques ligatures en fer rond ou plat. Elle est de section pleine ou évidée (fig. 231) et calculée comme une dalle pour porter 100 kilogrammes en son milieu. On appuie les marches sur

des limons moulés sur place ou dans des rainures ménagées dans les murs de la cage. Les limons portent, en outre du poids mort, une surcharge uniformément répartie de 400 à 500 kilogrammes par mètre carré de surface projetée sur un plan horizontal.

Les escaliers tournants à l'anglaise généralement employés dans les maisons d'habitation sont moulés sur place (fig. 232). Le tracé en est assez délicat mais une fois fait, le coffrage est simple et relativement peu coûteux, car on emploie presque invariablement des débris de planches et de voliges, recouverts de plâtre modelé à la courbure voulue. Dans le type le plus courant, une extrémité des

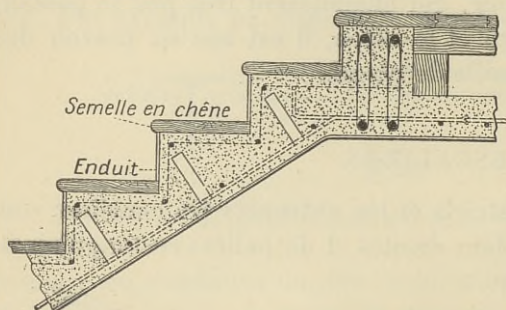


Fig. 232. — Armature d'escalier moulé sur place.

marches repose sur le mur de la cage; l'autre extrémité est fixée dans un limon. Ce limon peut être utilisé dans la résistance de l'escalier; cependant, en général, on calcule la paillasse pour résister à tous les efforts, et les marches n'entrent pas dans l'épaisseur dont on

tient compte dans le calcul. On peut ainsi employer des faux limons en bois et faire des marches en bois ou en pierre.

La paillasse est prévue pour résister aux charges suivantes par mètre carré de surface projetée horizontalement :

Poids du plafonnage en plâtre . . . . .	50 kg.
Poids propre (suivant épaisseur).	
Poids des marches, environ . . . . .	250 kg.
Poids des semelles des marches, environ. . . . .	50 kg.
Surcharges : pour maisons de rapport. . . . .	250 kg.
— : pour écoles, casernes . . . . .	400 kg.
Poids de la balustrade, main-courante, etc.	

La paillasse est considérée comme une dalle plane malgré qu'elle soit une surface gauche et le calcul en est assez délicat : la portée n'est pas bien déterminée, les efforts de torsion peuvent être considérables. Il est prudent de l'armer dans les deux sens principaux d'un quadrillage et de prévoir en outre des séries de barres plus importantes dans les directions principales de l'escalier. Toutes les



fois qu'il est possible, les marches prennent un appui de 8 à 10 centimètres dans les murs ou les cloisons de la cage et portent quelques armatures de façon à ce qu'elles puissent travailler en porte-à-faux sur ces murs. Même si dans le calcul on ne fait pas intervenir le limon on arme ce dernier d'un acier en haut et en bas pour rendre toutes les marches solidaires et on prolonge les armatures dans les paliers d'extrémité de façon à obtenir un bon ancrage.

La plus grande difficulté dans l'étude des escaliers vient souvent des appuis des marches ou des limons ; suivant les cas, on a recours à des consoles, des tirants, des poutres brisées (voir le calcul dans paragraphe :

Toitures). Ils doivent toujours être prévus d'une résistance suffisante pour porter le poids mort et une surcharge d'au moins 150 kilogrammes par mètre carré de toute la surface de l'escalier et des paliers.

On construit aussi des escaliers en spirale constitués de marches moulées à l'avance et simplement empilées les unes sur les autres, l'extrémité intérieure étant moulée de telle sorte qu'après superposition les marches forment un noyau cylindrique creux (fig. 233). Le noyau est rempli au fur et à mesure de la construction de l'escalier ;

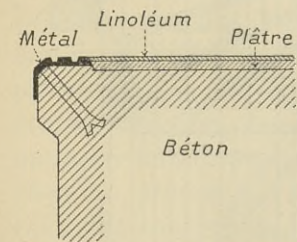


Fig. 234. — Détail du nez d'une marche d'escalier.

il est armé comme un poteau.

Pour la fixation des semelles on dispose dans l'épaisseur des marches, pendant la coulée du béton, des coins en chêne de 4 centimètres environ de côté.

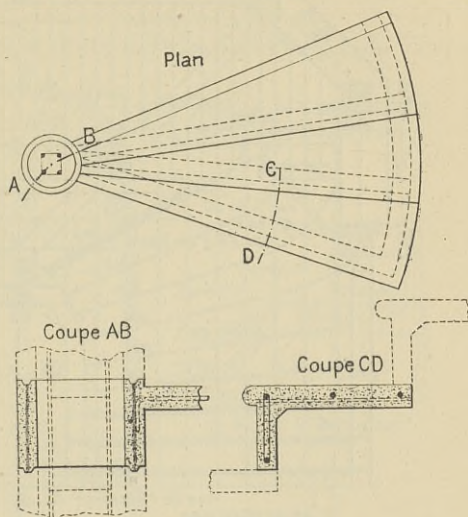


Fig. 233. — Escalier en spirale avec marches moulées à l'avance.

Pour celle des bandes de protection en métal on emploie des pattes de scellement (fig. 234).

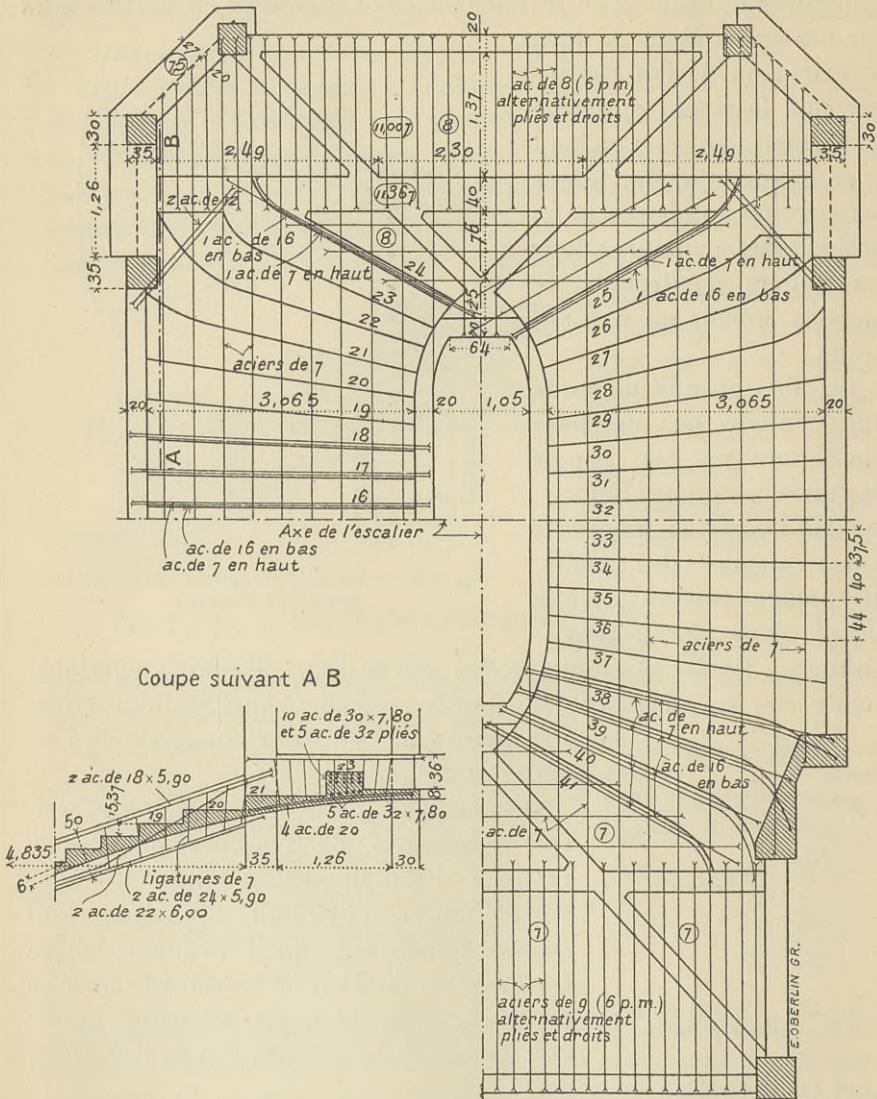


Fig. 235 et 236. — Escalier d'honneur du nouvel Hôtel de Ville de Calais.

Pour la fixation de la balustrade on dispose également des coins en

chêne que l'on enlève après le durcissement, ce qui laisse des trous de scellement, ou on fixe dans le béton des tronçons de tuyaux à gaz dans lesquels on cale les montants à l'aide d'un petit coin de fer et d'un coulis de ciment.

Les figures 235 et 236 donnent deux détails principaux de l'esca-

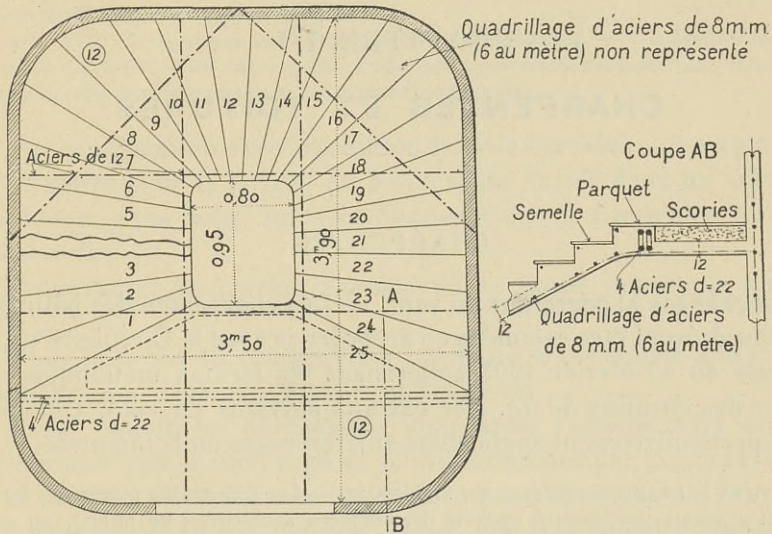


Fig. 237. — Escalier à l'anglaise.

lier d'honneur construit par M. Piketty pour l'hôtel de ville de Calais. Les marches ont 3 mètres de largeur et sont portées par des limons extérieurs et intérieurs; ceux-ci reposent sur des poutres principales placées en bascule sur les paliers: la charge des toitures et des planchers équilibre leur poids. Les paliers sont garnis de mâchefer du niveau du hourdis, qui forme plafond, au niveau inférieur du parquet. Les semelles des marches sont en bois et les limons sont recouverts de stuc.

La figure 237 donne les détails principaux d'armature d'un escalier tournant, construit dans une cage entièrement en ciment armé, dans un immeuble moderne.

## CHAPITRE III

### CHARPENTES ET TOITURES

---

#### CHARPENTES

**Surcharges et pressions du vent.** — Les charpentes des bâtiments publics doivent être calculées en accordance avec la Circulaire ministérielle du 17 février 1903 concernant les fermes métalliques des halles des chemins de fer. Les extraits suivants de cette Circulaire sont particulièrement applicables aux ouvrages en béton armé.

ARTICLE I. *Limites de fatigue des matériaux.* — Les différentes pièces des fermes (qu'elles soient destinées à couvrir des surfaces accessibles au public, ou seulement au personnel des Compagnies) seront calculées de telle sorte que, dans les conditions les plus défavorables, en tenant compte de la charge permanente, ainsi que de la surcharge de neige et de la pression du vent, la fatigue primaire du métal ou du bois, calculée d'après la section nette, c'est-à-dire déduction faite des trous de rivets ou de boulons, ne dépasse pas les limites suivantes :

Pour le bois, sapin ou chêne.

Extension ou compression parallèle aux fibres, par cm <sup>2</sup> .	60 kg.
Cisaillement	40 kg.

Pour l'acier.

Extension ou compression, par mm <sup>2</sup> . . . . .	40 kg.
---	--------

ART. II. *Surcharges.* — On admettra que la surcharge de neige peut atteindre 60 kilogrammes par mètre carré de surface horizontale et la pression du vent soufflant d'un seul côté 150 kilogrammes par mètre carré de surface normale à sa direction. Cette dernière est supposée dirigée vers la terre, suivant un angle de 10° avec l'horizontale. Si  $\alpha$  est en degrés l'angle d'inclinaison de la toiture, on pourra remplacer l'action du vent par une surcharge verticale égale à  $150 \sin^2 (\alpha + 10)$  kilogrammes par mètre carré de surface couverte et une poussée horizontale ayant même expression  $150 \sin^2 (\alpha + 10)$  kilogrammes par mètre carré de surface en élévation.

On admettra que le vent peut se produire même après une chute de neige ; mais

dans ce cas on supposera la charge de neige réduite à 30 kilogrammes par mètre carré de surface horizontale.

ART. IV. *Pièces comprimées.* — On s'assurera que, dans tous les cas, les pièces comprimées ne sont exposées ni à flamber ni à se voiler.

ART. V. — Après achèvement, une ou plusieurs fermes seront soumises, autant que possible, à des épreuves ayant pour but de vérifier leur résistance à des efforts analogues à ceux qu'elles seront appelées à supporter. On comparera les résultats mesurés à ceux fournis par le calcul.

ART. VIII. *Déroptions aux prescriptions du règlement.* — L'Administration se réserve d'apprécier les cas exceptionnels qui pourraient motiver des dérogations quelconques aux prescriptions du présent règlement.

Par comparaison avec les chiffres de cette Circulaire, il est plausible d'admettre pour la fatigue du béton et de l'acier dans les ouvrages en béton armé ceux qui sont donnés dans la Circulaire de 1906, c'est-à-dire :

Pour l'acier en tension : moitié de la limite apparente d'élasticité ;

Pour le béton en compression : 0,28 de la résistance à la rupture du béton non armé à quatre-vingt-dix jours.

Pour établir les dérogations dont parle l'article VIII on peut remarquer que la surcharge de 60 kilogrammes par mètre carré due à la neige a été établie en supposant que l'épaisseur de la couche atteint environ 30 centimètres. Il y a lieu d'augmenter proportionnellement la surcharge de 60 kilogrammes dans les pays où cette épaisseur peut être dépassée mais on peut aussi la réduire dans les endroits où la neige n'atteint jamais l'épaisseur de 30 centimètres et particulièrement sur les combles inclinés. La neige, en effet, ne se maintient pas sur une toiture inclinée à plus de 45° sur l'horizontale. De même dans les endroits exposés la pression de 150 kilogramme due au vent peut être faible mais souvent dans les villes, dans les endroits abrités cette valeur est trop élevée.

Le tableau n° 59 donne les pressions sur une surface inclinée dues à un vent exerçant une poussée de 100 kilogrammes par mètre carré sur un plan normal à sa direction, cette direction étant inclinée vers la terre suivant un angle de 10° avec l'horizontale.

L'angle  $\alpha$  est l'inclinaison du rampant en degrés sur l'horizontale ;

La force F est la pression normale au versant en kilogrammes par mètre carré de toiture ;  $F = 100 \times \sin^2 (\alpha + 10)$  ;

Les forces V et H sont les pressions verticale et horizontale, com-

posantes de la précédente et agissant, elles aussi, sur la surface réelle du rampant.

Comme  $V = F \cos \alpha$  et  $H = F \sin \alpha$ , en se servant des valeurs du tableau, on peut se dispenser de déterminer les surfaces en plan et en élévation comme le demande la Circulaire.

$$V \times \text{surface du rampant} = F \times \text{surface couverte,}$$

$$H \times \text{surface du rampant} = F \times \text{surface en élévation.}$$

TABLEAU N° 59

$\alpha$ en degrés.	F	V	H
	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
10	11,7	11,5	2,0
12	14,0	13,7	2,8
14	16,5	16,0	4,0
16	19,2	18,4	5,3
18	22,0	20,9	6,8
20	25,0	23,5	8,6
22	28,0	26,0	10,5
24	31,2	28,5	12,6
26	34,6	31,0	14,9
28	38,0	33,5	17,8
30	41,3	35,8	20,7
32	44,8	38,1	23,8
34	48,3	40,2	27,0
36	51,7	42,0	30,5
38	55,2	43,5	34,0
40	58,7	45,0	37,5
42	62,1	46,2	41,6
45	67,0	47,1	47,1
50	75,0	48,1	57,4
55	82,1	47,0	67,2
60	87,3	43,7	75,7
65	93,3	39,4	84,5
70	97,0	33,1	91,1

Si l'on se rapporte aux pressions du vent imposées par la Circulaire ministérielle de 1891 pour les calculs des ponts métalliques, on doit en déduire que la poussée sur une surface verticale et élevée au-dessus du sol peut atteindre 270 kilogrammes par mètre carré. Mais sur un ouvrage reposant sur le sol, le vent ne souffle jamais

avec toute son intensité; on considère souvent que seulement les deux tiers supérieurs de la hauteur sont frappés par le vent et que le tiers inférieur n'est soumis à aucune poussée; de préférence on peut admettre sur toute la surface exposée une pression uniforme et égale à celle donnée dans le tableau ci-après, variable suivant la hauteur et la longueur de l'ouvrage :

TABLEAU N° 60

HAUTEUR de l'ouvrage en mètres.	LONGUEUR DE L'OUVRAGE EN MÈTRES					
	1,5	3	6	15	30	60
50	262	245	226	200	183	170
30	232	214	184	175	162	150
15	185	170	156	140	129	118
6	138	126	117	105	97	89
3	110	102	94	84	77	70

Les valeurs de ce tableau sont déterminées en prenant une pression primaire du vent de 270 kilogrammes par mètre carré. Mais comme il est reconnu que cette pression est pour ainsi dire une limite, exercée seulement par les grands ouragans et intéressant rarement toutes les parties d'un ouvrage, on peut se contenter de calculer les pièces avec les deux tiers seulement de ces valeurs.

On évalue approximativement le poids de diverses couvertures comme suit en kilogrammes par mètre carré de surface *inclivée* de toiture :

TABLEAU N° 61

Zinc n° 14 ou tôle galvanisée de 1 millimètre. . . . .	8 à 10
Ardoises . . . . .	30 à 35
Tuiles mécaniques . . . . .	40 à 50
— flamandes . . . . .	55 à 60
— rondes ou plates. . . . .	70 à 96
Chevrons et voligeage . . . . .	25 à 35
Verre de 4 millimètres avec des supports en fer jusqu'à 4 mètres de portée . . . . .	22 à 25
Verre de 4 millimètres avec des supports en fer de 5 à 6 mètres de portée. . . . .	30 à 32
Asphalte, ciment volcanique, Ruberoid . . . . .	10 à 20

**Calculs.** — Dans les combles les plus courants la couverture est en matériaux ordinaires (ardoises, tuiles, tôle galvanisée...), les chevrons sont en bois, seules les pannes et les fermes sont en béton armé. Les pannes sont des poutres rectangulaires disposées horizontalement, écartées de 1,80 à 2,30 m. et reposant sur les fermes. Celles-ci ont un écartement variant de 4 mètres à 6 ou même 8 mètres suivant l'importance de l'ouvrage. Quelquefois le rampant est un plancher incliné en béton armé, recouvert d'une double couche d'asphalte, de ciment volcanique ou d'un enduit imperméable.

En tout cas les charpentes doivent être calculées pour porter la

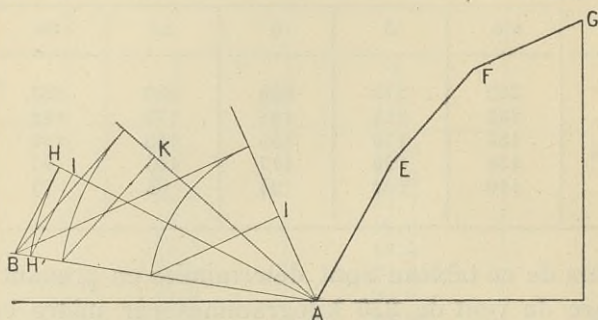


Fig. 238. — Détermination de la poussée du vent sur un comble.

somme des quatre charges suivantes : 1° poids propre ; 2° poids de la couverture (y compris le chevronnage et les pannes) ; 3° le poids de la neige ; 4° la pression du vent.

Le poids propre est estimé par comparaison avec des ouvrages existants ou par approximation en admettant des dimensions à vue d'œil.

Généralement le poids de la neige est considéré comme uniformément réparti, sauf dans les combles à forme parabolique surélevée, sur les versants rapides desquels la neige ne peut se maintenir.

La pression du vent sur une surface à simple versant se déduit des formules ou des tableaux du paragraphe précédent. Pour un comble à arbalétriers de forme parabolique ou en arc, on décompose la surface exposée en éléments plans et on estime la pression du vent sur chacun d'eux. Lorsque le nombre de ces éléments est assez élevé, pour trouver la pression normale, le plus rapide est souvent de pro-



céder à l'aide d'un graphique comme dans l'exemple suivant (fig. 238).

Par le point d'appui du comble parabolique AEF<sub>1</sub>G, on mène la droite AB faisant avec l'horizontale un angle de 10° (angle du vent avec l'horizon) et on mène la perpendiculaire AH au rampant AE. On représente alors par la longueur AB, à une échelle quelconque, la pression normale du vent P (généralement 150 kilogrammes par mètre carré). De B on abaisse une perpendiculaire sur AH et on prend AH' = AH. De H' on abaisse une autre perpendiculaire jusqu'en I. La longueur AI représente la valeur de la pression normale au rampant AE. En effet  $\alpha$  étant l'angle de AE avec l'horizontale l'angle ABH =  $\alpha + 10^\circ$ ; AH' = AH = P sin ( $\alpha + 10$ ); AI = AH sin ( $\alpha + 10$ )

$$AI = P \sin^2 (\alpha + 10).$$

Sur le même graphique on peut faire la construction pour les autres rampants EF et FG; les pressions normales à ces éléments sont représentées en AK et AL.

On décompose généralement le poids mort de la ferme en poids partiels que l'on applique aux points d'appui des pannes et en ces mêmes points on concentre le poids de la couverture et les surcharges. On procède alors à la détermination de la ligne des pressions à l'aide de graphiques comme indiqué plus loin pour les arcs.

Pour les charpentes importantes seulement, on prévoit des rotules aux appuis et au sommet comme dans les fermes métalliques et les points de passage de la ligne des pressions sont bien fixés; mais dans les cas où il n'y a pas d'articulations, on suppose encore que la ligne des pressions passe par un point situé au centre de gravité de la section droite des appuis et du sommet. Il est rare que l'on considère les fermes comme encastrées.

Il y a lieu naturellement de considérer l'action du vent sur le côté du comble le plus exposé, et ce seul cas suffit lorsque la ferme est fixée sur ses appuis ou bien qu'elle est montée sur articulations fixes. Mais dans le cas où la ferme est constituée d'éléments formant un ensemble indéformable, qu'un appui seulement est fixe et que l'autre est monté sur un chariot de dilatation mobile, comme c'est le cas pour les voûtes surbaissées avec tirants, il y a lieu de déter-

miner les efforts dans les éléments dus à l'action du vent dans quatre cas différents :

En partant de la réaction de l'appui fixe et en supposant que le vent souffle : 1° du côté de l'appui fixe et 2° du côté de l'appui mobile.

En partant de la réaction de l'appui mobile et en supposant que le vent souffle : 3° du côté de l'appui fixe et 4° du côté de l'appui mobile.

En général les cas 1 et 4 donnent les plus grands efforts.

Quand on a déterminé la ligne des pressions et les efforts dans les éléments, on calcule les sections de ceux-ci à l'aide des formules déjà connues de la flexion composée.

## TOITURES

**Toits en dents de scie, à la Mansard, voûtes.** — Toutes les formes de toitures peuvent être réalisées en béton armé; il suffit de rem-

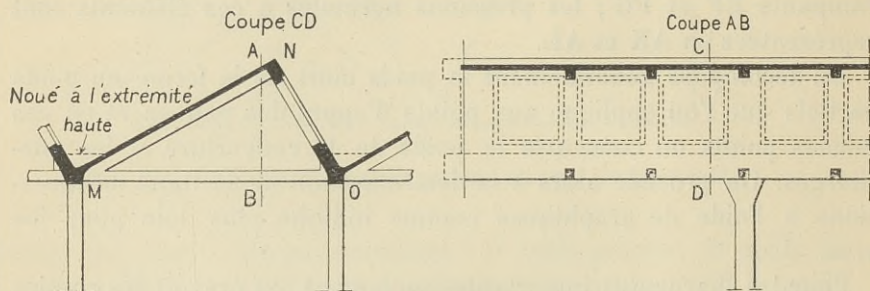


Fig. 239. — Toit en dents de scie.

placer chacun des éléments de la construction en fer ou en bois par une pièce équivalente en béton armé. Ainsi dans les toitures courantes le rampant peut être constitué par un plancher incliné dont les nervures forment les arbalétriers et les pannes et dont le hourdis forme la couverture. Toutes les pièces des fermes, entrants, poinçons, arétriers, etc., peuvent être faites en ciment armé.

En vue surtout de faciliter le boisage on cherche les formes les plus simples et celles dont la triangulation est la plus facile. Une forme souvent usitée est le toit en dents de scie (fig. 239). La ferme est couramment constituée par l'ensemble triangulaire MNO. Le rampant plein MN est un simple plancher dont les poutres prin-

cipales sont la poutre de noue et le faitage. Il peut y avoir avantage, lorsque l'écartement des poteaux est très grand, à faire du rampant NO une poutre principale. Comme on ménage toujours dans ce rampant des ouvertures pour l'éclairage, on obtient ainsi une poutre

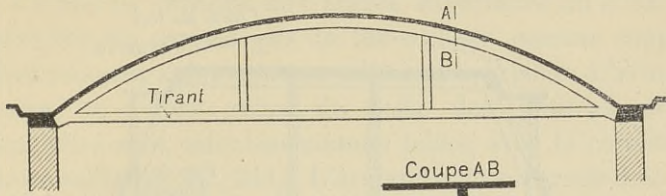


Fig. 240. — Toiture formée d'une voûte nervurée.

évidée à brins orthogonaux sans triangulation ; le moment fléchissant cause dans les angles des membrures des moments assez élevés que l'on annule par des goussets et des armatures appropriées. (Voir le calcul dans le chapitre des ponts à poutres formant parapets.) Cette poutre porte la charge totale due à une travée ; la poutre de noue est le brin tendu, le faitage est la membrure comprimée.

Le rampant plein est généralement couvert d'ardoises, d'une

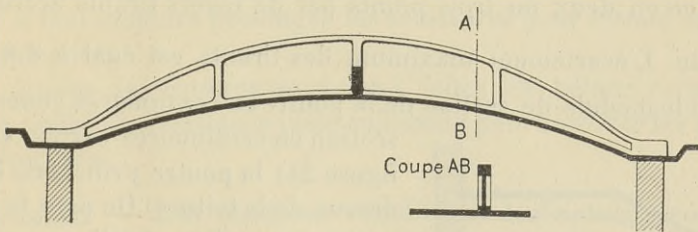


Fig. 241. — Toiture avec poutre au-dessus.

chape en ciment ou d'une double couche d'asphalte. La pente de la noue est formée par le béton même de la construction.

Pour les toitures on emploie aussi des formes spéciales convenant essentiellement à la construction en ciment armé telles que celles des figures 240 et 241. Dans la première la toiture est constituée par une voûte légère nervurée. La flèche est habituellement  $\frac{1}{5}$  ou  $\frac{1}{7}$  de la portée et pour simplifier les calculs on considère l'arc comme doublement articulé aux naissances et de forme sensible-

ment parabolique; on peut alors employer les formules simples données dans l'étude des arcs. La poussée est annulée par le tirant horizontal fait d'un simple acier rond avec manchon à double filet ou encore d'une poutre légère en ciment armé; cette poutre est

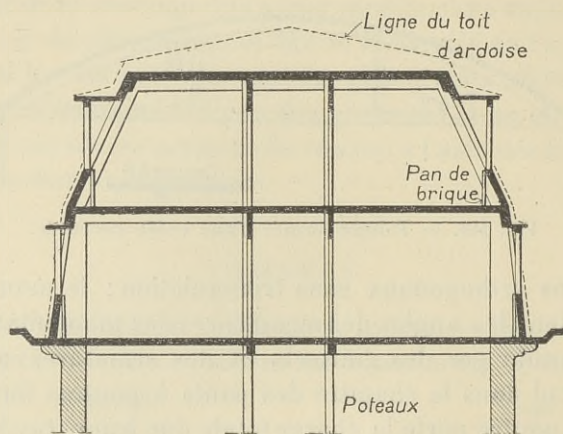


Fig. 242. — Toiture à la Mansard.

soutenue en deux ou trois points par de légers tirants accrochés à la voûte. L'écartement maximum des tirants est égal à  $8,8 \sqrt{\frac{W_t}{\Omega_t}}$ ,  $W_t$  est le module de section de la poutre en centimètres cubes;  $\Omega_t$  sa

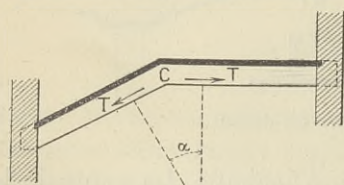


Fig. 243. — Poutre brisée.

section en centimètres carrés. Dans la figure 241 la poutre principale est au-dessus de la toiture. On peut la laisser exposer aux intempéries sans entretien et on peut lui donner la hauteur nécessaire pour la rendre la plus économique possible.

Les combles à la Mansard sont aussi très avantageusement construits en utilisant les cloisons intérieures verticales et les pans de murs extérieurs inclinés comme supports des planchers intermédiaires et du toit (figure 242). Les cloisons ont de 7 à 10 centimètres d'épaisseur et sont armées d'un quadrillage de petits ronds ou d'un treillis métallique. On dispose quelques forts aciers horizontaux dans la cloison lorsqu'elle reçoit une poutre chargée.

Pour porter la couverture en ardoises ou en zinc on fixe sur les murs extérieurs des faux chevrons, attachés à l'aide de feuillards noyés dans le béton, ou cloués dans des chevilles de bois dur également posées pendant la coulée.

S'il n'y a pas de cloisons aux étages supérieurs ou si la disposition intérieure ne permet pas de les utiliser comme supports du toit, il faut recourir à des poutres principales brisées. L'armature de ces poutres ne diffère guère de celle des poutres ordinaires et souvent elles sont calculées comme telles, avec la condition supplémentaire suivante (fig. 243). L'armature transversale doit pouvoir supporter au point C, en plus des efforts d'une poutre droite de même charge et de même portée, une tension :

$$K = 2 T \sin \frac{\alpha}{2}$$

T est l'effort de tension sur l'armature longitudinale en C,  $\alpha$  l'angle donné sur la figure.

Les étriers ou liens doivent être prévus en conséquence. Il y a lieu aussi de vérifier que ces poutres n'apportent pas de poussées horizontales sur leurs appuis ou que les poussées sont bien équilibrées ; il faut toujours prolonger les armatures pour former ancrage dans les appuis.

Les jouées des fenêtres sont aussi faites en béton ; ce sont de minces voiles, de résistance juste suffisante pour recevoir les châssis des ouvertures.

**Terrasses.** — Les terrasses constituent les toitures en béton armé les plus simples. Ce sont généralement de véritables planchers à nervures en dessous du hourdis, calculés pour porter leur poids mort et une faible surcharge de 250 à 300 kilogrammes au mètre carré. On impose aux terrasses une surcharge fictive supérieure au poids de la couche protectrice et au poids éventuel de la neige pour tenir compte dans une certaine mesure des efforts dus à la dilatation.

La chaleur, en effet, provoque des fissures dans la terrasse même et occasionne des poussées qui peuvent produire la dislocation des appuis. Si ceux-ci sont en béton armé les effets sont peu visibles par suite de l'élasticité du matériau, mais s'ils sont en

briques on remarque souvent une fissure à quelque distance (de 50 centimètres à 1 mètre) en dessous de la face inférieure de la terrasse. Cette fissure s'ouvre et se ferme suivant la température extérieure; elle est due à la dilatation, le mur est entraîné par suite de la solidarité qui se produit toujours si l'on coule le béton directement sur la maçonnerie. On l'évite en faisant reposer les poutres sur des surfaces de glissement ou même sur des rouleaux de dilatation, en coupant la terrasse par des joints de dilatation, en la protégeant par une couche isolante de terre, gravier, béton maigre ou béton de mâchefer.

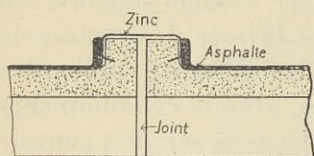


Fig. 244. — Joint de dilatation d'une terrasse.

Les surfaces de glissement peuvent être simplement constituées d'une feuille de carton dur. Les joints de dilatation sont recouverts d'une bande de zinc dont les bords sont repliés et fixés dans le béton même du hourdis ou des fausses poutres bordant le joint (fig. 244). La couche isolante maintient plus uniforme la température de la terrasse et de l'étage en dessous. Lorsqu'elle est composée de gravier ou de sable, on donne au hourdis en béton armé les pentes nécessaires pour l'écoulement des eaux de pluie; lorsqu'elle est faite de béton maigre, c'est ce béton qui présente les pentes et les rigoles destinées au drainage des eaux. Quelquefois on emploie la terrasse comme fond d'un réservoir contenant de 30 centimètres à 1 mètre de hauteur d'eau. On a ainsi l'avantage d'en maintenir la température très uniforme et de pouvoir inonder facilement les étages inférieurs en cas d'incendie.

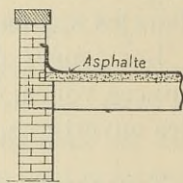


Fig. 243. — Appui d'une terrasse sur un mur en briques.

Pour assurer l'étanchéité des terrasses, on les recouvre toujours d'un enduit imperméable placé soit sur le béton maigre, soit sur le béton armé directement. On peut employer une chape en ciment, mais il est préférable d'utiliser l'asphalte, le ciment volcanique ou d'autres produits à base de caoutchouc ou de brai, imperméables et élastiques, car les enduits doivent permettre certains mouvements des diverses parties de la terrasse et ne pas se fissurer, même si le hourdis l'est en dessous. L'asphalte et les autres enduits imper-

méables doivent être posés seulement lorsque le béton a complété son durcissement; car autrement il ne pourrait acquérir sa résistance que très lentement et des accidents pourraient survenir au décintrage. Il est toujours bon de raccorder le béton aux murs de pourtour par des solins et de faire remonter l'enduit imperméable le long de ces murs sur une hauteur de 15 à 20 centimètres (figure 245).

Dans certains cas on dispose le hourdis pour former un plafond plat et on construit les nervures au-dessus. Sur ces dernières on pose un plancher en bois calfaté et couvert d'une double couche d'asphalte.

DOMES

M. Buchetti, dans son ouvrage sur les *Constructions métalliques*, donne la méthode suivante de calcul applicable aux dômes sphériques en béton armé, chargés de leur poids mort uniforme sur toute la surface et de charges symétriques. Pour les efforts dus à la poussée du vent ou à des charges dissymétriques, il y a lieu d'appliquer le calcul des arcs. On divise le dôme (fig. 246) par un certain nombre de parallèles, par exemple par neuf parallèles équidistants passant par les points  $A_1, A_2, A_3, \dots$ , etc. (On pourrait aussi diviser l'arc en parties égales) En supposant que le poids soit uniforme, on représente par la longueur  $CD$  (fig. a) — à une échelle à déterminer — le poids total d'un demi-fuseau  $CAA'$  (fig. b), et on considère que ce poids agit sur l'arc méridien  $AC$ .  $Cd_1, d_1d_2, d_2d_3, \dots$

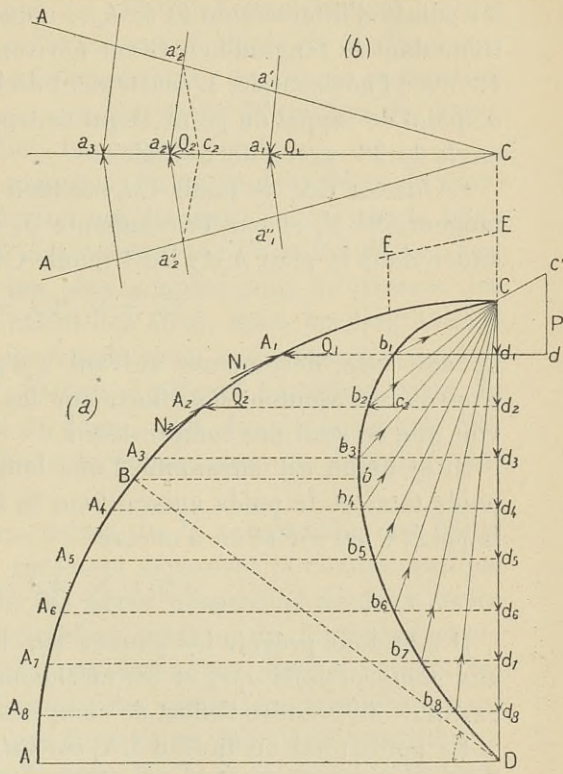


Fig. 246. — Calcul d'un dôme.

représentent à l'échelle adoptée le poids des zones  $CA_1, A_1A_2, A_2A_3, \dots$ . Si on mène par C des parallèles aux tangentes aux points  $A_1, A_2, A_3, \dots$  jusqu'à la rencontre avec les parallèles passant par ces mêmes points, les points d'intersection  $b_1, b_2, b_3, \dots$  appartiennent à une courbe continue dont la tangente en C est horizontale, la tangente en D est à  $45^\circ$  avec l'horizontale. L'écartement de la verticale est maximum en  $b$ , point de rappel du point B qui se trouve sur la droite faisant un angle de  $38^\circ$  avec l'horizontale.

Le fuseau  $CA_1$  de poids  $Cd_1$  est tenu en équilibre par la poussée tangentielle  $N_1$  et par la résultante  $Q_1$  des efforts dans les pannes, située dans la plan  $A_1d_1$ . Du triangle  $Cb_1d_1$  on tire :

$$Cb_1 = N_1 \quad b_1d_1 = Q_1$$

$Q_1$  doit être décomposé suivant  $a_1a'_1$  et  $a_1a''_1$ . Les efforts ainsi trouvés représentent les efforts sur les pannes du segment  $CA_1$ ; on voit que ce sont des compressions.

Si le dôme est surmonté d'une lanterne EE on détermine son poids total et le poids agissant sur le fuseau  $CA_1$ , soit P. On porte le poids P en  $c'd'$  et on a encore

$$C'b_1 = N_1 \quad b_1d' = Q_1.$$

Il faut donc prévoir les pannes sur le segment  $CA_1$  pour résister aux compressions  $a_1a'_1$  et les méridiens sur la base du fuseau  $CA_1$  capables de prendre l'effort de compression  $N_1$ .

Le poids total du fuseau  $CA_2$  est  $Cd_2$  et  $Cb_2 = N_2$ . Par suite de l'existence des pannes suivant  $CA_1$  résistant à l'effort  $Q_1$ , l'effort sur les pannes de  $A_1$  en  $A_2$  est  $Q_2 = b_2d_2 - b_1d_1 = b_2c_2$ . En portant encore dans la figure  $b$  la longueur  $a_2c_2 = b_2c_2$  et en la décomposant suivant  $a_2a'_2$  et  $a_2a''_2$ , les forces  $a_2a'_2$  et  $a_2a''_2$  représentent les efforts sur les pannes de l'arc  $A_1A_2$ .

On voit donc qu'il y a compression dans toutes les fermes du dôme; qu'il y a compression dans les pannes au-dessus du point B, tension dans les pannes en dessous de ce point.

Les méridiens doivent être capables de prendre des compressions dirigées tangentiellement et égales en  $A_1$  par exemple à  $b_1c$  ou  $b_1c'$  suivant les cas, en  $A_2$  à  $b_2c$  ou  $b_2c', \dots$ , etc.

Si le dôme n'est pas une demi-sphère complète, s'arrête par



exemple suivant le plan qui passe par  $A_5$  il faut pour maintenir le fuseau CAA' en équilibre lui opposer une réaction  $b_5C$ , c'est-à-dire une réaction verticale  $d_5C$  et une réaction horizontale  $b_5d_5$ . La réaction verticale est donnée par l'appui. La réaction horizontale est fournie par une ceinture travaillant à l'extension et placée en  $A_5$ . De même si le dôme est ouvert à sa partie supérieure, on annule la réaction horizontale qui est nécessaire pour maintenir l'équilibre en disposant une ceinture qui travaille à la compression.

Les fermes du dôme sont soumises, en outre des efforts de compression, à des efforts de flexion qui viennent de ce que la ligne des pressions ne passe pas exactement par l'axe du dôme. Les méthodes graphiques sont les plus simples pour déterminer les moments de flexion (voir le calcul des arcs), mais les diagrammes doivent être faits à très grande échelle si on veut obtenir des résultats certains; ces résultats varient d'ailleurs beaucoup avec de faibles déplacements de l'axe du dôme, avec des déplacements tels que ceux qui résultent de défauts de construction ou de calage des centres.

Les efforts dans les dômes légers de la construction en béton armé sont toujours faibles et rarement dépassent la charge pratique du béton en compression. On les arme néanmoins de deux séries d'armatures placées à 2 centimètres environ de l'intrados et de l'extrados. Chaque série comprend des aciers dirigés suivant les parallèles et les méridiens. Souvent des petits fers profilés forment une ossature générale rigide sur laquelle on fixe deux quadrillages de petits ronds de 8 ou 10 millimètres ou bien on renforce le dôme par des nervures orthogonales.

Voir aussi le calcul des dômes dans le paragraphe des châteaux d'eau.

### EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

La figure 247 donne les détails d'une ferme du Kursaal de Spa, exécutée par C. Brandt de Dusseldorf. Portée des fermes entre poteaux, 27 mètres. Écartement de 6,5 à 8 mètres. Parties comprises entre les murs de façade et les files de poteaux, en porte à faux sur la partie principale en arc, de façon à diminuer la poussée de cette dernière.

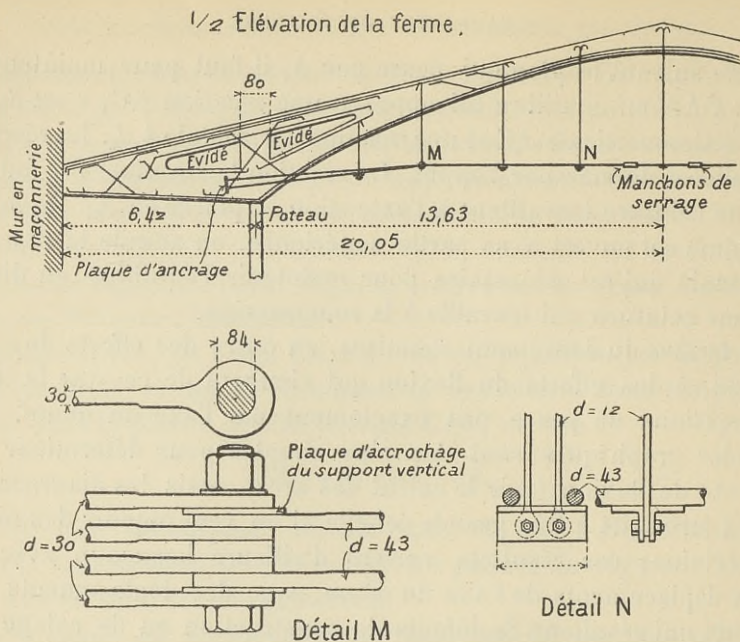


Fig. 247. — Ferme du Kursaal de Spa.

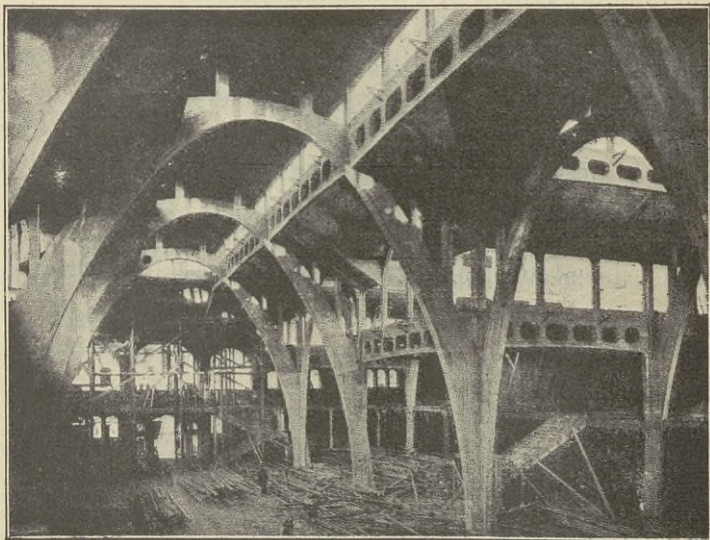


Fig. 248. — Charpente du marché couvert de Breslau.

Une photographie de la charpente du marché couvert de Breslau (Allemagne) est donnée figure 248.

Les détails de la toiture d'une usine à brûler les détritux de la

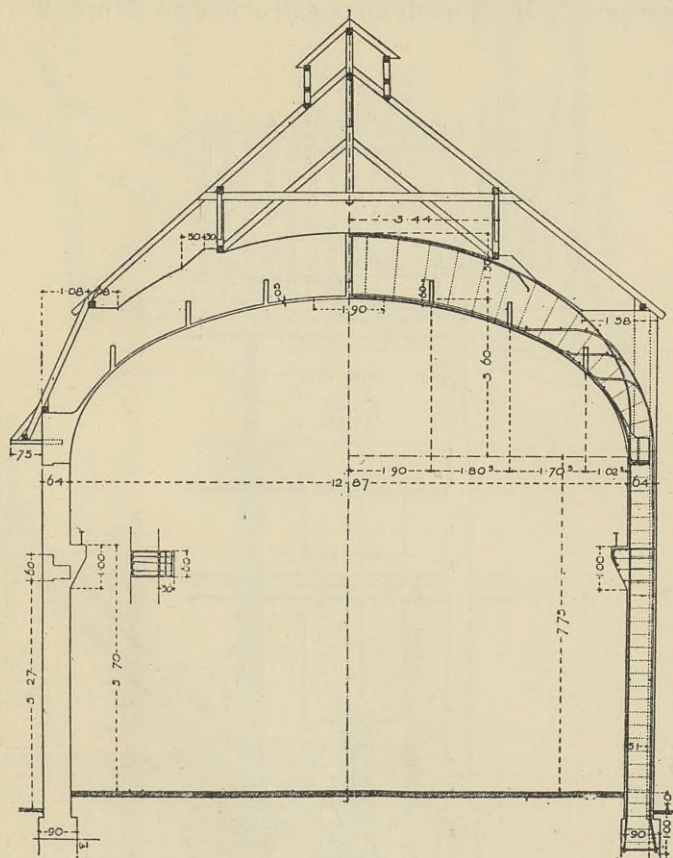


Fig. 249. — Élévation d'une ferme d'usine à Francfort

ville de Francfort sont donnés figures 249 et 250. La première donne l'élévation d'une ferme ; la deuxième les détails d'armature de cette ferme et de la poutre portant le plafond voûté. L'armature principale de la ferme au niveau du sol comporte quatre aciers de 26 millimètres sur la face intérieure et quatre aciers de 34 millimètres sur la face extérieure ; les ligatures transversales sont espacées de 30 centimètres.

Les figures 251 et 252 montrent les détails d'armature de brisis exécutés par M Piketty dans un immeuble de l'avenue Henri-Martin, à Paris.

De l'ouvrage de M. Mörsch nous extrayons les figures 253 et 254

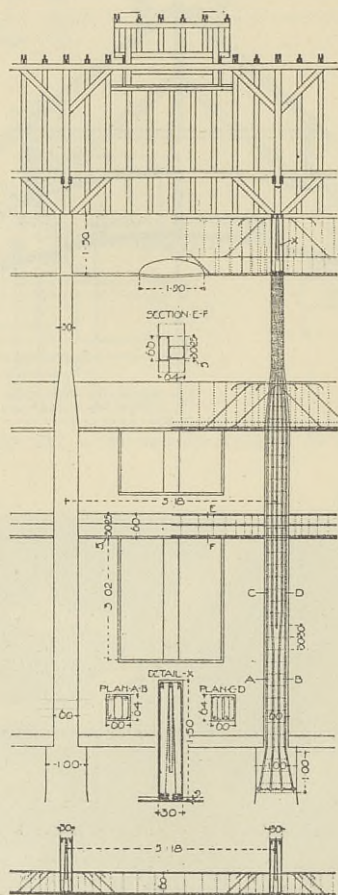


Fig. 250. — Élévation et armature d'une ferme d'usine à Francfort.

et ce qui suit se rapportant au dôme du Musée de l'Armée à Munich. Comme on le voit d'après les figures, il y a une coupole extérieure et une intérieure; cette dernière, de 8 à 10 mètres de diamètre, ne supporte que son propre poids et prend naissance à 1 mètre environ

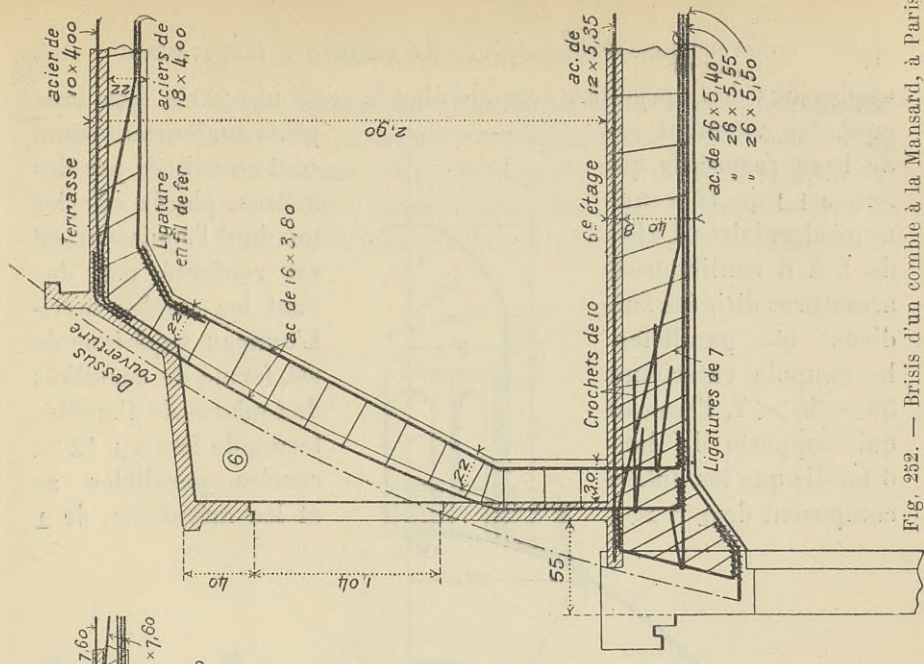


Fig. 252. — Brisis d'un comble à la Mansard, à Paris.

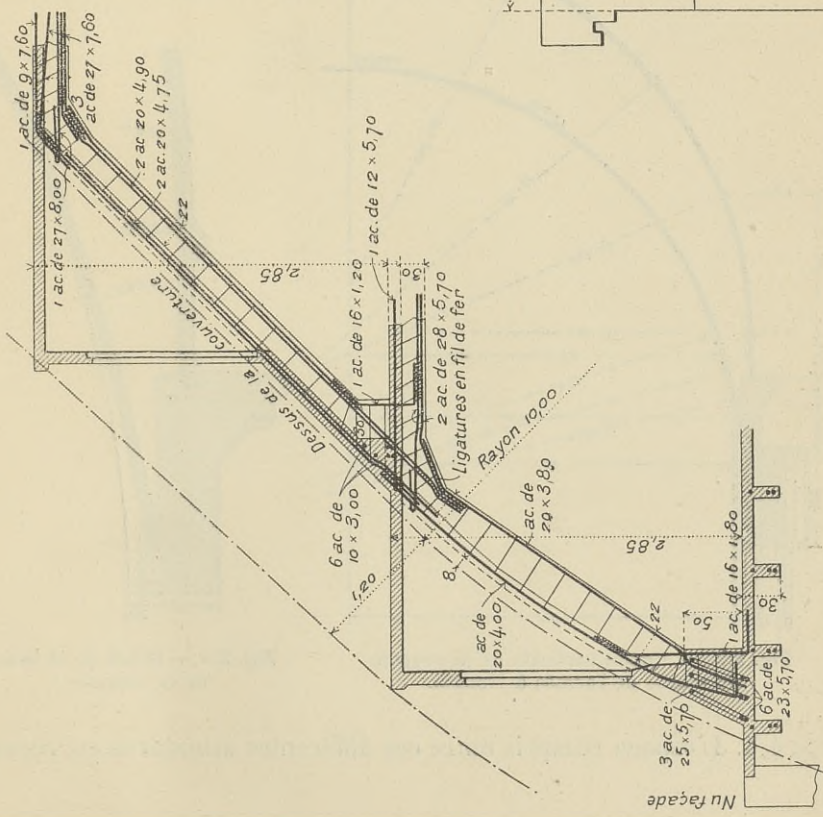
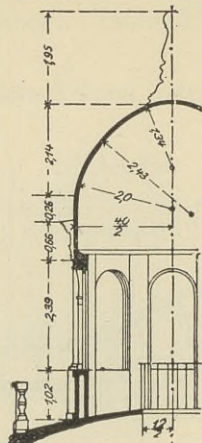


Fig. 251. — Brisis d'un comble à la Mansard, à Paris.

au-dessous de la première coupole dont la courbure varie. Les deux coupôles viennent re- de base respectifs qui fers à  $\perp$  de 14 centimurs circulaires. Le bé- de 5 à 6 centimètres, armatures dirigées sui- diens et parallèles. la coupole extérieure  $50 \times 50 \times 7$ , l'anneau qui supporte la lan- 6 tandis que les autres composent de  $\perp 8 \times 4$



poser sur leurs anneaux sont constitués par des mètres, placés sur les ton dont l'épaisseur est est renforcé par des vant les cercles méridiens. L'anneau supérieur de est formé de cornières de 4 mètres de diamètre terne, de fers à  $\perp 12 \times$  cercles parallèles se et les méridiens, de  $\perp$

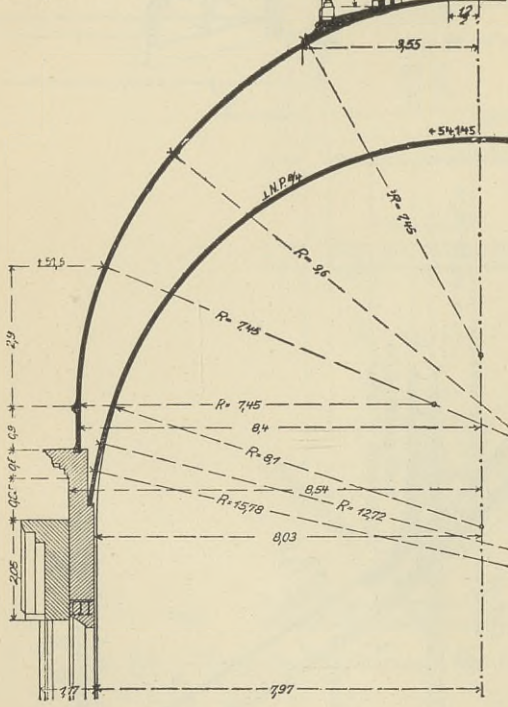


Fig. 253. — Coupe verticale de la coupole du musée de l'armée à Munich.

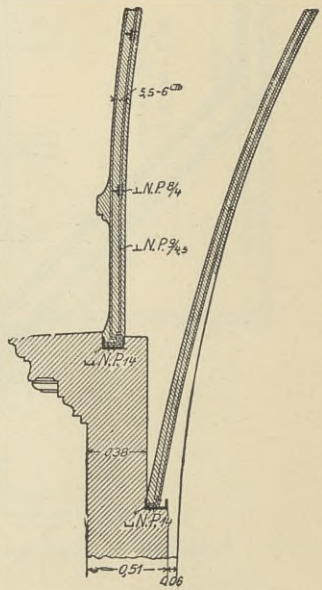


Fig. 254. — Détail de la base de la coupole.

$9 \times 4,5$ . L'espace compris entre ces différentes armatures est recou-

vert d'un treillis de barres espacées de 10 centimètres. La coupole intérieure n'est enduite, à sa partie extérieure, que de mortier, tandis que la coupole extérieure est recouverte de tôle de cuivre, fixée sur des chevilles en bois qui furent encastrées dans la coupole lors du bétonnage ; le cuivre est isolé du béton par une couche d'asphalte.

---





SIXIÈME PARTIE  
PONTS ET VIADUCS



## RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX

---

**Surcharges.** — A moins de conditions spéciales du cahier des charges, les ponts sont soumis aux épreuves fixées par la Circulaire ministérielle de 1891 concernant les ponts métalliques. Les extraits suivants de cette Circulaire sont plus particulièrement applicables aux ponts en béton armé, directement ou conjointement avec la Circulaire de 1906 relative à l'emploi du béton armé.

**PONTS DE CHEMIN DE FER A VOIE NORMALE.** — *Article premier.* — Les ponts qui portent des voies de fer de largeur normale devront être en état de livrer passage aux trains autorisés à circuler sur le réseau auquel ils appartiennent et, en outre, au train-type défini à l'article IV.

*Art. II.* — Les dimensions des différentes pièces de pont seront calculées de telle sorte que, dans la position la plus défavorable des trains désignés à l'article premier et en tenant compte de la charge permanente ainsi que des efforts accessoires tels que ceux qui peuvent être produits par les variations de température, le travail du métal, par millimètre carré de section nette, ne dépasse pas les limites suivantes :

8,50 kg. pour l'acier travaillant à l'extension, à la compression ou à la flexion ;

7,50 kg. pour l'acier dans les pièces de pont, longerons et entretoises sous rail ;

6 kilogrammes pour l'acier dans les pièces exposées à des efforts alternatifs de tension et de compression...

*Art. IV.* — Le train-type se compose de deux machines à quatre essieux, de leurs tenders et de wagons chargés. Les poids et dimen-

sions des machines, tenders et wagons sont donnés dans le tableau ci-après :

Les machines, avec leurs tenders, sont placées toutes deux en tête du train.

DÉSIGNATION	MACHINE	TENDER	WAGON chargé.
Nombre d'essieux . . . . .	4	2	3
Charge par essieu . . . . .	14 t.	12 t.	8 t.
Distance du tampon au 1 <sup>er</sup> essieu . . . . .	2,60 m.	2,20 m.	1,50 m.
Ecartement des essieux entre eux . . . . .	1,20 m.	2,50 m.	3 m.
Distance du dernier essieu au tampon d'arrière . . . . .	2,60 m.	2 m.	1,50 m.
Poids total . . . . .	56 t.	24 t.	24 t.
Longueur totale . . . . .	8,80 m.	6,50 m.	6 m.

Les dimensions des pièces qui ne font pas partie des fermes longitudinales, et notamment celles des pièces de pont, seront calculées d'après les plus grands efforts qu'elles pourront avoir à supporter, soit sous le passage du train-type, soit sous le passage d'un essieu isolé pesant 20 tonnes.

*Art. V.* — Le travail du métal sous l'influence des plus grands vents ne devra pas dépasser de 1 kilogramme les limites fixées à l'article II. On admettra que la pression du vent par mètre carré de surface verticale peut s'élever à 270 kilogrammes, mais que le passage des trains est interrompu dès qu'elle atteint 170 kilogrammes. On supposera que la pression s'exerce sur la surface nette, déduction faite des vides, de chacune des maîtresses poutres, qu'elle agit intégralement sur l'une d'elles et que sur la suivante elle est diminuée d'une fraction de sa valeur égale au rapport de la surface nette de la première à la surface totale limitée par son contour ; enfin que l'effet du vent, à l'arrière de ces deux poutres, est négligeable. Pour les piles métalliques, on supposera que la pression s'exerce intégralement sur la surface nette de toutes les pièces.

Dans l'hypothèse d'un train placé sur le pont, on comptera, pour sa force verticale nette, un rectangle de 3 mètres de hauteur ayant

la même longueur que le pont et dont le côté inférieur sera placé à 0,50 m. au-dessus du rail; on déduira de ce rectangle la surface nette de la partie de la première poutre placée en avant, et on supposera que la pression du vent est nulle sur la partie de la deuxième poutre masquée par le train.

On s'assurera que les efforts de glissement transversal et de renversement des tabliers et des piles sous l'action du vent n'atteignent pas des limites dangereuses en tenant compte des conditions spéciales dans lesquelles pourront être placés les ouvrages et en supposant que le train est composé de wagons vides.

*Art. XI.* — Les pièces les plus rapprochées de la voie ne pourront, à partir de 0,50 m. jusqu'à 4,05 m. de hauteur au-dessus du rail le plus voisin, être placées à moins de 1,50 m. de l'axe de ce rail.

PONTS DE CHEMIN DE FER A VOIE ÉTROITE. — *Art. XIII.* — Les prescriptions ci-dessus sont applicables, sauf les modifications suivantes :

Le poids par essieu des machines du train-type (art. IV) sera réduit à  $10^T \times l$ ,  $l$  étant la largeur de la voie ferrée entre rails; les dimensions des machines et les poids et dimensions des wagons seront les mêmes que pour la voie normale; les tenders auront les mêmes dimensions que les wagons chargés. Pour le calcul du travail du métal sous un essieu isolé on admettra une charge de  $14^T \times l$ .

PONTS-ROUTES. — *Art. XV.* — Les ponts qui portent des voies de terre devront être en état de livrer passage aux voitures attelées de cinq chevaux si elles sont à deux roues, de huit chevaux si elles sont à quatre roues.

*Art. XVI.* — Les dimensions des différentes pièces de pont seront calculées dans les conditions fixées à l'article II sous les surcharges définies à l'article suivant :

*Art. XVII.* — On s'assurera que le travail du métal dans chaque pièce ne dépasse pas les limites fixées à l'article II.

1° Sous l'action d'une surcharge uniformément répartie de 400 kilogrammes par mètre carré sur toute la longueur de l'ouvrage, y compris les trottoirs ;

2° Sous le passage des tombereaux à un essieu, traînés par deux chevaux et formant autant de files continues que le comporte la largeur de la chaussée. On admettra que les trottoirs sont chargés uniformément à raison de 400 kilogrammes par mètre carré et que les tombereaux et leurs attelages ont les poids et dimensions suivants :

Tombereaux.	{	Poids . . . . .	6,00 tonnes.
		Longueur (non compris les brancards).	5,00 m.
		Largeur de voie . . . . .	1,70 m.
		Largeur de chaussée occupée . . . . .	2,25 m.
Chevaux . .	{	Poids . . . . .	700,00 kilogrammes.
		Longueur (y compris les traits et brancards) . . . . .	2,50 m.

On s'assurera que le travail du métal par millimètre carré dans chaque pièce ne dépasse pas plus de 1 kilogramme les limites fixées à l'article II dans le cas où l'on substituerait à l'un des tombereaux un véhicule pesant 11 tonnes, ayant les mêmes dimensions et traîné par cinq chevaux sur une seule file, et dans le cas où ces tombereaux seraient remplacés, sur toute la surface du tablier du pont, par des chariots à deux essieux traînés par huit chevaux sur deux files, ayant les poids et dimensions suivants :

Chariots . .	{	Poids sur chaque essieu . . . . .	8,00 tonnes.
		Longueur . . . . .	6,00 m.
		Largeur de la voie . . . . .	1,70 m.
		Ecartement des essieux . . . . .	3,00 m.
		Distance du 1 <sup>er</sup> essieu à l'avant du chariot . . . . .	1,50 m.
		Distance du 2 <sup>e</sup> essieu à l'arrière du chariot . . . . .	1,50 m.
Chevaux . .	{	Largeur de chaussée occupée . . . . .	2,25 m.
		Poids . . . . .	700,00 kilogrammes.
		Longueur (y compris les traits et brancards) . . . . .	2,50 m.

*Art. XVIII.* — Les prescriptions de l'article V sont applicables aux ponts-routes. Toutefois il ne sera pas tenu compte de la présence de véhicules sur le pont.

PONTS-CANAUx. — *Art. XX.* — Les ponts-canaux devront être en état de recevoir la charge d'eau correspondant au mouillage normal augmenté de 0,30 m.

*Art. XXI.* — Le travail de l'acier par millimètre carré ne dépassera pas 41,50 kg.

*Art. XXII.* — Pour la pression du vent, on tiendra compte de la présence de la bache et de celle des bateaux sur l'ouvrage, avec une pression de 270 kilogrammes par mètre carré de surface verticale ; la surface des bateaux exposée aux vent sera comptée comme un rectangle ayant 1,50 m. de hauteur au-dessus de la bache et même longueur que le pont.

**Taux de travail des matériaux, moments fléchissants et réactions d'appui.** — Le tableau suivant (n° 62) donne les taux de travail applicables aux pièces des ponts en béton armé ; les valeurs (obtenues par l'interprétation des deux Circulaires de 1891 et 1906) sont les limites à ne pas dépasser sous l'action de la totalité des charges, y compris les efforts secondaires, tels que ceux dus aux variations de température et à la poussée du vent. — R est le taux de travail limite permis par la Circulaire de 1906, pour l'acier à l'extension moitié de la limite apparente d'élasticité, pour le béton en compression 0,28 de la résistance à l'écrasement à quatre-vingt-dix jours.

TABLEAU N° 62

DÉSIGNATION DES PIÈCES	TAUX de travail limité.
Ponts de chemin de fer :	
Hourdis ne supportant pas les rails. . . . .	R
Longerons ou pièces placées sous les rails. . . . .	0,8 R à 0,88 R
Membrures de poutres principales soumises à des efforts de compression ou de tension . . . . .	0,88 R à R
Membrures soumises à des efforts très variables, alternativement compression et tension. . . . .	0,75 R à 0,88 R
Ponts-routes chargés de tombereaux de 6 tonnes :	
Hourdis . . . . .	0,8 R à 0,88 R
Poutrelles et poutres . . . . .	0,88 R à R
Ponts-routes chargés de tombereaux de 11 tonnes et de chariots de 16 tonnes :	
Hourdis . . . . .	0,88 R à R
Poutrelles et poutres . . . . .	R

Les deux tableaux suivants (nos 63 et 64) donnent les moments fléchissants et les réactions d'appui résultant des charges roulantes placées dans leur position la plus défavorable sur une poutre de pont. Dans le tableau n° 64 on suppose que la poutre porte *la moitié* du train-type imposé par la Circulaire pour les ponts de chemin de fer à voie normale. Dans le tableau n° 63 on suppose que la poutre porte *la totalité* des convois définis par la Circulaire pour les ponts-routes.

TABLEAU N° 63

Moments fléchissants et réactions sur les appuis produits par les charges roulantes sur une poutre de pont-route.

(La poutre est supposée portant la totalité des convois.)

PORTÉE	TOMBÉREAUX DE 6 TONNES		TOMBÉREAUX DE 11 TONNES		CHARIOTS DE 16 TONNES	
	Moments.	Réactions.	Moments.	Réactions.	Moments.	Réactions.
	kgm.	kg.	kgm.	kg.	kgm.	kg.
5	7 500	6 343	13 750	11 315	10 000	11 200
6	9 175	6 467	16 675	11 467	13 500	12 058
7	11 025	6 600	19 775	11 600	17 358	12 821
8	12 875	6 700	22 875	11 700	21 604	13 394
9	14 725	7 444	25 975	12 444	25 873	13 956
10	16 575	8 040	29 075	13 040	30 158	14 440
12	20 800	9 005	35 800	14 006	39 423	15 313
14	25 200	9 771	42 700	14 771	49 459	16 086
16	32 032	10 400	51 419	15 400	59 759	16 775
18	40 000	11 556	61 166	16 556	70 955	18 200
20	50 400	12 524	71 405	17 524	82 427	19 740
22	60 975	13 364	81 870	18 364	94 593	21 380
24	72 075	14 100	92 614	19 100	107 475	22 848
26	83 175	15 185	103 759	20 185	120 588	24 185
28	94 800	16 860	115 054	21 860	138 840	25 405
30	106 600	17 013	128 600	22 013	156 145	26 533
32	120 832	17 800	142 808	22 800	179 412	27 575
34	136 200	18 847	157 231	23 847	200 970	28 965
36	154 000	19 802	174 856	24 802	224 542	30 422
38	171 975	20 684	192 827	25 684	250 476	31 946
40	190 475	21 500	211 158	26 500	280 479	33 379



TABLEAU N° 64

Moments fléchissants et réactions sur les appuis produits par les charges roulantes sur une poutre de pont de chemin de fer (voie normale).

(La poutre est supposée portant la moitié d'un convoi.)

PORTÉE	CHARGE uniforme correspondant à la charge mobile.	NOMBRE de roues produisant le moment.	NUMÉRO DE LA ROUE correspondant au moment fléchissant maximum et distance de cette roue à droite ou à gauche de l'axe de la travée.			MOMENT fléchissant maximum sur une poutre.	RÉACTION maximum sur les appuis.
				m.			
5	7 168	4	2 <sup>e</sup> roue	0,300	gauche	18 704	17 920
6	6 533	4	2 —	0,300	—	25 620	19 600
7	5 943	4	2 —	0,300	—	32 560	20 800
8	5 425	4	2 —	0,300	—	39 515	21 700
9	5 096	4	2 —	0,300	—	46 480	22 933
10	4 808	4	2 —	0,300	—	53 452	24 040
11	4 565	4	2 —	0,300	—	60 429	25 109
12	4 392	5	3 —	0,2647	—	67 998	26 350
13	4 215	5	3 —	0,2647	—	76 483	27 400
14	4 043	6	5 —	0,300	—	85 057	28 300
15	3 877	6	5 —	0,300	—	95 040	29 080
16	3 759	6	5 —	0,300	—	105 025	30 070
17	3 678	7	5 —	0,2804	droite	115 612	31 270
18	3 628	7	5 —	0,2804	—	127 100	32 650
19	3 597	8	5 —	0,300	gauche	138 646	34 179
20	3 587	8	5 —	0,300	—	151 634	35 870
21	3 561	8	5 —	0,300	—	164 622	37 400
22	3 526	8	5 —	0,300	—	177 613	38 791
23	3 490	8	5 —	0,800	—	190 603	40 060
24	3 452	8	5 —	0,300	—	203 595	41 433
25	3 418	8	5 —	0,300	—	216 587	42 736
26	3 379	9	5 —	0,500	—	230 319	43 938
27	3 348	10	5 —	1,195	droite	245 895	45 200

Dimensions réglementaires. — PONTS DE CHEMIN DE FER AU-DESSUS DE ROUTES. — Voies normales.

Largeur entre parapets .	{	Voie unique. . . . .	4,50 m.
		Double voie. . . . .	8,00 m.
Ecartement d'axe en axe des rails. . . . .	{	De la même voie . . . . .	1,51 m.
		De 2 voies voisines. . . . .	2,00 m.
Hauteur libre. . . . .	{	Ouvrage voûté sous clef . . . . .	5,00 m.
		Poutres droites . . . . .	4,50 m.

Ouverture . . . . .	{	Routes nationales . . . . .	8,00 m.
		Routes départementales . . . . .	7,00 m.
		Chemins de grande communication . . . . .	5,00 m.
		Chemins vicinaux . . . . .	4,00 m.

Les dimensions de l'ouverture ne sont pas absolues ; elles peuvent varier pour les ouvrages spéciaux.

*Voie de 1 mètre.* — La largeur entre parapets varie de 3,50 à 4 mètres.

PONTS-ROUTES AU-DESSUS DE CHEMINS DE FER. — *Voies normales.*

Ouverture minimum entre culées :	{	à voie unique. . . . .	4,50 m.
		à double voie. . . . .	8,00 m.
Hauteur libre au-dessus du rail extérieur de chaque voie.			4,80 m.

*Voies de 1 mètre.*

Ouverture entre culées. . . . .	3,90 à 4,00 m.
Hauteur libre au-dessus du rail. . . . .	4,30 m.

## CHAPITRE PREMIER

### PONTS A TRAVÉES DROITES

---

#### CLASSIFICATION

**Disposition du tablier.** — Les ponts à poutres droites s'emploient lorsque la portée est inférieure à 25 ou 30 mètres. Passé cette portée, la hauteur nécessaire pour les poutres principales est souvent un obstacle à leur emploi et leur poids mort est si élevé que le prix en devient prohibitif.

Pour les ponts au-dessus de 6 mètres de portée, on peut employer, suivant les cas, un tablier à poutres droites ou un tablier constitué par une voûte. Dans le premier procédé le tablier est d'un prix plus élevé que dans le deuxième, mais les culées sont construites plus économiquement puisqu'elles ont à supporter des efforts verticaux seulement et non pas des efforts obliques comme dans le second cas. Le choix de l'un ou l'autre type dépend entièrement des conditions d'établissement de l'ouvrage.

Jusqu'à 3 ou 4 mètres de portée, le tablier est constitué par une simple dalle (fig. 255) ou par un hourdis nervuré (fig. 256), suivant l'importance des charges à porter, le choix étant déterminé par les considérations d'utilisation et d'économie. Dans le pont à hourdis mince nervuré, chacune des poutres doit pouvoir porter les charges concentrées dans leur position la plus défavorable; la presque totalité de la charge d'une file de roues est ainsi portée par chacune des poutres très rapprochées, ce qui augmente considérablement le prix du tablier.

Lorsque le hourdis comporte, en plus de l'armature principale,

une armature orthogonale de section au moins égale à la moitié de la section de la première, la répartition d'une charge isolée sur le hourdis se fait de la façon suivante d'après la Circulaire ministérielle de 1906 : la charge isolée est remplacée par une charge uniforme de même valeur, répartie sur un rectangle ayant cette charge

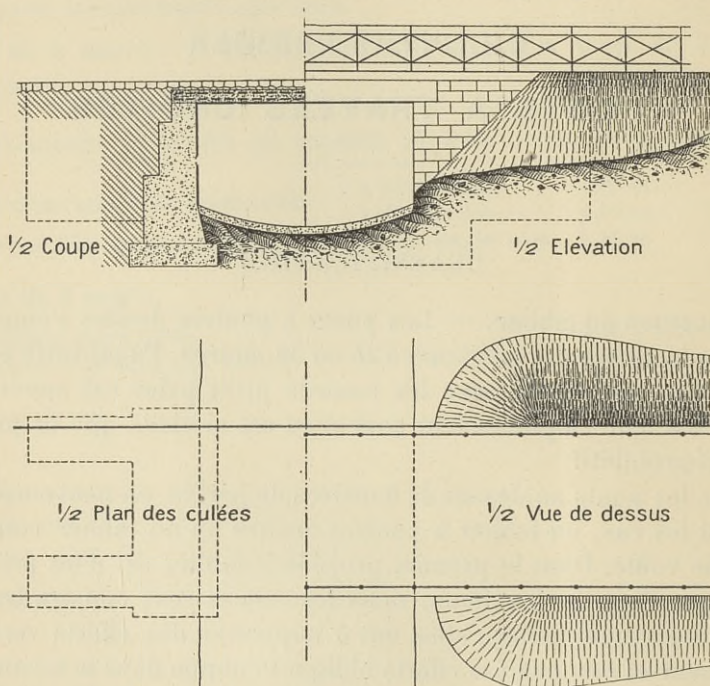


Fig. 255. — Ponceau avec tablier formé d'une dalle ; culées et murs en aile en gros béton.

pour centre (fig. 257) ; ses côtés parallèles aux nervures sont écartés de la distance  $e$ , égale à la somme des épaisseurs du hourdis, du remblai et de la chaussée s'il y a lieu ; ses côtés perpendiculaires aux nervures sont écartés de la distance  $e + \frac{l}{3}$ ,  $l$  étant l'écartement des nervures ; la charge ainsi répartie, on suppose qu'elle est portée par une bande de hourdis de largeur  $e + \frac{l}{3}$ , sans le concours des parties adjacentes. Pour les travaux qui ne sont pas régis par cette Circulaire, certains constructeurs admettent que le rectangle inté-

ressé par la charge isolée a comme surface  $2e \times \left(2e + \frac{l}{3}\right)$ , ce qui revient à dire que la charge se répartit à travers la chaussée et le hourdis suivant un angle de 45° avec l'horizontale ; cette hypothèse est très défendable.

Pour l'économie du travail, la portée du hourdis varie entre 1,20

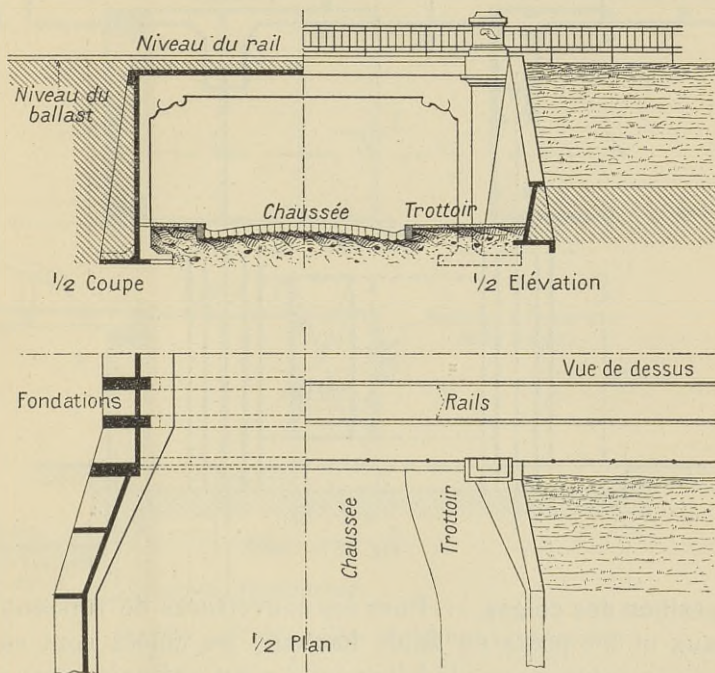


Fig. 256. — Pont avec tablier nervuré; culées et murs en aile en ciment armé.

et 1,75 m. dans les ponts-routes ; les poutres sont placées directement en dessous des rails pour les ponts de chemin de fer.

Jusqu'à 10 mètres de portée la disposition la plus économique est d'avoir des poutres longitudinales seulement (fig. 256), reportant directement la charge sur les culées. Au-dessus de cette portée il y a souvent avantage à employer des poutres transversales s'appuyant sur des poutres longitudinales écartées de 3 ou 4 mètres. Lorsque la portée est très grande on emploie deux poutres principales seulement ; ce sont les deux poutres de rive auxquelles on peut donner

de la hauteur en les construisant en saillie au-dessus des trottoirs de façon à ce qu'elles forment les parapets.

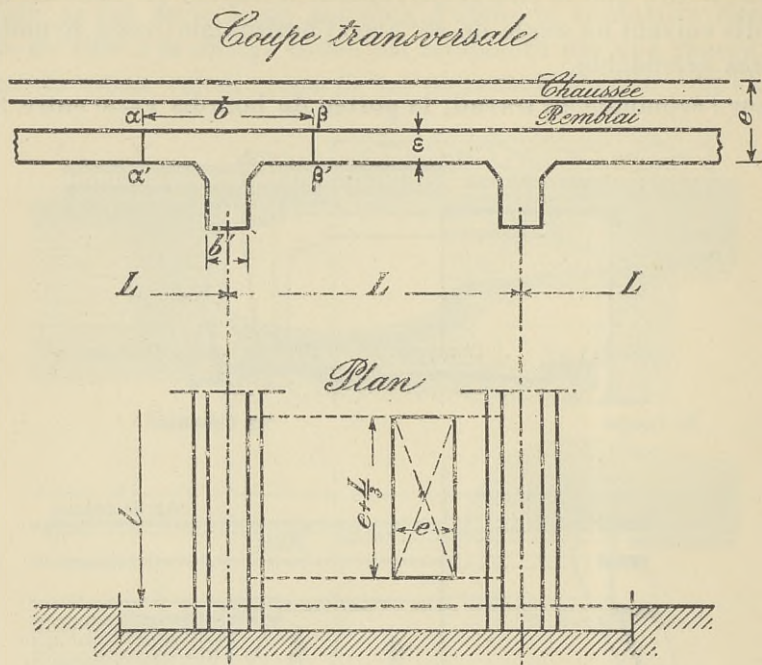


Fig. 237.

**Disposition des culées.** — Pour les couvertures de ruisseaux, les ponceaux et les ponts de faible hauteur, les culées sont en gros béton ou en maçonnerie ; le béton armé n'est ordinairement économique que pour les culées de hauteur supérieure à 2,5 ou 3 mètres du niveau des fondations au tablier. Pour résister à la poussée des terres à l'arrière, la culée en béton armé est considérée comme un plancher prenant appui, d'une part sur le tablier, d'autre part sur le sol à l'avant des fondations. La largeur de la semelle d'appui et la pression unitaire sur le sol sont de ce fait considérablement réduites.

Pour retenir le talus du remblai ou pour empêcher le remblai lui-même de fermer le débouché du pont, on construit des murs en ailes appropriés ; si ces murs sont placés dans le prolongement du pont, sous les parapets, ils continuent les tympans et sont formés des

mêmes matériaux (fig. 255); s'ils font un angle quelconque (au plus 90°) avec la ligne des parapets (fig. 256) on les construit en béton armé ou en maçonnerie et on les calcule comme des murs de soutènement.

Lorsque le pont est au-dessus d'une rivière et que le bon sol de

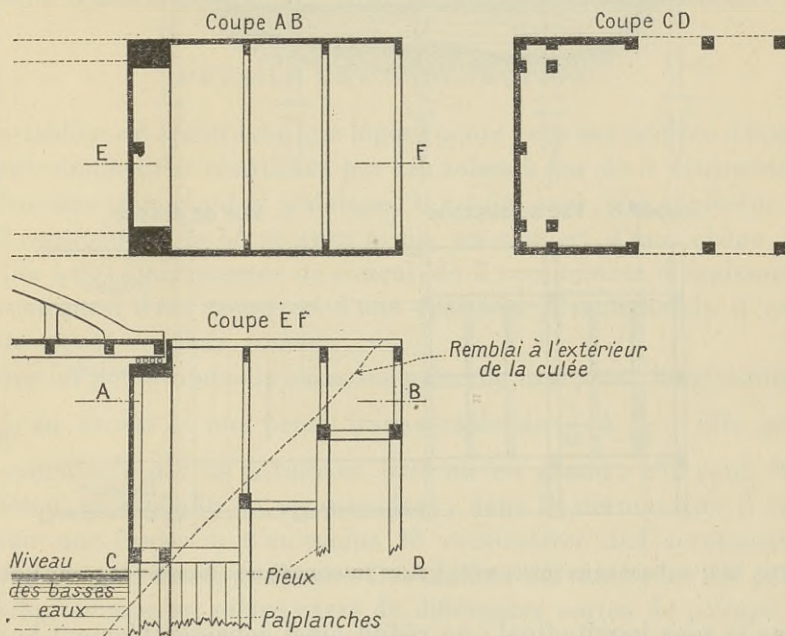


Fig. 258. — Culée fondée sur pieux et palplanches.

fondations ne peut être atteint qu'à l'aide de travaux provisoires, tels que batardeaux ou caissons à air comprimé, il y a avantage à constituer les culées de pieux et palplanches. On bat des pieux en groupes sous les appuis des poutres principales, et entre ces groupes on bat des palplanches formant un rideau continu (fig. 258). Pieux et palplanches peuvent monter jusqu'au tablier ou bien s'arrêter au niveau des eaux, la partie supérieure étant construite sur place; elle est formée d'un hourdis nervuré et renforcé par des colonnes qui transmettent la charge des poutres principales aux pieux.

Lorsqu'on peut battre des pieux en pleine rivière, on forme des palées intermédiaires économiques à l'aide de files de pieux écartés de

2 à 3 mètres dans le sens transversal du pont et de 4 à 6 mètres

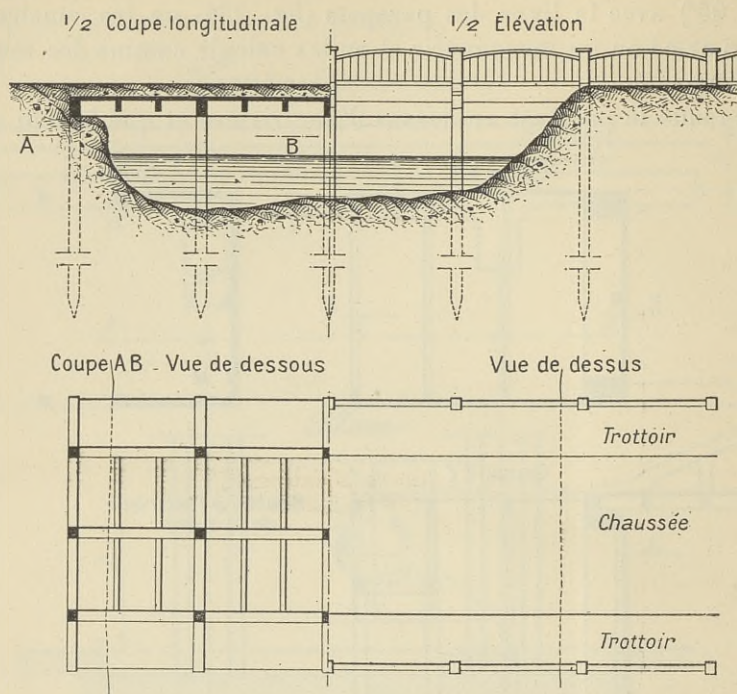


Fig. 259. — Pont sans culées avec palées intermédiaires formées de pieux isolés.

dans le sens longitudinal; on réduit ainsi considérablement le prix

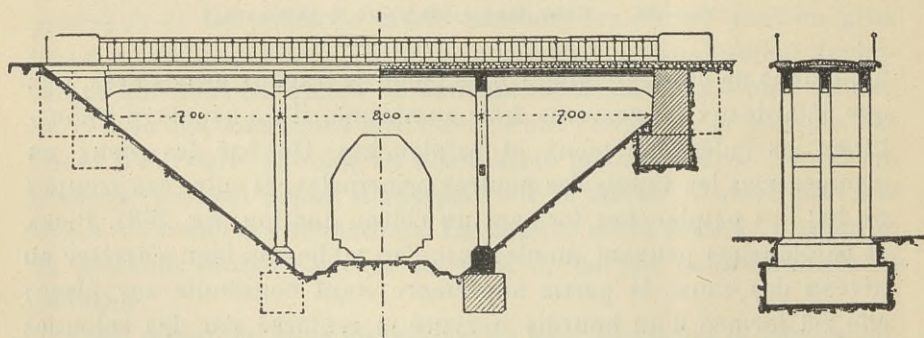


Fig. 260. — Pont à culées très réduites, au-dessus d'une voie de chemin de fer.

du tablier et très souvent le prix total de l'ouvrage (fig. 259).



On diminue aussi l'importance des culées et on supprime les murs de soutènement en arrêtant le remblai de façon à ce qu'il prenne son talus naturel de chaque côté du passage inférieur. Le tablier du pont est allongé pour atteindre les extrémités du remblai ; il repose sur deux piles placées au pied du talus et sur deux culées construites de façon à affleurer la partie haute du remblai. Voir figure 260.

### DÉTAILS DE CONSTRUCTION

Le tablier est établi avec une légère pente vers des orifices d'écoulement simplement constitués par des tubes à gaz de 5 centimètres de diamètre traversant le platelage. Il est fini avec une épaisseur de 3 à 5 centimètres de béton gras et fin, ou couvert d'une chape, en mortier à 600 kilogrammes de ciment, de 2 centimètres d'épaisseur ; souvent aussi il est recouvert d'une épaisseur d'asphalte de 2 centimètres posé en deux couches.

Pour les ponts-routes la chaussée présente une pente longitudinale de  $\frac{1}{80}$  au moins et une pente transversale de  $\frac{1}{25}$  à  $\frac{1}{40}$ . Elle peut être constituée par un pavage en bois ou en granit ; elle peut être en béton, en asphalte ou en macadam ; dans le dernier cas il faut prévoir une épaisseur d'au moins 25 centimètres aux accotements pour avoir une bonne chaussée. Les chiffres suivants sont les poids en kilogrammes au mètre carré de différentes sortes de pavage, la fondation non comprise :

Pavage en bois . . . . .	130 kilogrammes.
— en granit . . . . .	300 —
— en béton de 15 centimètres d'épaisseur .	300 —
Asphalte de 4 à 5 centimètres d'épaisseur . . .	80 —

Les passerelles pour piétons et les trottoirs sont finis en béton de granit ou recouverts d'une couche d'asphalte ou d'un dallage en ciment. La bordure des trottoirs est formée de pierres dures de 20 à 30 centimètres de largeur, 50 à 60 centimètres de longueur, taillées sur face et sur dessus et posées au mortier de ciment ; elle peut aussi être faite en béton riche protégé par une cornière de 70 millimètres qui est fixée par des pattes de scellement écartées de 80 centimètres et noyées dans le béton.

Rarement les ponts de chemin de fer reçoivent directement les traverses ou les longerons sans une épaisseur intermédiaire de ballast de 15 à 25 centimètres ; par suite des vibrations des rails les boulons de scellement que l'on peut employer pour fixer les traverses directement sur le platelage se déchaussent du béton assez rapidement.

Les variations de température auxquelles sont soumis les ouvrages sont comparativement faibles, vu le défaut de conductibilité du béton ; l'écart moyen entre les températures d'hiver et d'été est d'environ 35° pour le nord de la France, de 40° à 45° pour le Midi. En général on ne prend aucune précaution contre ces variations de température pour les ponts de faible portée ; pour les ponts de grande longueur on prévoit des joints de dilatation écartés de 25 à 40 mètres. On n'emploie guère de chariots de dilatation ; on se contente d'une surface de friction constituée par deux plaques de tôle ou même deux cartons épais. Le joint est placé de préférence au-dessus d'une pile pour éviter les difficultés de construction et les porte à faux. Les poutres principales des ponts d'une seule portée reposent directement sur les culées en maçonnerie, ou bien par l'intermédiaire d'un sommier en béton armé qui sert à les entretoiser et à répartir les charges. (Pour le taux de travail des maçonneries, voir Bâtiments, constructions mixtes, page 336.)

Les parapets en béton armé sont calculés comme des porte à faux fixés sur le platelage et prévus pour résister à un effort horizontal de 150 kilogrammes par mètre courant, appliqué à la partie supérieure et tendant à les renverser vers l'extérieur ; de plus ils doivent pouvoir résister aux efforts dus à la poussée du vent. Lorsqu'ils sont constitués par un rideau plein, moulé sur place, ils sont armés d'un double quadrillage de ronds ou d'une toile métallique sur chaque face ; quand ils sont évidés, ils sont de préférence moulés à l'avance en panneaux d'un poids maniable. Les panneaux sont fixés et scellés entre des montants coulés sur place ; la main-courante est aussi coulée sur place et assure la fixité des panneaux.

### CALCUL DES PILES

Pour les culées et les murs en ailes, voir le chapitre des murs de soutènement.

Les piles de ponts et de viaducs sont constituées d'éléments dont l'ensemble tend à se déformer sous l'action des charges verticales dues au poids de l'ouvrage et des efforts horizontaux dus à la poussée du vent. Pour la pression du vent sur les ouvrages soumis au contrôle de l'Administration des Ponts et Chaussées, voir le paragraphe précédent page 370. Il est reconnu que le vent qui produit une pression de 270 kilogrammes au mètre carré est un vent de grand ouragan qui souffle très rarement et intéresse plus rarement encore toutes les parties d'un ouvrage en même temps. Il semble donc que l'on puisse calculer la stabilité des piles au renversement sous les poussées de 270 kilogrammes et 170 kilogrammes au mètre carré et calculer les efforts dans les éléments avec des poussées de 180 kilogrammes et 115 kilogrammes seulement, c'est-à-dire les précédentes réduites aux  $\frac{2}{3}$  environ.

C'est généralement le vent de 170 kilogrammes au mètre carré agissant sur l'ensemble des piles, du pont et d'un train composé de wagons vides placés sur le pont, qui est le plus dangereux pour la stabilité de l'ouvrage. On commencera donc par étudier les conditions de stabilité sous la poussée due à ce vent et on vérifiera ensuite l'ouvrage sous la poussée du vent de 270 kilogrammes au mètre carré.

La résistance au glissement est la plus aisée à satisfaire, mais pour s'opposer au renversement, il y a souvent lieu de prévoir de larges empattements aux piles et des fondations coûteuses. Lorsqu'on peut le faire, on considère le tablier comme une poutre horizontale, fixée dans les culées et opposant toute son inertie au moment de flexion due à la poussée du vent. Des précautions spéciales doivent évidemment être prises pour assurer la fixité du tablier malgré les joints ou les chariots de dilatation.

Les piles doivent aussi être prévues pour résister aux efforts transmis au tablier par le freinage brusque des trains de chemin de fer, lorsque les extrémités de ce tablier ne sont pas fixes.

Quelquefois il est bon de construire des piles articulées à leur base : on permet ainsi plus de mouvement au tablier sous l'effet des variations de température et on évite les efforts secondaires qui se produisent invariablement à la jonction des poteaux et du tablier,

lorsqu'on a prévu celui-ci avec des joints de dilatation et les piles intermédiaires encastrées à leur base.

Les efforts dans les éléments des piles sont des efforts de compression, d'extension et de flexion ; leur valeur approchée est donnée dans les quelques types de piles qui suivent ; pour déterminer leur valeur exacte il faut tenir compte du moment d'inertie des différentes pièces et de leur déformation, ce qui se fait seulement dans les ouvrages très importants à cause de la complexité des calculs.

**Ouvrages avec deux montants et deux entretoises.** — a) Deux pièces

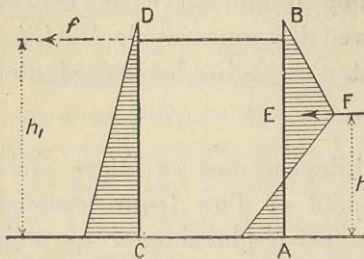


Fig. 261.

AB et CD de même résistance sont encastrées à leur base et reliées à la partie supérieure par une entretoise BD (non fixée sur AB et CD) (fig. 261).

On exerce sur la pièce AB une poussée F. L'entretoise BD va transmettre à la pièce CD une force  $f$  et les deux pièces vont fléchir en même temps. Dans la plupart des cas, on peut considérer que les

rayons de courbure des fibres neutres sont identiques aux points A et C pour les deux montants et que chacun de ceux-ci a pour moment d'encastrement à sa base la moitié du moment de renversement  $Fh$ .

La force F est donc telle que  $fh_1 = \frac{Fh}{2}$ . Les moments en A et C =

$\frac{Fh}{2}$ . Le moment en E =  $f(h_1 - h)$ . Les pièces AB et CD ne subissent

aucune charge verticale due au moment de renversement.

b) Les pièces AB et CD (fig. 262) sont fixées sur l'entretoise BD qui est rigide. L'ensemble tend à se déformer suivant le croquis dans lequel les moments sont représentés par les hachures des diagrammes ; ils sont égaux à chacune des extrémités des montants et des entretoises à  $\frac{Fh}{4}$ , à condition que les pièces AB et CD d'une part,

les pièces AC, BD, d'autre part, aient mêmes moments d'inertie. Dans ce cas, le moment de renversement  $Fh$  est annulé par un couple de forces verticales C et T telles que  $Cl = Tl = Fh$ .

c) Si on a un système composé de deux montants verticaux AB, CD

chargés de charges directes  $P_1$  et  $P_2$ , articulés à la base et entretoisés à la partie supérieure par une traverse rigide BD, les moments d'encastrement se produisent en B et D sur les montants et sur les traverses. La valeur de ce moment d'encastrement est  $M = \frac{Fh}{2}$ . On a encore  $C_l = Tl = Fh$ .

Compression totale dans  $AB = P_1 - T$ , dans  $CD = P_2 + C$  (fig. 263).

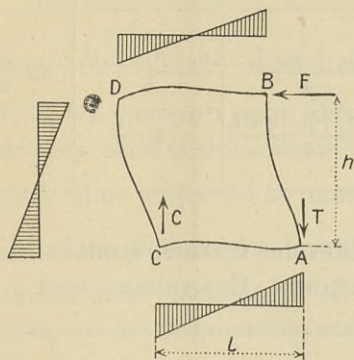


Fig. 262.

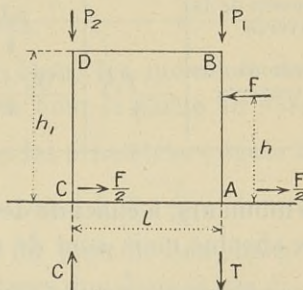


Fig. 263.

**Ouvrages à plusieurs traverses.** — *a) Montants libres à la base.* — Dans le cas où il y a plusieurs entretoises horizontales, où les montants verticaux sont libres à leur base, mais sont assez rigides pour ne pas fléchir entre les joints, le moment d'encastrement d'une traverse sur un montant est égal au moment de renversement du système divisé par le nombre de joints, quel que soit le nombre des traverses et leur position, et la façon dont sont appliquées les charges verticales.

*b) Dans le cas où les montants sont encastrés à leur base et que la rigidité des montants et traverses est à peu près la même (c'est-à-dire que la résistance des pièces sera sensiblement proportionnelle aux efforts à supporter), on obtient une répartition des efforts un peu plus complexe. Soit un système*

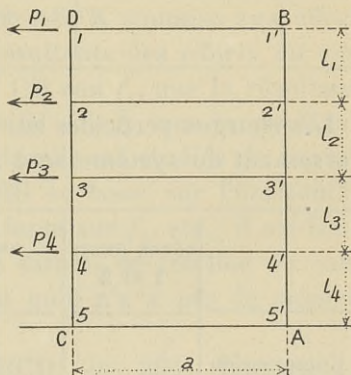


Fig. 264.

dont les traverses sont écartées de  $l_1, l_2, l_3, l_4$  (fig. 264), les forces agissant aux joints étant  $p_1, p_2, p_3, p_4$ . Le moment est le même dans chacun des poteaux. Pour chacun des poteaux on a comme moment :

	JOINT 1	JOINT 2	JOINT 3	JOINT 4	JOINT 5
Au-dessus de la traverse. . . . .		$\frac{p_1 l_1}{4}$	$\frac{(p_1 + p_2) l_2}{4}$	$\frac{(p_1 + p_2 + p_3) l_3}{4}$	$\Sigma p \frac{l_i}{4}$
En dessous de la traverse . . . . .	$-\frac{p_1 l_1}{4}$	$-\frac{(p_1 + p_2) l_2}{4}$	$-\frac{(p_1 + p_2 + p_3) l_3}{4}$	$-\Sigma p \frac{l_i}{4}$	

Les moments, à chacune des extrémités des traverses, ont la même valeur absolue mais sont de signe contraire. Ces valeurs sont :

JOINT 1	JOINT 2	JOINT 3	JOINT 4	JOINT 5
$\frac{p_1 l_1}{4}$	$p_1 \frac{l_1}{4} + (p_1 + p_2) \frac{l_2}{4}$	$(p_1 + p_2) \frac{l_2}{4}$ $+ (p_1 + p_2 + p_3) \frac{l_3}{4}$	$(p_1 + p_2 + p_3) \frac{l_3}{4} + \Sigma p \frac{l_i}{4}$	$\Sigma p \frac{l_i}{4}$

Les charges verticales sur les montants dues au moment de renversement du système sont :

	ENTRE JOINTS 1 ET 2	ENTRE JOINTS 2 ET 3	ENTRE JOINTS 3 ET 4	ENTRE JOINTS 4 ET 5
Compression dans CD = Tension dans AB . . . . .	$C_1 = p_1 \frac{l_1}{a}$	$C_2 = C_1 + (p_1 + p_2) \frac{l_2}{a}$	$C_3 = C_2 + (p_1 + p_2 + p_3) \frac{l_3}{a}$	$C_4 = C_3 + \Sigma p \frac{l_i}{a}$

Les efforts de traction directe dans les brins horizontaux sont :

JOINT 1	JOINT 2	JOINT 3	JOINT 4	JOINT 5
$\frac{p_1}{2}$	$\frac{p_1 + p_2}{2}$	$\frac{p_1 + p_2 + p_3}{2}$	$\frac{\Sigma p}{2}$	$\frac{\Sigma p}{2}$

c) Si les montants sont libres à leur base, les moments dans les montants et les entretoises ne varient pas pour la partie au-dessus du joint 4. Mais au joint 4 le moment dans les arbalétriers égale  $\Sigma p \frac{l_4}{2}$  et le moment dans les entretoises est égal à  $\Sigma p \frac{l_4}{2}$ , diminué du moment dans l'arbalétrier en dessous du joint 3. Les charges verticales sur les arbalétriers sont les mêmes que dans le cas b.

**Piles à arbalétriers inclinés.** — En pratique, les arbalétriers des piles sont légèrement inclinés et les efforts dans les membrures sous l'action de la poussée du vent sont moindres que si les arbalétriers étaient verticaux.

Considérons en effet une pile telle que AEFK soumise aux efforts du vent (fig. 265). Supposons que la résultante des efforts du vent sur l'ouvrage au-dessus de la traverse CH soit  $f_1$ , que la résultante des efforts sur l'ensemble au-dessus de BI soit  $f_2$ , que la résultante des efforts sur toute la pile soit  $f_3$ . Si la pile est étudiée de façon à ce que la rencontre des brins CD et HG se fasse sur l'horizontale de  $f_1$ ; que la rencontre de BC et IH se fasse sur  $f_2$ , etc., il est facile de voir qu'il n'y a plus que des efforts directs de traction ou compression dans toutes les membrures et qu'il n'y a pas de moment d'encastrement aux joints.

Considérons d'autre part la pile ABCD (fig. 266). Lorsque les efforts dans les membrures sous l'action des poussées du vent ont été déterminées, il faut trouver les efforts dus aux charges verticales.

La charge  $P_1$  est prise par l'arbalétrier BA, qui reçoit de cette charge une compression directe axiale  $= \frac{P_1}{\cos \alpha}$ .

Cette même charge ne donne pas de moment fléchissant aux joints, mais donne dans BC des efforts de compression, dans AD des efforts de tension, respectivement égaux à  $P_1 \operatorname{tg} \alpha$ .

Si  $P_1 = P_2$  ce qui est de beaucoup le cas le plus général, on a évidemment équilibre de la structure sous les efforts verticaux, sans encastrement aux joints. Si  $P_1$  est différent de  $P_2$ , on voit qu'il faut calculer l'ouvrage avec un moment égal à la différence des moments des 2 forces  $P_1$  et  $P_2$ , par rapport à l'axe de symétrie vertical.

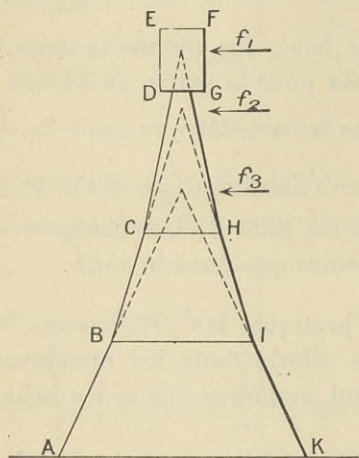


Fig. 265. — Pile à arbalétriers inclinés.

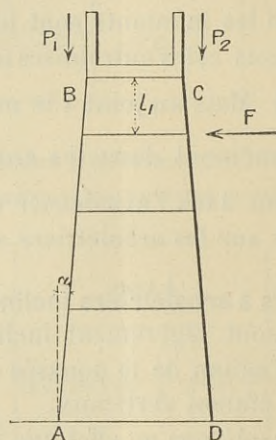


Fig. 266.

Lorsque les efforts deviennent complexes à déterminer, il y a prudence à prévoir des entretoises obliques et à calculer la structure en conséquence, en considérant les moments d'encastrement aux joints comme nuls.

### EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

La figure 267 donne la coupe transversale et la figure 268 la même coupe avec les détails d'armature d'un pont construit en système Hennebique sous la surveillance de l'autorité militaire de Lyon. Sa longueur totale est de 30 mètres et sa hauteur de 5,80 m. à 7,20 m. Il est calculé pour une surcharge de 6000 kilogrammes au mètre carré; les poutres principales ont 10 mètres de portée; les poutres



secondaires sont écartées de 3,33 m. et le hourdis est armé en quadrillage.

Un pont-route, avec fondations sur pieux, exécuté près de Bristol (Angleterre), au-dessus de lignes de chemin de fer, est illustré figure 269.

Un ouvrage important, également en système Hennebique, et décrit dans la revue *Ferro-Concrete*, dont les passages et figures suivantes sont extraits, est un pont sur la rivière Suir à Waterford (Irlande). L'emploi du béton armé a permis de réaliser dans ce cas particulier une économie d'environ 1250000 francs sur un projet en acier présenté quelques années auparavant; le prix d'ensemble du travail étant de 1600000 francs dont seulement un tiers environ

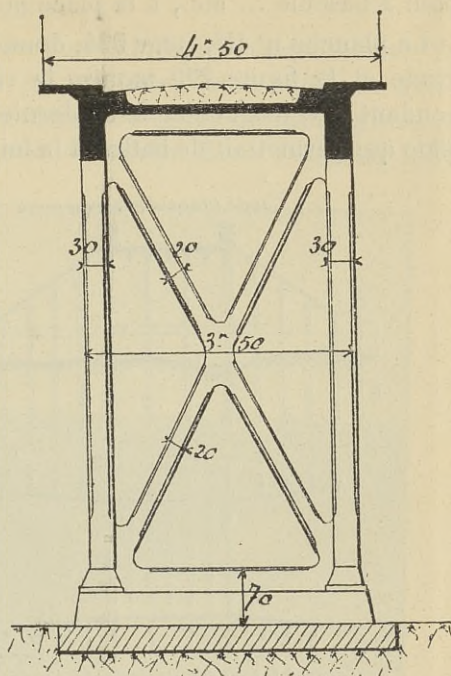


Fig. 267. — Élévation d'une pile.

pour le ciment armé; le travail comprenait : la construction d'un pont provisoire en bois, la démolition du pont alors existant, la

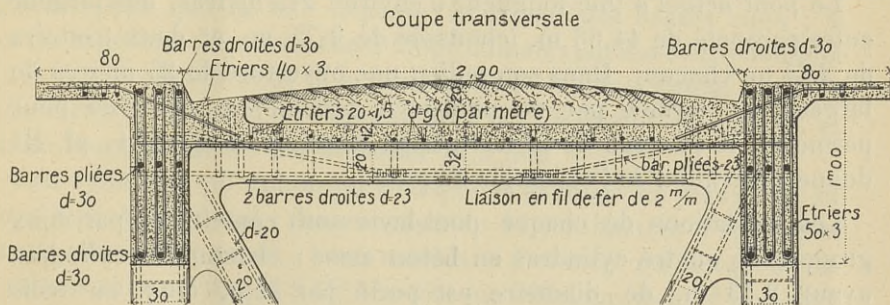


Fig. 263. — Détails d'armature du tablier.

construction du nouveau pont avec toutes ses dépendances :

chaussées, parapet, éclairage, force motrice pour l'ouverture du pont à bascule..., etc., à la place même du vieux pont.

La planche n° III, page 594, donne les détails principaux de l'ouvrage et la figure 270 montre le vieux pont et le pont provisoire pendant la construction de ce dernier. A remarquer la sonnette spéciale qui permettait de battre à la fois les trois pieux d'une pile.

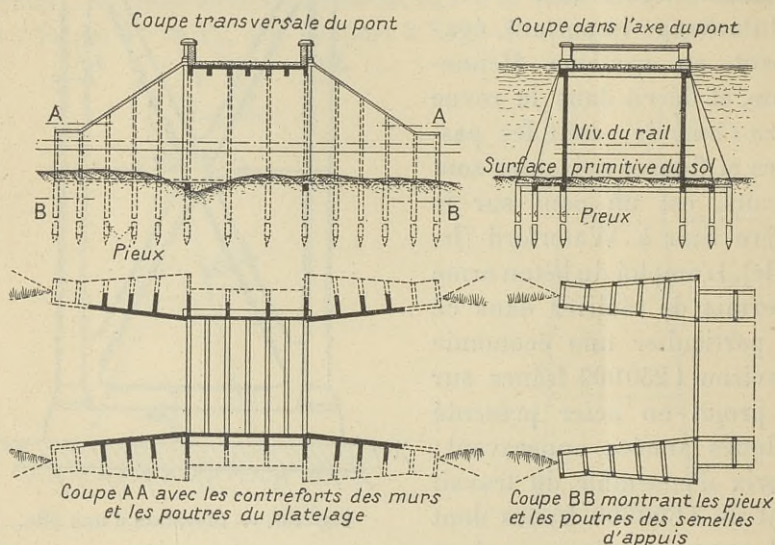


Fig. 269. — Pont-route avec culées et murs en aile entièrement en béton armé.

Le pont actuel a une longueur d'environ 215 mètres, une largeur entre parapets de 14,63 m. (chaussée de 9,75 m. et deux trottoirs de 2,44 m. chacun). Dans son milieu une ouverture de 25 mètres de largeur, et fermée par un pont-levis double, est réservée pour permettre le passage de la navigation fluviale; la figure 1, pl. III donne l'élévation de l'ensemble du pont.

Les fondations de chaque pont-levis sont constituées par deux groupes de quatre cylindres en béton armé; chacun des cylindres ayant 2,13 m. de diamètre est porté par sept, cinq ou trois pieux suivant la charge qui lui est imposée. Les parties du pont reliant l'ouverture centrale à chacune des deux rives sont constituées par six travées d'environ 14,13 m. de portée et fondées sur des groupes de

quatre cylindres ; ceux-ci ayant 1,67 m. de diamètre sont portés chacun par trois pieux (fig. 2 et 3).

Les pieux en béton armé, de section carrée de 40 centimètres de côté, de 20 mètres de longueur en moyenne, sont enfoncés d'environ 10 mètres dans le lit de la rivière composé de sable, gravier, argile, et pénètrent dans un banc de roche. Leur longueur était



Fig. 270. — Construction du pont provisoire en bois.

prévue pour que la tête dépasse le niveau des basses eaux : la partie supérieure des armatures longitudinales put donc être dénudée du béton et ancrée dans la superstructure. L'enfoncement sous les dix derniers coups d'un mouton de 2,5 t., tombant de 1,25 m. en chute libre, ne devait pas dépasser 12,5 mm.

Les cylindres qui entourent chacun des groupes de pieux ont été constitués comme suit : des anneaux de 10 centimètres d'épaisseur, armés de petits ronds, sont moulés à l'avance en longueur de 2 mètres environ (fig. 13 à 15). Le tronçon inférieur, muni d'un sabot, est suspendu par trois élingues à une grue ; on empile sur celui-ci, et les uns sur les autres, les autres tronçons, avec des joints au mortier de ciment ; on descend alors le tout et on le charge jusqu'à

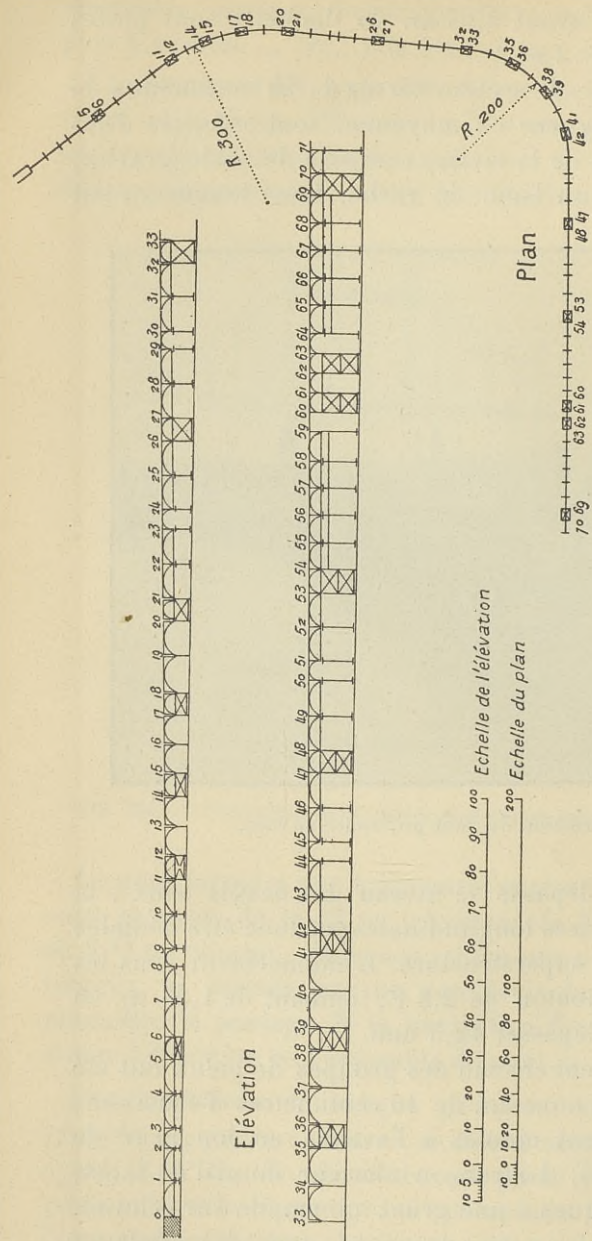


Fig. 271. — Viaduc à Copenhague.

ce que le sabot inférieur ait pénétré dans le lit de la rivière de 2 mètres pour les petits cylindres, de 3 mètres pour les grands; car à raison du remous causé par le passage des navires on peut craindre sous ceux-ci un affouillement plus considérable du lit. Lorsque le cylindre creux formé des sections annulaires est en place avec son niveau supérieur émergeant de l'eau, on pompe la boue du fond et on le remplit de béton maigre à l'aide d'un tuyau télescopique, le remplissage se continuant sans interruption jour et nuit. La partie du cylindre au-dessus de l'eau est construite sur place ou à l'aide de sections; elle est armée de barres verticales et de ligatures transversales comme les poteaux.

Chaque groupe de quatre cylindres, entretoisés à deux hauteurs

# PONT SUR LA RIVIÈRE SUIR, À WATERFORD (IRLANDE).

Systeme HENNEBIQUE - Ingénieurs: M. M. MOUCHEL et PARTNERS.

Fig. 1. Elévation. (Vue d'ensemble).

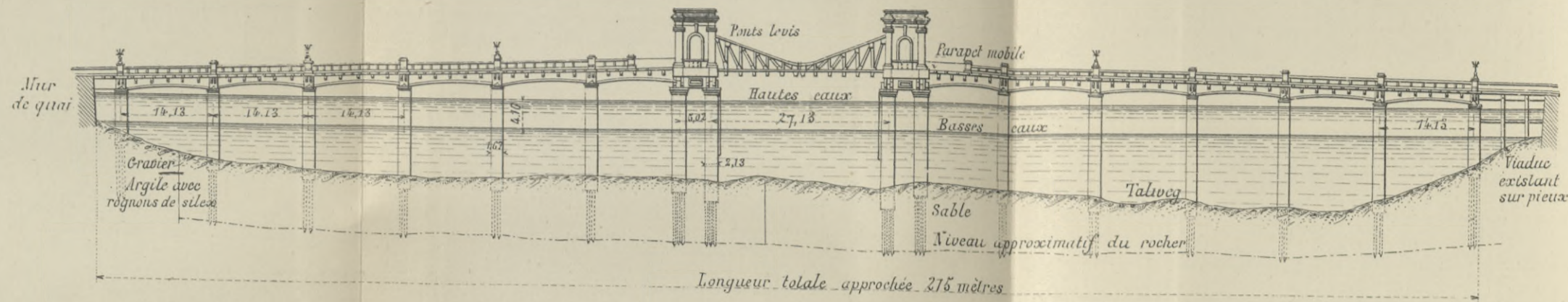


Fig. 2. Demi-élévation.

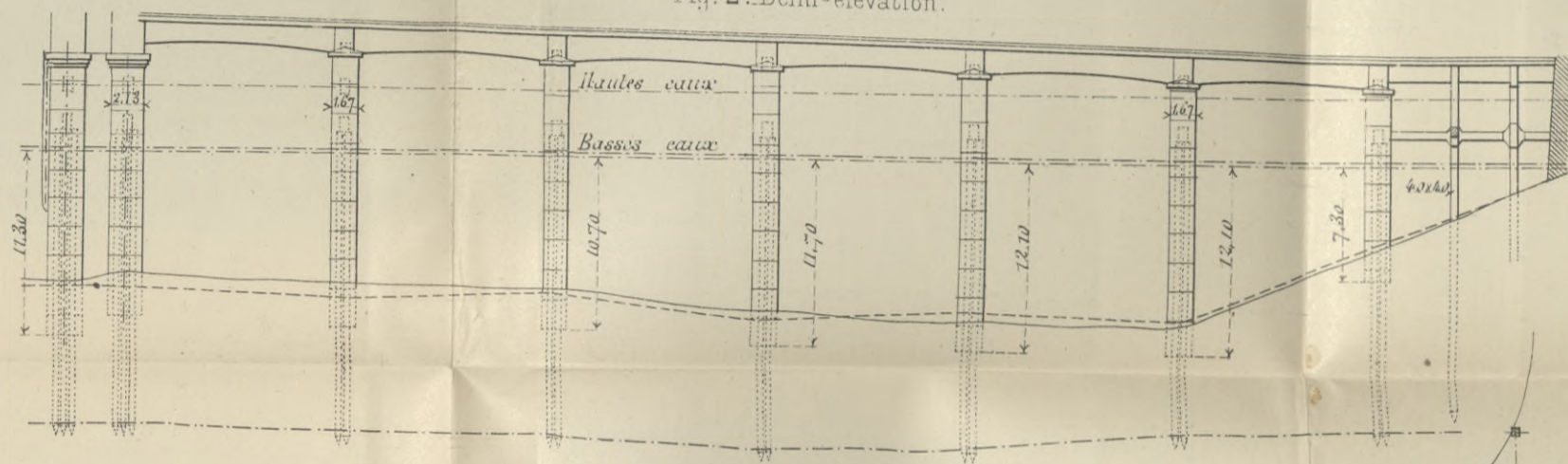


Fig. 3. Plan des cylindres.

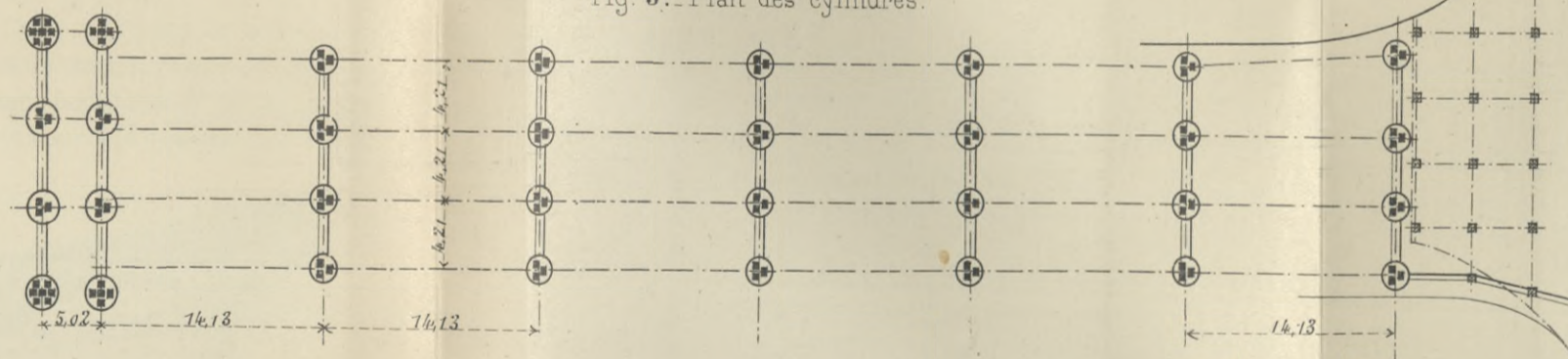


Fig. 4. Poutre principale du milieu.

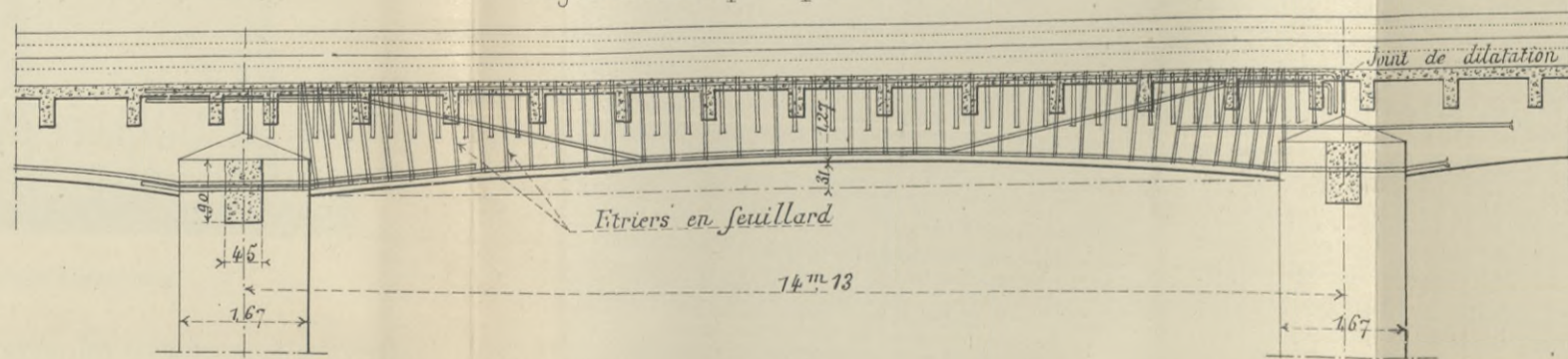


Fig. 5. Poutre principale de rive.

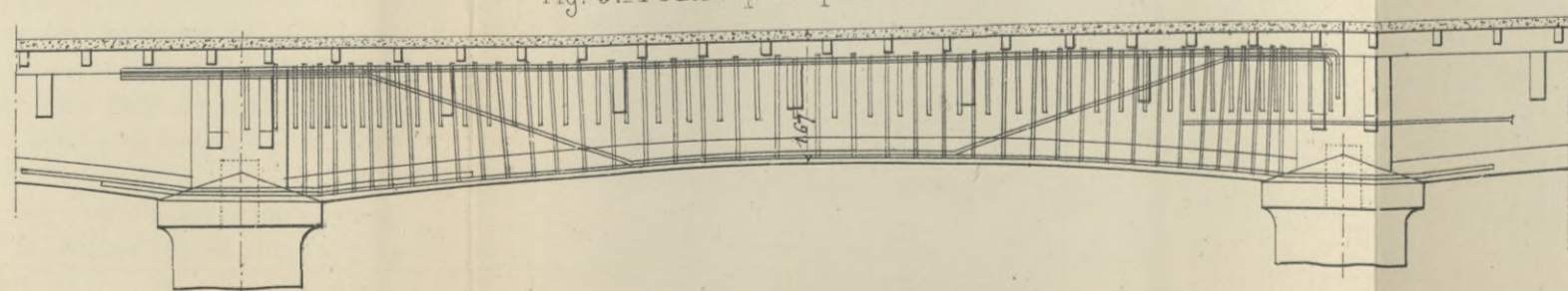


Fig. 9. Elévation.

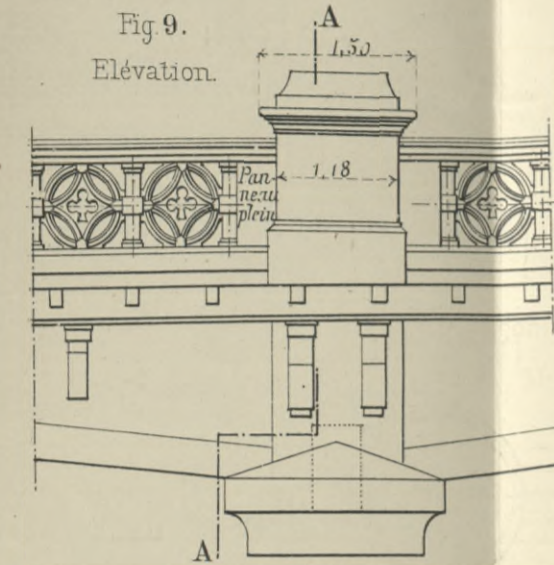


Fig. 10. Coupe suivant AA (Fig. 9).

Fig. 9 et 10. Détails du parapet

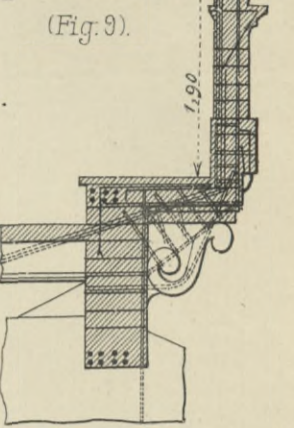


Fig. 6. Coupe transversale du tablier.

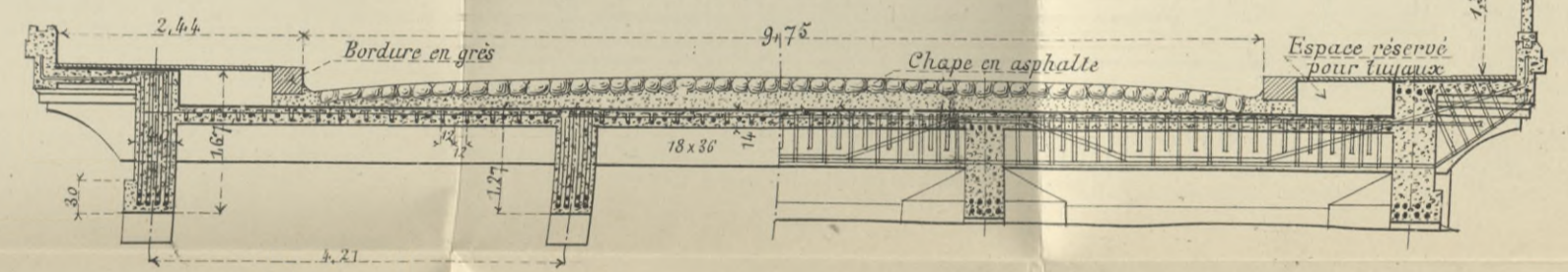


Fig. 7. Partie de plan du tablier.

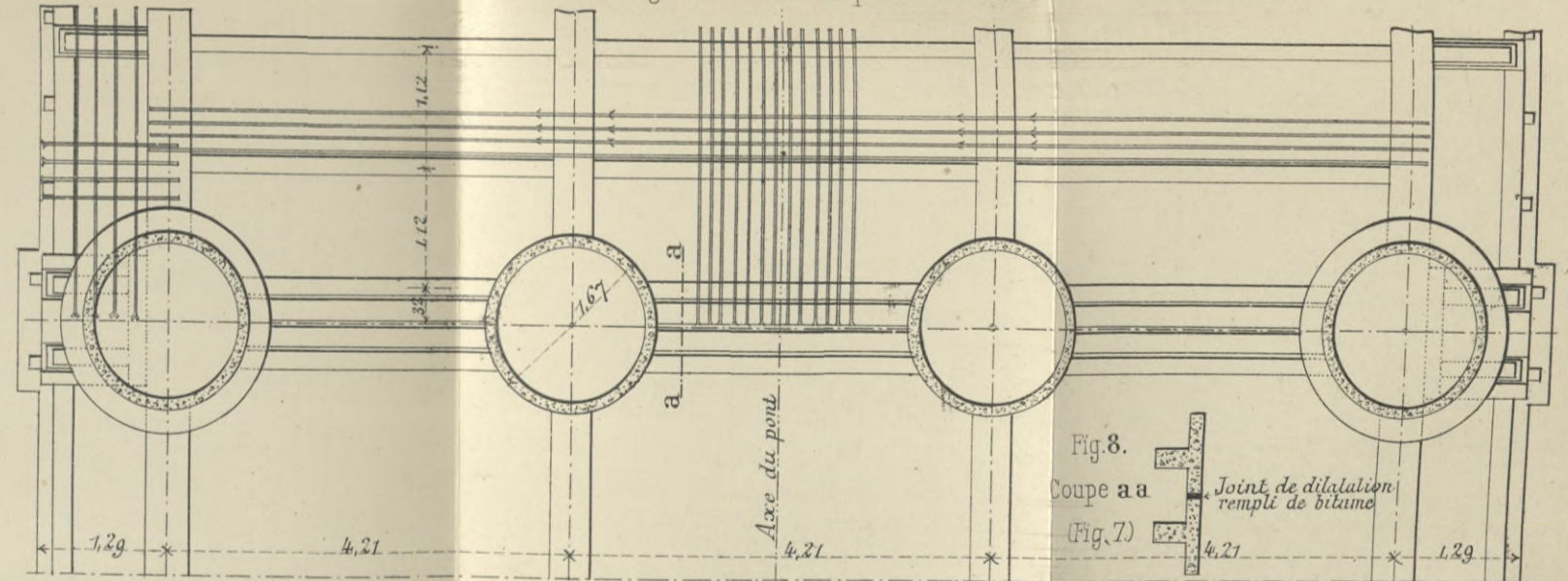


Fig. 8. Coupe aa (Fig. 7)

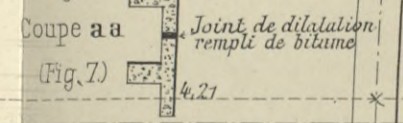


Fig. 13. Coupe verticale.

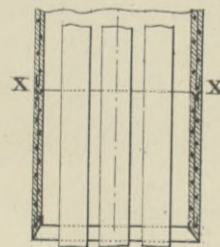


Fig. 13 à 15. Détails d'un cylindre

Fig. 15. Joint x. (Fig. 13)

Fig. 14. Coupe horizontale.

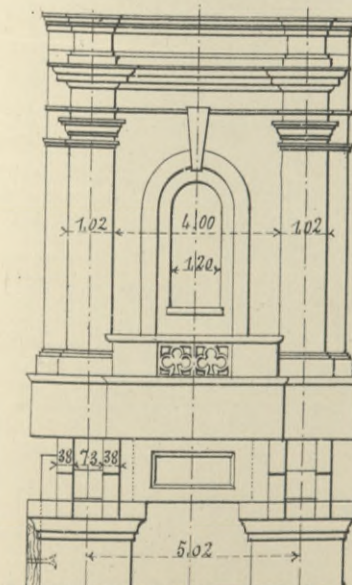
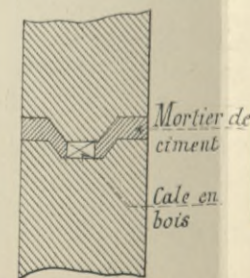
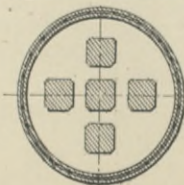


Fig. 11. Elévation.

Fig. 11 et 12. Abri pour machines.

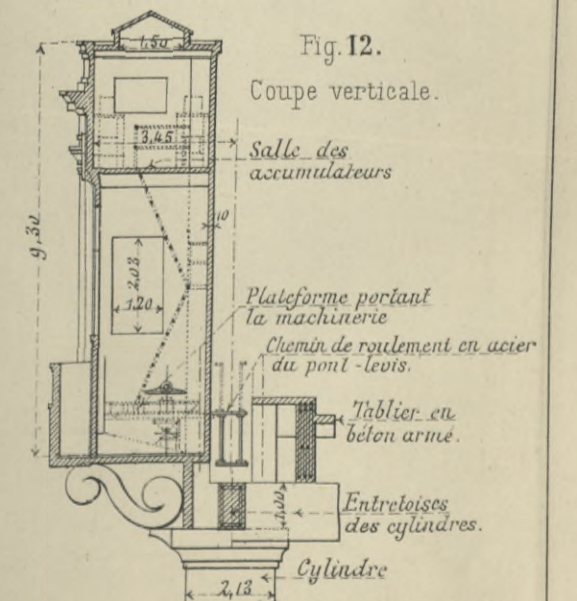


Fig. 12. Coupe verticale.



différentes, forme une pile légère, reposant sur le roc à 25 mètres au-dessous du niveau du tablier : section des entretoises,  $45 \times 90$  centimètres.

Le tablier est constitué par quatre poutres principales longitudinales de 14,13 m. de portée (élévation fig. 4 et 5), écartées de 4,21 m., supportant des poutrelles écartées de 1,12 m. et un platelage de 14 centimètres sous la chaussée (fig. 6). Il est coupé tous les 30 mètres par des joints de dilatation et recouvert d'une double couche d'asphalte de 2 centi-

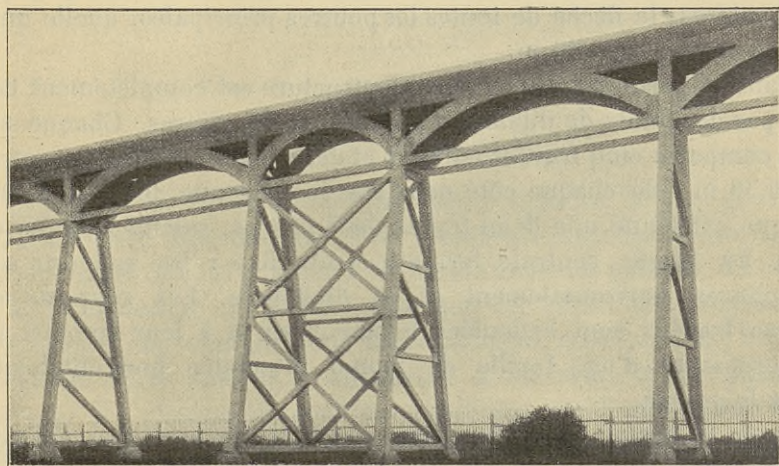


Fig. 272. — Vue d'une des travées fixes.

mètres. La chaussée est pavée en grès; les trottoirs sont couverts de dalles en béton; sous ce dallage, dans les parties immédiatement au-dessus des poutres principales passent les canalisations d'eau, de gaz, d'électricité. Les abris pour les machines de manœuvre des ponts-levis, les dynamos et accumulateurs, sont installés sur le pont même à proximité des ponts-levis dont ils contribuent en outre à masquer les contrepoids. Ces abris sont en béton armé ainsi que les parapets (fig. 9, 10, 11 et 12).

Le pont est calculé pour porter des chariots sur quatre roues, chargés de 32 tonnes, sur toute la surface de la chaussée, et 1 000 kilogrammes au mètre carré sur les trottoirs.

Un viaduc important construit en système Hennebique pour

l'usine à gaz de la municipalité de Copenhague est illustré figures 271 et 272. (Nous le donnons dans ce chapitre comme exemple de viaduc, bien que les poutres principales soient en arc.)

La longueur totale du viaduc est environ 560 mètres et sa plus grande hauteur 13,75 m. Exécuté d'après les plans du capitaine T. Grut, il est destiné au transport du charbon à la partie haute des fours à l'aide de wagonnets attelés à de petites locomotives. Le tablier a 3 mètres de largeur totale; il est supporté par des poutrelles transversales et deux poutres principales parallèles écartées de 2 mètres; la flèche de toutes les poutres principales, quelle qu'en soit la portée, est 2,50 m.

Dans sa partie rectiligne la superstructure est complètement coupée par des joints de dilatation espacés de 56 mètres. Chaque section comporte cinq travées entières et deux demi-travées, la centrale de 6,50 m.; de chaque côté deux travées chacune de 10 mètres, à chaque extrémité une demi-travée de 5 mètres, calculée en porte à faux. La travée centrale forme le point fixe : les supports sont entretoisés horizontalement et en diagonale. Les supports des autres travées sont articulées à leur base et à leur sommet par l'interposition d'une feuille de plomb intercalée horizontalement dans le poteau.

Dans la partie curviligne, les supports ne sont pas articulés pour assurer plus de rigidité à l'ouvrage. Le tablier seul est coupé par des joints placés au-dessus de tous les supports. On a rapproché plus que dans les parties rectilignes les travées de 6,50 m. et on a prévu les arcs de 10 mètres pour résister par leur inertie aux efforts dus aux variations de température; ils sont calculés comme continus et fixés sur leurs supports puisqu'ils sont coulés monolithes avec les poteaux.

---



## CHAPITRE II

### PONTS A POUTRES FORMANT PARAPETS

---

#### POUTRES PARABOLIQUES

**Calcul.** — La figure 273 (a) représente la forme la plus généralement adoptée. La courbure de la membrure supérieure est choisie de telle sorte que les charges fixes (poids mort des poutres, du tablier et de la chaussée) n'y déterminent que des efforts de compression.

Lorsque ces charges sont uniformément réparties sur toute la longueur de la poutre, la membrure a la forme d'une parabole. Lorsque les charges ne sont pas rigoureusement uniformes, on en trace le polygone funiculaire en prenant comme distance polaire la valeur de la compression au milieu de la membrure supérieure et on fait correspondre l'axe de la membrure avec ce polygone funiculaire. La valeur de la compression est sensiblement égale au quotient du moment fléchissant  $M$  sous l'action des charges fixes par la distance  $f$  entre les axes des membrures comprimées et tendues. (On la porte sur le graphique à la même échelle que les charges.) Lorsque la courbure de la membrure supérieure est ainsi choisie, les charges fixes ne développent que des efforts de compression dans la membrure supérieure, des efforts de tension dans la membrure inférieure et les brins verticaux. Ces efforts sont facilement déterminés à l'aide du polygone des forces qui sert à la construction du polygone funiculaire. Soit 1, 2, 3, 4 (fig. 273, b) les charges agissant aux points B, C, D, E de la poutre ; P. 4, la distance polaire égale à  $\frac{M}{f}$ , valeur de la compression au milieu de la mem-

brure supérieure et mesurée à la même échelle que les charges ; P.0, P.1, P.2, P.3, les rayons du polygone des forces, représentent les efforts dans les brins AB', B'C', C'D', D'E'. La tension dans la membrure inférieure est aussi égale à P. 4. La tension dans chacun des brins verticaux est égale à la charge qui agit sur le joint correspondant.

Mais sous l'action des charges mobiles, il se développe des efforts

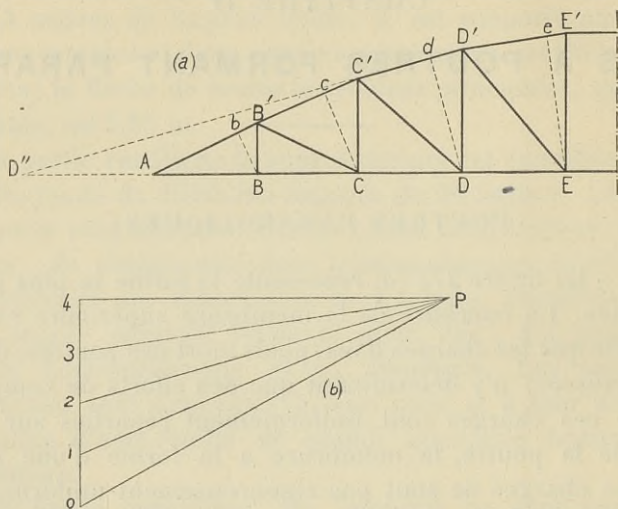


Fig. 273. — Détermination des efforts dans les membrures d'une poutre parabolique.

secondaires auxquels on oppose la rigidité des angles aux joints des membrures et des montants ou en prévision desquels on dispose des brins obliques de triangulation.

Pour déterminer ces efforts on calcule d'abord le moment fléchissant maximum produit dans la poutre sur la verticale de chaque montant par le passage de la charge mobile et pour cela on place cette charge dans sa position la plus défavorable pour chaque joint.

Si on appelle  $M_1$  le moment au droit du montant B, l'effort qui en résulte dans le brin AB' est égal à  $\frac{M_1}{Bb}$ . De même si  $M_2$  est le moment sur la verticale du montant C l'effort développé dans la membrure B'C' est  $\frac{M_2}{Cc}$ , etc. Ces efforts s'ajoutent naturellement aux compressions résultant des charges fixes.

Les charges mobiles déterminent aussi dans la membrure inférieure des efforts additionnels; dans le brin AB un effort égal

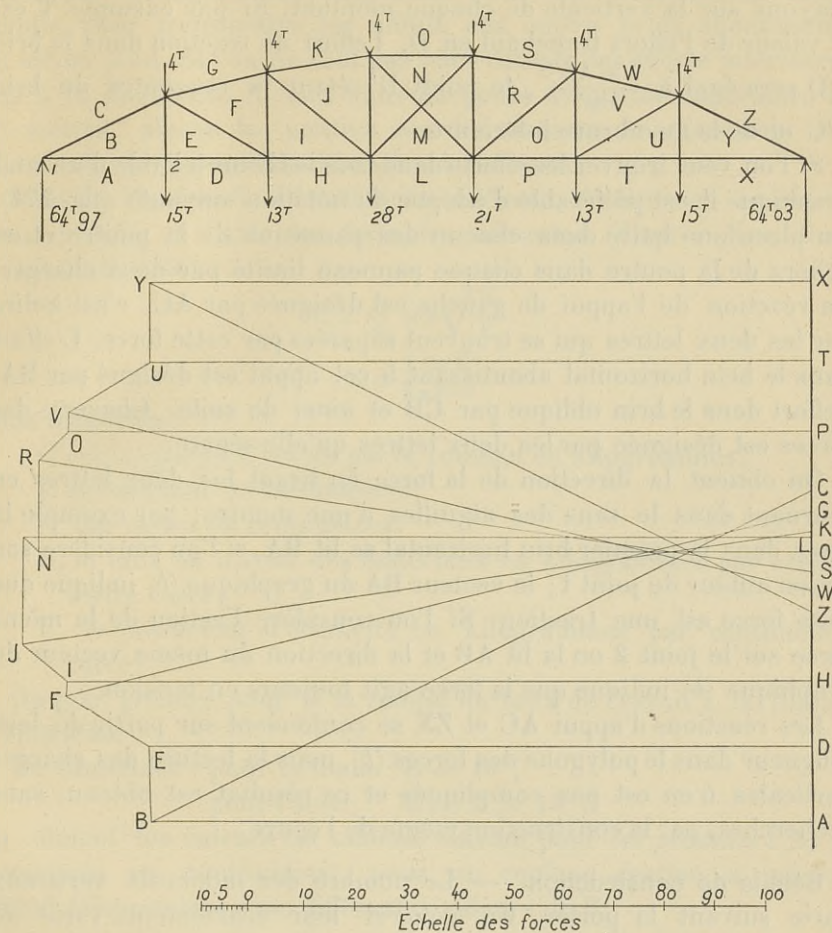


Fig. 274. — Détermination des efforts dans tous les brins d'une poutre parabolique.

à  $\frac{M_1}{BB'}$ , dans BC un effort  $\frac{M_2}{CC'}$ , etc. Les efforts totaux sont donc :

$$\text{Dans la partie de membrure AB : } P.4 + \frac{M_1}{BB'}$$

$$\text{— — — BC : } P.4 + \frac{M_2}{CC'}, \text{ etc.}$$

Les efforts dans les brins inclinés sont dus uniquement aux charges mobiles. On détermine d'abord les efforts tranchants maxima sur la verticale de chaque montant. Si par exemple  $T$  est la valeur de l'effort tranchant en  $D$ , l'effort de traction dans le brin  $C'D$  sera égal à  $\frac{T \times AD''}{DD''}$ , le point  $D''$  étant la rencontre du brin  $D'C'$  et de la membrure inférieure.

Si l'on veut trouver les efforts dans tous les brins à l'aide d'un seul graphique il est préférable d'adopter la notation suivante (fig. 274). On place une lettre dans chacun des panneaux de la poutre et en dehors de la poutre dans chaque panneau limité par deux charges. La réaction de l'appui de gauche est désignée par  $AC$ , c'est-à-dire par les deux lettres qui se trouvent séparées par cette force. L'effort dans le brin horizontal aboutissant à cet appui est désigné par  $BA$ , l'effort dans le brin oblique par  $CB$  et ainsi de suite. Chacune des forces est désignée par les deux lettres qu'elle sépare.

On obtient la direction de la force en lisant les deux lettres en tournant dans le sens des aiguilles d'une montre; par exemple la force dans le premier brin horizontal se lit  $BA$ , si l'on considère son action autour du joint 1; le vecteur  $BA$  du graphique (*b*) indique que cette force est une traction. Si l'on considère l'action de la même force sur le joint 2 on la lit  $AB$  et la direction du même vecteur du graphique (*b*) indique que la force agit toujours en tension.

Les réactions d'appui  $AC$  et  $ZX$  se confondent sur partie de leur longueur dans le polygone des forces (*b*), mais la lecture des charges verticales n'en est pas compliquée et ce résultat est obtenu, sans recherches, par la construction même de l'épure.

**Détails de construction.** — Le nombre des montants verticaux varie suivant la portée. En général leur écartement varie de 2,50 m. à 3,50 m. et à chacun des montants correspond une poutre transversale du tablier. La membrure supérieure qui travaille en compression sur toute sa longueur est armée comme un poteau. Pour le flambement on considère chacune des parties limitées par deux joints successifs. Dans la membrure inférieure et dans les brins travaillant en tension on répartit la section d'acier calculée en un aussi grand nombre que possible de petits aciers et on termine ces derniers par des crochets dans la boucle desquels on

pas des barres perpendiculaires. L'adhérence de ces aciers au béton doit d'ailleurs être suffisante, dans une construction bien établie, pour transmettre les efforts aux autres brins aboutissant au même joint. Si l'on ne veut pas tenir compte des efforts intérieurs dus à la dilatation, il faut, dans les ponts de portée supérieure à 15 mètres, placer les poutres sur des surfaces de glissement ou mieux sur un appareil de dilatation à rouleaux.

Dans les chariots de dilatation les rouleaux en fonte ou en acier sont calculés à l'aide des formules suivantes (d'après Kœchlin, *Génie civil*, 1900) :

$$C = \frac{8}{3} l r R \sqrt{\frac{R}{E}}$$

$$l = \frac{3 C \sqrt{E}}{8 r R^{3/2}}$$

dans lesquelles :

C est la charge à porter par le rouleau en kilogrammes ;

$l$ , sa longueur en centimètres ;

$r$ , son rayon en centimètres ;

R, le taux de travail des matériaux en kilogrammes par centimètre carré ;

E, le coefficient d'élasticité en kilogrammes par centimètre carré.

On peut prendre pour R la moitié du taux de travail à la limite d'élasticité.

En admettant : pour la fonte :  $E = 10^6$  ;

pour l'acier :  $E = 2 \times 10^6$  ;

on obtient les valeurs du tableau suivant pour *les produits*  $l \times r$  (exprimés en centimètres), pour un rouleau destiné à porter 10 000 kilogrammes avec différentes valeurs de R.

TABLEAU N° 65

	R =	600	800	1 000	1 200	1 400	1 600	1 800
Fonte . . . . .	$l \times r =$	253,4	165,7	118,6	90,2	»	»	»
Acier . . . . .	$l \times r =$	»	»	167,5	117,8	101,2	83,2	69,6

On emploie toujours au moins deux rouleaux terminés à chacune de leurs extrémités par un axe de 2 centimètres environ de diamètre.

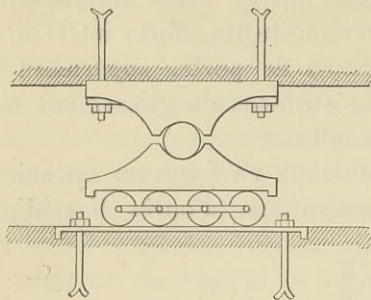


Fig. 275. — Chariot de dilatation avec balance.

Ces axes s'engagent dans les traverses d'un cadre en fer forgé qui rend solidaires les rouleaux. On se contente souvent d'un chariot à l'une des extrémités du pont; l'autre extrémité des poutres principales repose sur une rotule dont le rayon de courbure et la longueur peuvent être calculés par les formules ci-dessus.

Dans les ouvrages importants, pour assurer une égale répartition des charges sur les rouleaux, on leur transmet la charge par l'intermédiaire d'une rotule en acier, tournant entre deux coussinets en fonte d'acier (fig. 275).

### POUTRES DROITES ÉVIDÉES

Quand on emploie des poutres droites de hauteur constante, ajourées d'ouvertures rectangulaires (communément désignées sous le nom de poutres à arcades ou poutres *Vierendeel*), on annule

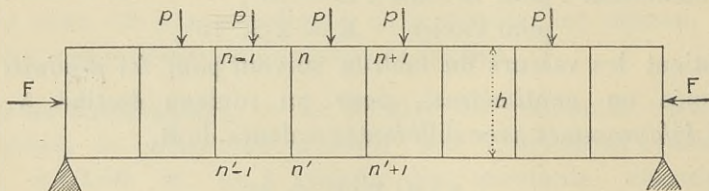


Fig. 276. — Poutre à arcades.

les moments d'encastrement des brins verticaux sur les membrures horizontales par la rigidité des angles.

Le calcul exact de ces moments d'encastrement est assez complexe, puisque l'on doit tenir compte des rapports des moments d'inertie des différents brins et qu'il faut tenir compte des déforma-

tions de la poutre. Mais dans la grande majorité des cas la méthode approximative suivante est suffisante :

Considérons une poutre composée suivant le diagramme fig. 276, soumise à un système de charges  $p$  uniformément réparties et soumise ou non à d'autres efforts perpendiculaires  $F$ . Déterminons seulement les efforts intérieurs dans la poutre, dus aux charges  $p$ .

Ces efforts peuvent se décomposer en quatre séries différentes :

1° Moments d'encastrement des brins horizontaux sur les brins verticaux ;

2° Moments d'encastrement des brins verticaux sur les brins horizontaux ;

3° Efforts de compression ou tension dans les brins horizontaux ;

4° Efforts de compression ou tension dans les brins verticaux.

Prenons un joint  $n$  à gauche du point de la poutre où le moment est maximum. Ce moment est facilement trouvé par les méthodes ordinaires, car le moment et l'effort tranchant de cette poutre sont identiques au moment et à l'effort tranchant d'une poutre de même portée et même charge et entretoisée par triangulation.

Soit  $T_{n-1}$  l'effort tranchant de la poutre à droite du joint  $n-1$  ;

$T_n$  l'effort tranchant à droite du joint  $n$  ;

$l_n$  la distance entre les deux joints  $n-1$  et  $n$  ;

$l_{n+1}$  la distance entre les joints  $n$  et  $n+1$ ,

le moment d'encastrement du brin  $(n-1)$ .  $n$  à gauche du joint  $n =$

$$\frac{T_{n-1} l_n}{4}.$$

Le moment du brin  $n$  ( $n+1$ ) à droite du joint  $n =$

$$\frac{T_n l_{n+1}}{4}.$$

Remarquer que ces deux moments sont de signe contraire.

Le moment dans le brin vertical est égal à la somme des valeurs absolues des deux moments, soit

$$\frac{T_{n-1} l_n}{4} + \frac{T_n l_{n+1}}{4}$$

La compression directe dans le brin  $(n-1)$ .  $n$  est égale à

$$\frac{T_{n-1} l_n}{2h} + \text{la compression dans le brin } (n-2) (n-1)$$

La compression dans le brin vertical est égale à la demi-différence des efforts tranchants aux joints.

Dans le brin  $nn'$  cette compression est égale à

$$\frac{T_n - T_{n-1}}{2}$$

Si l'on considère le joint  $n'$ , on trouve que les moments dans le brin horizontal sont les mêmes que dans le brin du haut; le moment dans le brin vertical a la même valeur qu'au joint  $n$  mais est de signe contraire; il y a traction dans le brin  $(n' - 1) n' (n + 1)$ ; cette traction est égale en valeur absolue à la compression dans le brin  $(n - 1) n (n + 1)$ .

Si l'on veut considérer la poutre comme encastree complètement, ou si l'on veut admettre un encastrement partiel sur les appuis, il est encore possible d'appliquer les formules précédentes. Il suffit simplement

de considérer la poutre comme composée d'éléments dont les extrémités sont libres, l'élément central étant une poutre de portée égale à la distance entre les deux points de moment nul. Par exemple, dans le cas d'une poutre dont le moment fléchissant est représenté sur le diagramme (fig. 277) en  $aeb$ , on considère de C en D une poutre appuyée; de C en A et de D en B, des porte-à-faux.

Au lieu de considérer les efforts tranchants, il est quelquefois plus facile de considérer les différences des moments fléchissants. Par exemple, les efforts dans un panneau limité par les deux verticales passant par les points 1 et 2 peuvent être obtenus en considérant la différence des moments de la poutre  $m_2$  et  $m_1$ . Cette différence de moment est annulée par la rigidité de quatre angles. Le moment à chacun des angles égale  $\frac{m_2 - m_1}{4}$ .

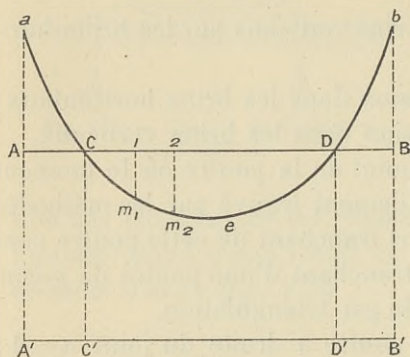


Fig. 277.





## EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

Les détails du tablier d'un pont-route construit en système Coignet pour la Compagnie des chemins de fer P.-L.-M sont donnés figures 278, 279 et 280. Ce pont a 15,28 m. d'ouverture;

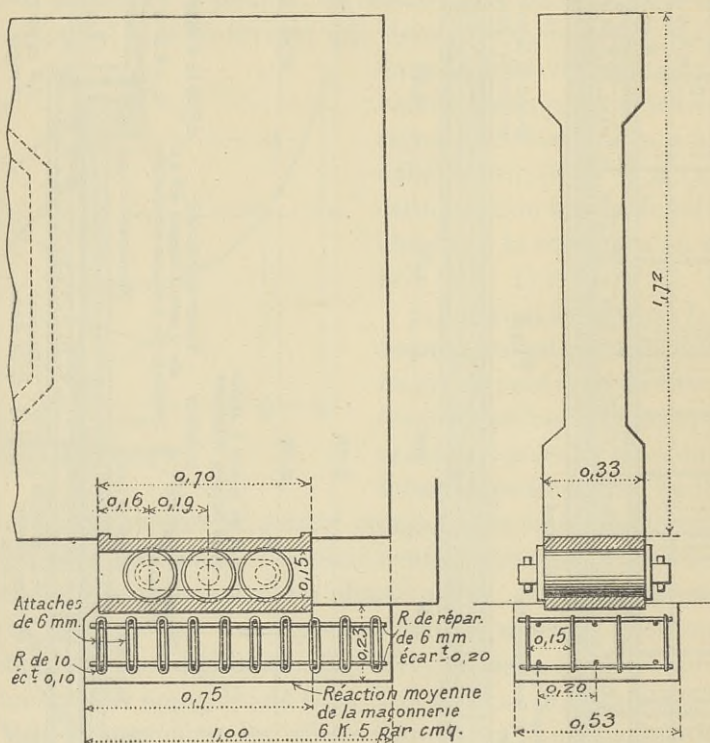


Fig. 280. — Détails du chariot de dilatation.

les deux parapets, formant poutres principales, sont pleins et portent des solives transversales espacées de 1,90 m. d'axe en axe; celles-ci portent à leur tour trois poutrelles longitudinales, une médiane et deux latérales formant les bordures des trottoirs.

Les vues d'ensemble d'un pont de chemin de fer également en système Coignet et exécuté en Italie sont données figure 281. Ce

pont est prévu pour porter des automotrices de 34 tonnes sur quatre essieux.

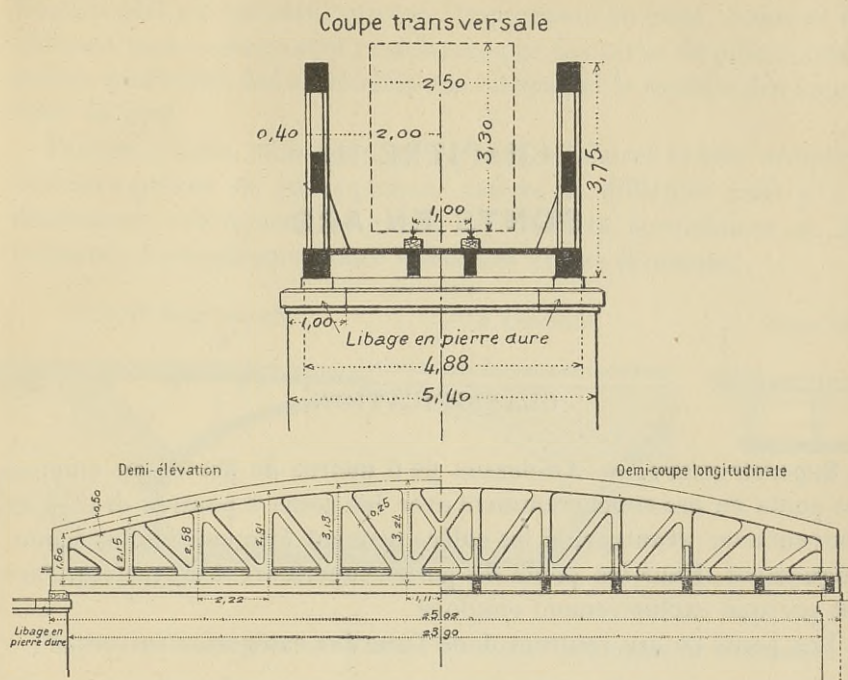


Fig. 281. — Pont pour chemin de fer à poutres paraboliques.

Voir aussi, à la fin du chapitre des ponts en arc, la description du viaduc d'Avranches, en système Considère, avec un pont en bow-string et un pont en arc (planche V, page 440).

## CHAPITRE III

### PONTS EN ARC

---

#### CLASSIFICATION

**Superstructure.** — Au-dessus de 6 mètres de portée on emploie les ponts en arc concurremment avec les ponts à poutres droites, et souvent avec avantage, si les culées peuvent être construites économiquement. Pour les ponts de portée supérieure à 30 mètres, l'arc est presque exclusivement employé.

Les ponts en arc rentrent dans l'une des catégories suivantes :

1° *Voûte pleine avec tympans en maçonnerie ou en béton ordinaire.* — La chaussée est portée ou par le remblai disposé entre les deux tympans et retenu par eux, ou bien par un platelage reposant sur les tympans et un ou plusieurs murs intermédiaires parallèles à l'axe du pont. Le platelage en béton armé est préférable aux voûtes en maçonnerie reposant sur les murs; son poids est moins élevé et il peut être prolongé en porte-à-faux en dehors des tympans, ce qui permet de réduire la largeur de la voûte (fig. 282). En prolongeant les tympans sur une certaine longueur au delà des culées, on supprime les murs en ailes : le remblai se déverse de façon à former un quart de cône le long des tympans prolongés. Le remblai ou les murs sont indépendants de la voûte et ne s'opposent pas à ses mouvements.

2° *Voûte pleine supportant la chaussée par l'intermédiaire de*

*cloisons transversales et d'un platelage.* — L'écartement des cloisons varie de 2,50 m. à 4 mètres et le platelage est constitué par un hourdis plat ou nervuré suivant l'importance du pont. Souvent les cloisons transversales sont remplacées par des séries de piliers entretoisés, sauf celles des extrémités qui retiennent le remblai des approches du pont.

Tablier, piliers, cloisons et voûte sont solidaires et leur armature doit être prévue en conséquence, malgré la difficulté qu'il y a à déterminer exactement la valeur des efforts secondaires et les moments d'encastrement aux joints des divers éléments.

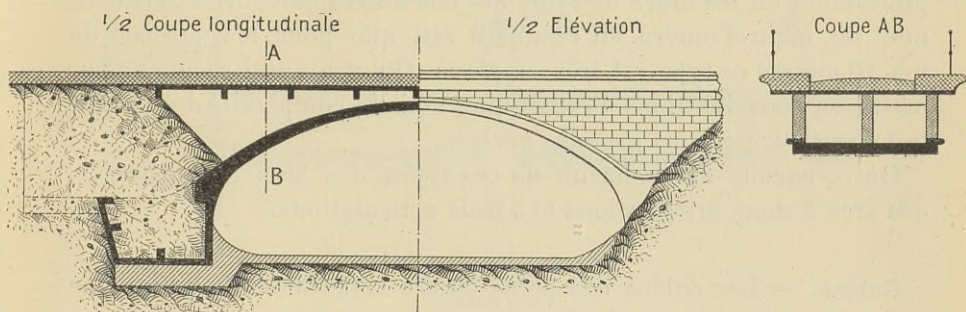


Fig. 282. — Pont en arc avec culées en béton armé et tympan en maçonnerie.

Les murs en ailes, calculés comme des murs de soutènement, sont en général construits indépendamment du gros œuvre du pont. Cette façon de faire évite les efforts secondaires à leur jonction, efforts qu'il serait difficile de connaître avec certitude malgré le soin qu'on peut apporter à obtenir la même rigidité dans les fondations de l'ensemble; elle permet aussi plus de précision dans les hypothèses pour la détermination de l'équilibre du pont et des culées.

3° *Voûte pleine avec des nervures* disposées de façon à ce que leur armature subisse les efforts d'extension, tandis que la voûte est entièrement comprimée à un taux voisin de la fatigue limite permise. Pour les arcs partiellement encastés, par exemple, la nervure fait saillie au-dessous de la voûte à la clef et au-dessus aux naissances. La chaussée est en général faite sur remblai.

4° *Poutres en arc, de section rectangulaire*, portant la chaussée par des piliers et un tablier à poutres droites. A la clef, les poutres du tablier se confondent avec les poutres principales en arc, car la partie supérieure de celles-ci affleure le dessus du hourdis. Les arcs sont entretoisés par des poutres ou des voiles.

5° *Poutres de section variable*, l'intrados affectant la forme d'un arc de cercle, d'une parabole, d'une anse de panier, etc., la partie supérieure affleurant le dessus du platelage qui porte la chaussée (fig. 283). On supprime ainsi les piliers décrits dans la catégorie précédente ou les murs de tympans des autres catégories; l'économie de main-d'œuvre en résultant fait que pour les portées de 6 à 10 mètres ce type est très employé. On y a aussi recours pour certaines considérations d'esthétique, mais la complexité des calculs le fait rejeter pour les grandes portées.

On construit, dans chacun de ces types, des arcs non articulés, des arcs à deux articulations et à trois articulations.

**Culées.** — Les culées des ponts en arc constituent toujours une partie très importante de l'ouvrage, souvent même leur prix est plus élevé que celui du tablier proprement dit; leur étude est d'autant plus importante qu'un léger déplacement entraîne des efforts considérables dans l'arc. Leur forme et leur masse dépendent évidemment de la valeur de la poussée et de la nature du terrain, aussi est-il difficile d'en faire une classification méthodique.

Sur les culées en gros béton, reposant directement sur le sol, la poussée de l'arc est transmise par un sommier en béton armé. La masse des culées s'oppose au glissement par sa friction sur le terrain et l'appui qu'elle prend sur le sol à l'arrière.

— Les culées en béton armé sont constituées essentiellement d'un caisson rempli de terre (fig. 282), agissant par leur masse comme les culées en gros béton. Le caisson est raidi par des contreforts, placés dans le prolongement des poutres en arc, s'il y a lieu, et transmettant la poussée à la semelle et au rideau arrière.

Si la culée repose sur des pieux et palplanches (fig. 283) on ne peut tenir compte du frottement sur le sol en dessous. Comme le cisaillement des pieux et des palplanches et leur résistance au déplacement

horizontal sont en général peu élevés, le terrain à l'arrière de la culée doit pouvoir prendre presque la totalité de la poussée horizontale.

Si les infiltrations d'eau empêchent l'excavation directe jusqu'à la couche résistante sur laquelle il faut asseoir les fondations, on a recours à l'un des procédés suivants :

*a)* On construit un batardeau, on épuise les eaux à l'intérieur, on

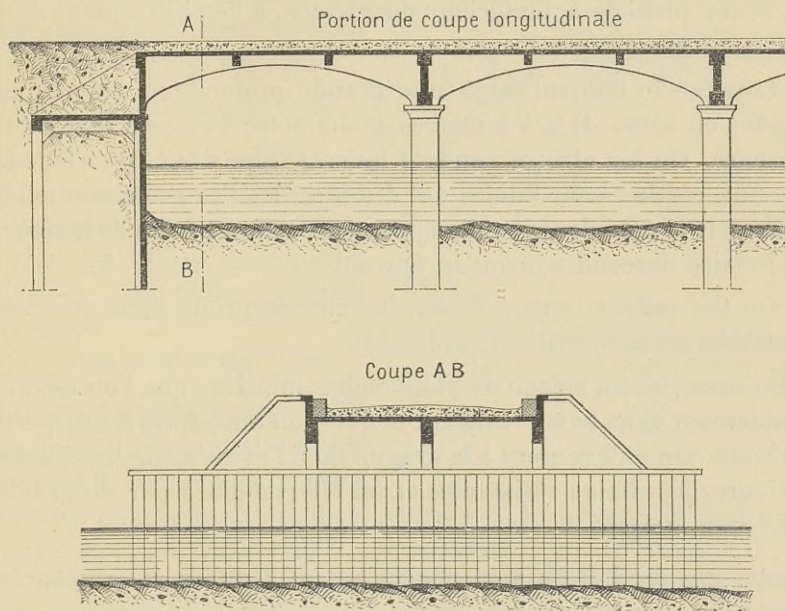


Fig. 283. — Pont en arc avec tympans rigides et culées sur pieux et palplanches.

fait l'excavation en blindant la fouille au fur et à mesure de son avancement. On coule ensuite le gros béton que l'on dame par couches de 20 à 30 centimètres d'épaisseur et on y noie les barres pour assurer la liaison avec la partie de la culée au-dessus du niveau de l'eau.

*b)* Sur la rive à proximité de l'ouvrage ou dans une cale sèche, on construit un caisson sans fond de surface égale à celle de la fondation à construire; les parois sont constituées par un hourdis

mince et nervuré, calculé pour résister à la pression de l'eau comme un réservoir. On drague le fond de la rivière jusqu'au sol résistant et on dépose sous l'eau une couche de béton de 50 centimètres environ d'épaisseur, pour former un lit horizontal. Avant que ce béton n'ait fait sa prise on amène le caisson et on le descend dans sa position sur le lit préparé; s'il est nécessaire, on coule à l'intérieur une nouvelle couche de béton pour lui constituer un fonds étanche. Après quelques jours de durcissement on épuise l'eau et on procède à l'intérieur du caisson à l'établissement de la culée.

c) Lorsque le bon sol est à une grande profondeur, on emploie des tubes en béton de 2 à 3 mètres de diamètre fermés à leur partie supérieure. On les charge pendant qu'on pompe dans l'intérieur les matériaux rendus semi-fluides par des rentrées d'eau occasionnelles. Le vide partiel créé dans le tube ajoute son action à celle de la charge pour le faire descendre jusqu'au bon sol.

d) On fait refluer l'eau à l'aide de l'air comprimé dans des caissons établis selon la méthode ordinaire.

e) On construit un rideau de palplanches jointives que l'on enfonce profondément dans le sol résistant et que l'on entretoise à leur partie supérieure. On enlève alors à la drague ou à l'excavateur les couches supérieures les moins résistantes et on les remplace par du gravier ou du béton maigre.

Toutes ces fondations sont généralement arrêtées au niveau des basses eaux; on construit la partie supérieure de la culée en gros béton avec un revêtement en moellons, en pierres de taille ou en béton armé.

On construit aussi la partie haute de la culée entièrement en béton armé, en forme de caisson à parois relativement minces mais entretoisées par des voiles rigides ou par le prolongement des nervures du tablier.



CALCUL DES ARCS

(Etude basée sur les théories de MM. Turneure, Jay du Bois et Ritter.)

**Généralités.** — Dans un arc symétrique chargé d'un système de charges quelconques les poussées horizontales sur les appuis sont égales :  $Q_A = Q_B = Q$ .

Le moment en un point quelconque F (fig. 284) de coordonnées  $x$  et  $y$ , comptées à partir du point A comme origine, est égal à

$$M = T_A x - \Sigma P (x - a) - Qy.$$

Or  $M' = T_A x - \Sigma P (x - a)$  est le moment au point d'abscisse  $x$  de la poutre droite fictive AB. C'est dire que le moment dans l'arc au point  $xy$  est

$$M = M' - Qy.$$

Si on trace la courbe AGB des moments de la poutre droite fictive AB en prenant comme

distance polaire la valeur de la poussée Q, le moment  $M'$  de la poutre fictive au point d'abscisse  $x$  est représenté par le produit  $Q \times fG$  ( $fG$  étant l'ordonnée de la courbe AGB en ce point d'abscisse  $x$ ).

D'autre part :  $Q \times fF = Qy$ .

On a donc

$$M = Q \times fG - Q \times fF = Q \times FG.$$

Le produit par Q de la distance entre la courbe des moments AGB et la fibre moyenne de l'arc AB représente en chaque point le moment fléchissant dans l'arc. Cette distance est mesurée à l'échelle des longueurs.

La courbe des moments est dite *ligne des pressions*.

La pression dans l'arc en un point F' est dirigée suivant la tan-

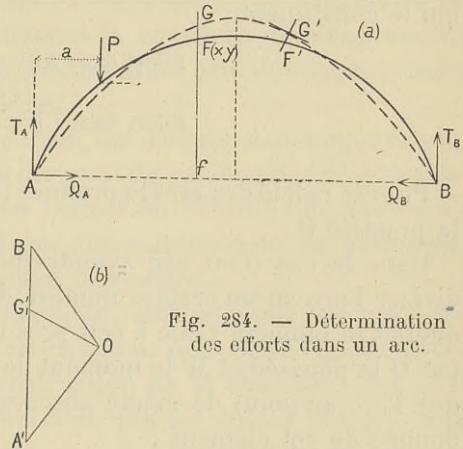


Fig. 284. — Détermination des efforts dans un arc.

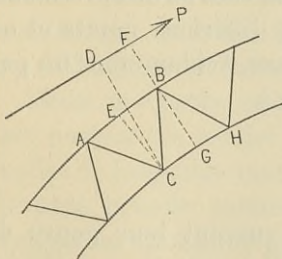


Fig. 285. — Détermination des efforts dans les membrures d'un arc.

gente en  $G'$  à la ligne des pressions et égale à la force  $OG'_1$  du polygone des forces, le vecteur  $OG'_1$  étant parallèle à la tangente en  $G'$ . Le moment fléchissant en  $F'$  peut donc aussi être exprimé par la relation :

$$OG'_1 \times F'G'.$$

Quand on connaît la position et la grandeur de la pression  $P$  qui agit sur l'arc (fig. 285) on peut rapidement déterminer les efforts tangentiels et normaux dans l'arc ainsi que les efforts dans les membrures qui le constituent.

$$\text{Effort dans AB} = P \times \frac{CD}{CE}.$$

$$\text{Effort dans CH} = P \times \frac{BF}{BG}.$$

Pour le calcul des arcs le premier problème consiste donc à trouver la poussée  $Q$ .

Dans le cas d'un arc symétrique à section constante, on peut diviser l'arc en un certain nombre de longueurs égales  $\Delta s$  dans lesquelles le moment reste à peu près constant. Si l'on désigne encore par  $Q$  la poussée et  $M'$  le moment de la poutre droite de même portée que l'arc au point de même abscisse que l'élément d'arc  $\Delta s$ ,  $y$  l'ordonnée de cet élément :

$$Q = \frac{\Sigma M' \times y}{\Sigma y^2}.$$

Etant donnée cette poussée, on détermine la courbe des pressions, la section approchée de la poutre, ses  $I$  aux différents points et on détermine à nouveau la poussée réelle due à l'arc, évidemment un peu différente de celle trouvée ci-dessus, et égale à

$$Q_1 = \Sigma \frac{M \times y}{I} : \Sigma \frac{y^2}{I}.$$

On classe les arcs en quatre catégories suivant leur genre de construction : *a*) arcs à trois articulations ; *b*) arcs à deux articulations ; *c*) arcs sans articulations ; *d*) arcs continus, c'est-à-dire solidaires d'arcs voisins similaires.

Les arcs de la première catégorie seulement sont statiquement déterminés. Pour trouver les réactions d'appuis des autres catégories,

il faut ajouter aux conditions données par les lois d'équilibre d'autres conditions qui résultent de l'étude des déformations.

On emploie de préférence l'arc sans articulations ou avec trois articulations. Il existe des exemples d'arcs à deux articulations, mais leurs avantages ne sont ni évidents ni prononcés.

Quand les culées sont très rigides, les charges mobiles assez faibles par comparaison avec les charges fixes et les variations de température peu élevées, l'arc sans articulations est à recommander. On évite le coût des rotules, toujours assez élevé ; on peut établir, si l'on a soin de choisir judicieusement la courbure de l'axe neutre, un arc de prix minimum puisque le béton armé peut développer toutes ses qualités de matériau monolithe.

Dans les arcs à trois articulations, les calculs sont toujours plus rigoureux puisqu'on est certain du point de passage des résultantes ; les efforts sont indépendants du retrait du béton et de toutes les variations linéaires de l'arc. Aussi les emploie-t-on de préférence lorsqu'il y a crainte de déplacement des culées.

Il semble que le système préférable, surtout pour les ouvrages importants, est d'employer des articulations provisoires dont l'action se termine aussitôt après la construction de la chaussée, quand le durcissement du béton est complet et que les culées ont pris leur assise. On empêche alors le mouvement des articulations en les remplissant de mortier de ciment et en ayant soin de disposer autour d'elles une armature supplémentaire capable de résister aux moments fléchissants développés par les variations de température et les charges mobiles. Le grand inconvénient de ce système est que sa difficulté d'exécution est considérable.

Dans les ponts constitués d'une voûte pleine ou de poutres en arc portant un tablier rigide par l'intermédiaire de poteaux et de voiles de longueur invariable, la voûte ou les poutres en arc prennent la plus grande partie des efforts de flexion développés, mais les longerons du tablier participent aussi à ces efforts.

Dans les ponts à trois articulations où l'on coupe le tablier par des joints transversaux, placés au-dessus des articulations, on admet que le moment de flexion dans une section verticale se répartit dans le longeron et l'arc proprement dit proportionnellement à  $I_1$  et  $I_a \cos \alpha$ .

$I_l$  étant le moment d'inertie du longeron ;

$I_a$ , le moment d'inertie de l'arc ;

$\alpha$ , l'angle que fait avec l'horizontale la tangente à l'arc dans la section considérée.

Dans les ponts sans articulations ou avec deux articulations, si on coupe le tablier suivant les lignes de jonction avec les culées, on peut encore admettre que le moment de flexion se répartit entre le longeron et l'arc comme dit ci-dessus. Mais si on rend le tablier solidaire des culées, il est très difficile de déterminer quelle part des efforts de flexion revient au longeron et à l'arc respectivement ; les efforts secondaires aux joints des poteaux avec le tablier et l'arc sont aussi indéterminés. Aussi malgré les armatures que l'on peut prévoir, il se produit souvent des fissures en ces points.

**Arc à trois articulations. — CHARGE UNIFORME.** — La *ligne des pressions* correspondant à une charge uniformément répartie suivant la corde est une parabole. Cette parabole passe nécessairement par les trois articulations et par suite est bien déterminée.

La poussée horizontale  $Q = \frac{M'}{f}$ ,  $M'$  étant le moment de la poutre droite de même portée que l'arc et  $f$  la flèche de l'arc.

**CHARGE UNIFORME PARTIELLE.** — Sous une charge partielle  $p$  appli-

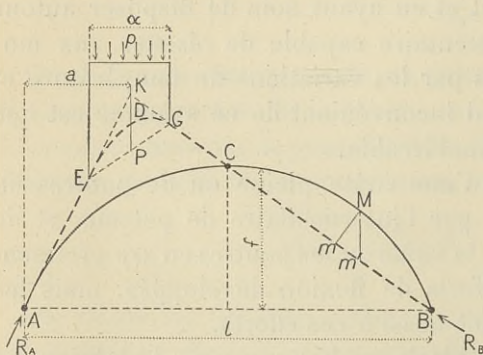


Fig. 286. — Arc à trois articulations sous une charge partielle.

quée sur une longueur  $\alpha$  dont le centre est à la distance  $a$  de l'appui de gauche, la ligne des pressions est la ligne BCGDEA (fig. 286). Cette ligne est composée de deux portions de droite AE, BG, réunies par un arc de parabole EDG. Les deux droites AE, BG passent par les articulations et prolongées elles se coupent en K, à la distance  $a$  de l'appui A sur la

verticale de la charge ; le point D divise en deux parties égales la droite KP.

Les charges verticales sur les appuis sont les mêmes que pour une poutre droite fictive passant par ces appuis, de même portée que l'arc et chargée de la même façon.

La poussée horizontale  $Q = px \frac{a}{2f}$ .

Le moment en un point M est égal à  $R_b \times mM$  ou  $Q \times m'M$ .

Pour obtenir le moment positif maximum en un point  $xy$  de la moitié gauche de l'arc, il faut charger d'une charge uniforme partielle une longueur  $\alpha$  à partir de l'appui de gauche déterminée par l'égalité

$$\alpha = \frac{xf}{xf + \frac{ly}{2}}$$

Pour obtenir le moment négatif maximum, il faut charger à partir de l'appui de droite une longueur  $\alpha$  telle que

$$\alpha = \frac{l}{2} + \frac{\frac{l}{2} \left( \frac{ly}{2} - xf \right)}{xf + \frac{ly}{2}}$$

Lorsque l'axe de l'arc est parabolique il ne résulte d'une charge uniformément répartie suivant la corde aucun moment fléchissant dans l'arc ; mais sous une charge répartie sur une moitié seulement de la corde il résulte un moment fléchissant dans l'arc égal à environ  $\frac{pl^2}{64}$  en un point situé au  $\frac{1}{4}$  de la portée ; c'est d'ailleurs cette charge qui donne le moment fléchissant maximum.

$p$  est la charge par unité courante,  $l$  la portée de l'arc.

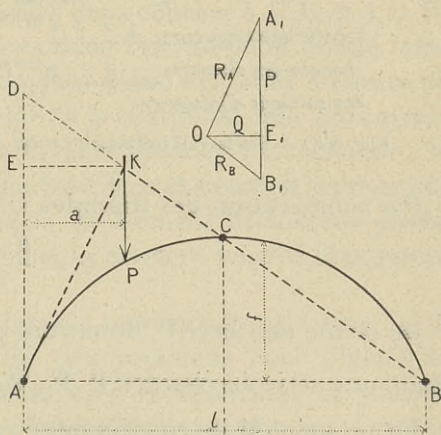


Fig. 287. — Arc à trois articulations sous une charge isolée.

CHARGE ISOLÉE. — La ligne des pressions sous la charge isolée P est la ligne BCKA (fig. 287). En décomposant la force P suivant les

deux directions KA et KB, on obtient les deux réactions  $R_A$  et  $R_B$  qu'elle détermine sur les deux appuis A et B.

Cette décomposition est faite en  $OA_1B_1$ ;  $OE_1$  représente la poussée horizontale Q.

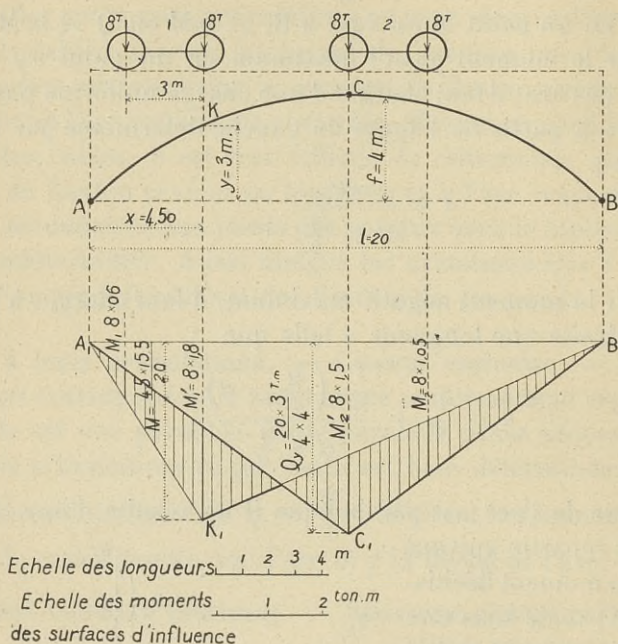


Fig. 288. — Surface d'influence en un point d'un arc à trois articulations.

Par comparaison des triangles  $OA_1B_1$  et  $DKA$  on trouve :

$$Q = \frac{P \times a}{2f}.$$

De même une force  $P_1$  donne une poussée horizontale  $Q_1 = P_1 \frac{a_1}{2f}$ .

Pour une série de charges  $P, P_1, P_2, \dots$  la poussée totale est  $\frac{1}{2f} \Sigma Pa$ .

En un point M de coordonnées  $xy$ , le moment positif maximum a lieu lorsque la charge isolée est au-dessus de ce point; le moment négatif maximum a lieu lorsque la charge isolée est au-dessus de l'articulation centrale.

*Surfaces d'influence.* — Pour déterminer rapidement les positions

les plus défavorables d'un système de charges solidaires et les moments fléchissants correspondants en un point  $K$  de coordonnées  $xy$ , on trace la surface d'influence des moments fléchissants (fig. 288).

On se base sur l'équation donnée plus haut :

$$\text{Moment cherché } M = T_A x - P(x - a) - Qy$$

dans laquelle  $T_A x - P(x - a)$  est le moment  $M'$  de la poutre droite de même portée.

$$M = M' - Qy.$$

On détermine d'abord la surface d'influence de la poussée horizontale sous une charge égale à l'unité; c'est le triangle  $A_1C_1B_1$  dans lequel l'ordonnée maximum, égale à  $\frac{l}{4f}$ , est représentée à une échelle quelconque. Le moment  $Qy$  est représenté par les ordonnées de ce même triangle à une échelle  $y$  fois plus petite.

On trace alors la surface d'influence  $A_1K_1B_1$  des moments fléchissants au point donné  $xy$ . Cette courbe est simplement représentée par la courbe des moments de la poutre fictive droite  $AB$ , chargée au point donné d'une charge égale à l'unité; on porte les moments à la même échelle que celle des valeurs  $Qy$ .

La différence entre les ordonnées des deux courbes  $A_1K_1B_1$  et  $A_1C_1B_1$  représente les moments fléchissants dans l'arc au point donné lorsqu'une charge égale à l'unité se déplace d'une extrémité à l'autre de l'arc. La position la plus défavorable de la charge est celle qui correspond à la différence d'ordonnées la plus grande. Par exemple, la position la plus défavorable d'un chariot à deux essieux est représentée en 1 et 2. La position 1 développe le moment fléchissant positif maximum et la position 2 développe le moment négatif maximum.

**Arcs à deux articulations.** — CHARGE UNIFORME ET PARTIELLE. — Il est nécessaire de tracer la courbe des pressions pour obtenir le moment fléchissant dans l'arc. Pour cela on détermine la poussée horizontale en décomposant les charges qui agissent sur l'arc en charges isolées élémentaires pour lesquelles on détermine la poussée comme suit :

**CHARGE ISOLÉE.** — Comme pour les arcs à trois articulations, la ligne des pressions est constituée par deux droites passant par les

articulations (fig. 289) et se coupant sur la verticale de la charge. Pour déterminer la direction de ces droites, on ajoute comme condition que leur point de rencontre se trouve sur une ligne appelée *ligne d'intersection des réactions*. Dans la figure,  $R_A$  et  $R_B$  donnent la

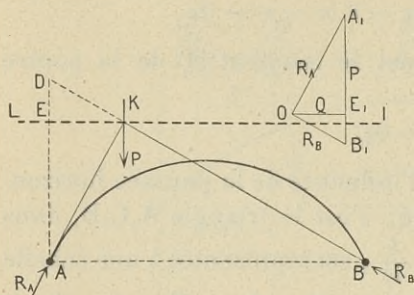


Fig. 289. — Détermination des réactions d'appuis dans un arc à deux articulations.

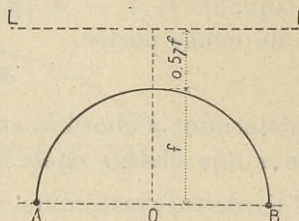


Fig. 290. — Ligne d'intersection des réactions d'un arc en demi-cercle.

direction des deux réactions d'appuis dues à la charge P ; leur valeur s'obtient en décomposant P suivant ces deux directions. On a encore :

$$Q = P \frac{EK}{DA} .$$

La ligne d'intersection des réactions est déterminée dans les cas particuliers suivants :

a) Pour un arc à section constante dont l'axe est un demi-cercle,

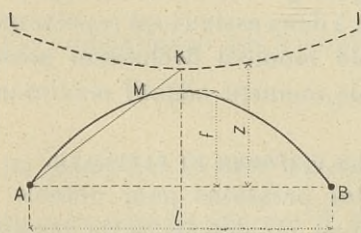


Fig. 291. — Ligne d'intersection des réactions d'un arc parabolique.

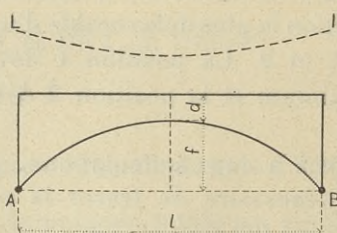


Fig. 292. — Ligne d'intersection des réactions d'un arc à tympans pleins.

cette ligne est une droite située à  $0,57 f$  au-dessus de l'axe de l'arc à la clef et parallèle à la ligne des appuis (fig. 290).

b) Pour un arc dont l'axe est une parabole tendue et dont la sec-



tion est constante, le lieu des intersections est une autre parabole (fig. 291) déterminée par l'équation ci-après :

En appelant  $x$  et  $z$  ses coordonnées par rapport à l'origine A,  
 $I_0$  le moment d'inertie de l'arc à la clef,  
 $\Omega$  sa section

$$z = \frac{32 l^2 \left( f + \frac{13}{8} \frac{I_0}{\Omega f} \right)}{25 l^2 - 20 \left( \frac{l}{2} - x \right)^2}$$

ou en négligeant le terme en  $I_0$ , toujours très petit :

$$z = \frac{32 l^2 f}{25 l^2 - 20 \left( \frac{l}{2} - x \right)^2}$$

Cette ligne est symétrique par rapport à l'axe vertical de l'arc.

En effectuant pour certaines valeurs de  $\frac{x}{l}$  on trouve les valeurs de  $\frac{z}{f}$  dans le tableau ci-après.

TABLEAU N° 66

$\frac{x}{l}$	0	0,05	0,1	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
$\frac{z}{f}$	1,600	1,525	1,428	1,419	1,379	1,348	1,322	1,302	1,290	1,284	1,280

Cette équation déterminant  $z$  s'applique également à un arc dont le moment d'inertie varie de la clef aux naissances, proportionnellement à la sécante de l'angle formé par l'axe de l'arc avec l'horizontale.

c) Pour un arc de cercle subaissé à section constante, le lieu des intersections des réactions est le même que pour une parabole de même portée et de même surface entre la fibre neutre et l'horizontale qui passe par les articulations. Quand les réactions des appuis sont connues, il faut déterminer les efforts dans l'arc avec sa forme circulaire.

d) Pour une poutre à tympans pleins (fig. 292), le lieu d'intersection est une parabole de coordonnées  $x, z$  définies par l'équation :

$$z = f + 2,2d + \frac{2,5(f-d)\left(\frac{l}{2} - x\right)^2}{2l^2}.$$

La *poussée horizontale* est dans tous les cas déterminée par l'équation :

$$Q = \frac{Px(l-x)}{lz}.$$

Les *réactions verticales* aux appuis sont encore celles d'une poutre droite de même portée et chargée de la même façon que l'arc.

*Position défavorable de la charge.* — Etant donné un point M, près de l'appui, dans la moitié gauche de l'arc (fig. 291), on mène la ligne AM et on la prolonge jusqu'en K avec la ligne d'intersection des réactions ; ce point K détermine la position critique des charges pour la section M. Toute charge de L à K donne dans la section un moment positif, c'est-à-dire qu'il développe une compression à la partie supérieure de l'arc. Toute charge à droite du point K développe un moment négatif dans l'arc, c'est-à-dire une tension à la partie supérieure.

On obtient donc le moment positif maximum en changeant l'arc de K en L et le moment négatif maximum en changeant de K en I. Dans les arcs à faible moment d'inertie, ces deux maxima ont à peu près la même valeur.

En disposant de la façon la plus défavorable des charges uniformes partielles on trouve que, pour un arc parabolique, le moment fléchissant maximum se produit dans une section située environ au  $\frac{1}{4}$  de la portée. En appelant  $p$  la charge par unité courante,  $l$  la portée de l'arc, ce moment est égal à  $\frac{pl^2}{60}$  environ. Le moment maximum qui peut se développer à la clef sous l'action des charges partielles =  $\frac{pL^2}{135}$ .

*Surfaces d'influence.* — Pour déterminer la position la plus défavorable d'un convoi, on a recours aux surfaces d'influence. La sur-

face d'influence de la poussée horizontale se déduit de la formule

$$Q = \frac{Px(l-x)}{lz}$$

Pour diverses positions de la charge, la poussée par unité de charge est, dans un arc parabolique, donnée par les valeurs du tableau suivant, avec la condition que  $Q = K \frac{l}{f}$  :

TABLEAU N° 67

$\frac{x}{l}$	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
K	0	0,031	0,061	0,070	0,116	0,139	0,159	0,175	0,186	0,193	0,195

Pour le rapport des échelles, voir Arcs à trois articulations.

En admettant une variation de température de 20° au-dessus et en dessous de la moyenne et un coefficient de dilatation linéaire de  $1,2 \times 10^{-5}$  par degré, la variation linéaire unitaire  $\lambda = 2,4 \times 10^{-4}$ . L'effort de poussée qu'elle provoque sur les articulations des appuis est :

$$Q_t = \lambda \times \frac{15 EI}{8 f^2}$$

E est le coefficient d'élasticité du béton ; I le moment d'inertie de l'arc. (Avoir soin d'adopter la même unité pour tous les termes.)

**Arcs sans articulations.** — CHARGE UNIFORME ET PARTIELLE. — Pour trouver les efforts dans l'arc, il faut encore déterminer la ligne des pressions ; pour cela on décompose la charge uniforme en charges élémentaires isolées.

**CHARGE ISOLÉE.** — La charge P donne lieu à deux réactions  $R_A$  et  $R_B$  qui se coupent sur la verticale de cette charge. Leur direction dépend de la forme de l'arc et de la position de la charge. La méthode indiquée ci-après pour déterminer cette direction s'applique

à un arc dont l'axe est une parabole tendue et la section sensiblement constante. Elle peut s'appliquer à un arc de cercle avec les mêmes restrictions que celles données pour l'arc à deux articulations, page 421.

La direction des réactions est fixée par les deux conditions suivantes : 1° Leur intersection (fig. 293) se trouve sur la *ligne d'intersection des réactions* LI, ligne parallèle à la corde de l'arc et située au-dessus de cette corde à une distance

$$z = \frac{6f}{5} + \frac{6I_0}{\Omega f}$$

Le terme  $\frac{6I_0}{\Omega f}$  est en tout cas très petit par rapport au premier terme et généralement négligé.

2° Chacune des réactions est tangente à une courbe dite *enveloppe*

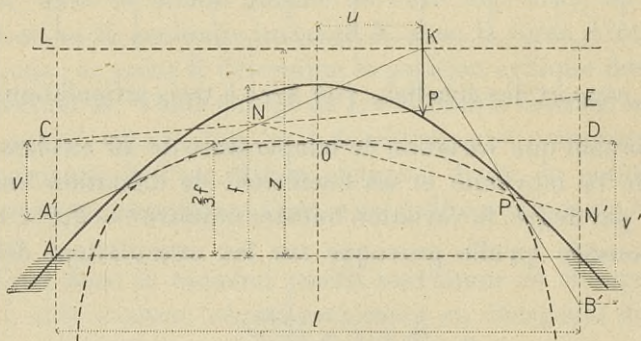


Fig. 293. — Détermination des réactions d'appui d'un arc sans articulations.

*des réactions*, composée de deux hyperboles symétriques par rapport à l'axe vertical. L'hyperbole de droite est déterminée par ces trois conditions : elle passe par le point O situé à la rencontre de l'axe vertical de l'arc et de la droite COD menée parallèlement à la corde de l'arc, à une distance  $\frac{2}{3} \times f$  de celle-ci; ses asymptotes sont l'une la verticale passant par B, l'autre la droite CE. (Le point E divise en deux parties égales la longueur ID.)

Au lieu de tracer ces hyperboles, on peut, à l'aide des deux formules ci-après, déterminer les intersections A' et B' des réactions avec les verticales passant par A et B : appelant  $v$  et  $v'$  les distances des inter-

sections A' et B' des réactions aux points C et D (fig. 293) et  $u$  la distance de la charge à l'axe de l'arc.

$$v = \frac{8f}{15} \times \frac{l}{l+2u} \qquad v' = \frac{8f}{15} \times \frac{l}{l-2u}$$

Le tableau suivant (n° 68) donne pour diverses positions de la charge les distances AA' et BB'. Pour plus de facilité, l'abscisse  $x$  de la charge est prise comme précédemment par rapport à l'origine A. Lorsque les distances AA' et BB' doivent être mesurées en dessous des points A et B elles sont affectées du signe —.

TABLEAU N° 68

$\frac{x}{l}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{AA'}{f}$	-2	-0,667	-0,220	0	0,133	0,222	0,286	0,333	0,370
$\frac{BB'}{f}$	0,370	0,333	0,286	0,222	0,133	0	-0,220	-0,667	-2

Les réactions verticales des appuis sont celles d'une poutre droite de même portée.

La position défavorable des charges pour un point donné sur l'arc M s'obtient comme dans l'arc à deux articulations. Si une charge P (fig. 294) détermine une réaction KM qui passe par le point M, toute charge à droite de P donne un moment positif dans la section en M, toute charge à gauche de P donne un moment négatif. De même la charge P' donnant une réaction K'M qui passe par M, toute charge à gauche de P' donne un moment positif en M, à droite de P' donne un moment négatif.

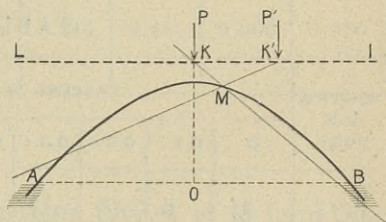


Fig. 294.

Pour obtenir le moment positif maximum en M, il faut donc placer à droite de K et à gauche de K' toutes les charges partielles

susceptibles d'y être placées, c'est-à-dire charger seulement entre K et K'. Pour obtenir le moment négatif maximum charger seulement entre L et K et K' et I.

La *surface d'influence* des moments fléchissants dans une section donnée s'obtient de préférence par points en calculant directement le moment pour chacune des positions de la charge. Par exemple, si on veut obtenir la surface d'influence des moments aux naissances, on fait agir sur l'arc au point  $K_1$  (fig. 295) à  $0,1 l$  de la naissance une force égale à l'unité et on trouve les directions des réactions  $K_1A_1$  et  $K_1B_1$ . On décompose la force suivant ces deux directions et on en déduit la poussée horizontale  $Q_1$ . En appelant  $a_1$  la distance  $AA_1$ , le moment fléchissant en A dû à la force unitaire est égal à  $Q_1 \times a_1$ . On porte ce moment en ordonnées sur une droite CD, au point d'abscisse  $0,1 l$  : le point  $k_1$  est un point de la courbe limitant la surface d'influence cherchée. En répétant ce calcul pour toutes les positions de la charge sur l'arc, on obtient cette surface d'influence. Le tableau suivant donne les valeurs d'un coefficient  $m$  qui évite le calcul : le moment cherché est égal à :

$$\frac{m}{1000} \times \frac{l}{2}.$$

Exemple : le moment déterminé dans la section 3 par une charge unitaire placée au point d'abscisse  $0,1 l$  est égal à  $\frac{11}{1000} \times \frac{l}{2}$ . Le signe — indique que le moment développé est négatif.

TABLEAU N° 69

POSITION de la charge.	VALEURS DE $m$ AUX SECTIONS D'ABSCISSES										
	0	0,1 l	0,2 l	0,3 l	0,4 l	0,5 l	0,6 l	0,7 l	0,8 l	0,9 l	l
0,9 l	22	6	-5	-12	-13	-10	-2	11	28	51	-121
0,8 l	64	16	-17	-35	-37	-24	4	48	107	-18	-128
0,7 l	95	19	-31	-54	-50	-20	36	119	28	-36	-73
0,6 l	96	11	-40	-56	-37	15	104	26	-17	-26	0
0,5 l	62	-6	-37	-31	12	94	12	-31	-37	-6	62
0,4 l	0	-26	-17	26	104	16	-37	-56	-40	11	96
0,3 l	-73	-36	28	119	36	-20	-50	-54	-31	19	95
0,2 l	-128	-18	107	48	4	-24	-37	-35	-17	16	67
0,1 l	-121	51	28	11	-2	-10	-13	-12	-5	6	22

Ce tableau permet aussi de déterminer dans quelles limites il faut charger l'arc pour développer en un point donné les moments positif et négatif maxima. Par exemple, pour développer dans la section d'abscisse  $0,8 l$  le maximum positif, il faut charger les points d'abscisse  $0,7 l$ ,  $0,8 l$  et  $0,9 l$ , pour développer le maximum négatif, il faut charger tous les autres points.

La *poussée horizontale maximum* s'obtient évidemment en chargeant tous les points. Le tableau suivant donne la poussée correspondant à chacune des positions d'une charge égale à l'unité.

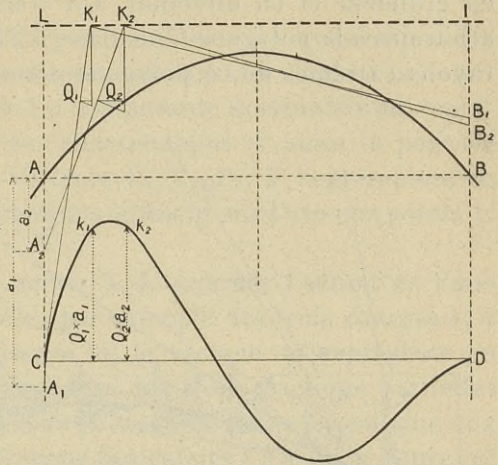


Fig. 295. — Surface d'influence dans un arc sans articulations.

TABLEAU N° 70

$\frac{x}{l}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
K	0,030	0,096	0,4	0,216	0,235	0,216	0,165	0,096	0,030

$$Q = K \frac{l}{f}$$

La grandeur et la position des réactions totales et la ligne des pressions s'obtiennent comme suit (fig. 296) :

On concentre les charges réparties sur l'arc aux points 1, 2, 3... etc. (choisis de préférence à des distances de l'origine A égales à  $0,1 l$ ,  $0,2 l$ ,  $0,3 l$ ...) et pour chacune de ces charges on détermine les réactions d'appui telles que  $R_1$  et  $R'_1$ ,  $R_2$  et  $R'_2$ ... Les réactions  $R_1, R_2, R_3$ ... sur l'appui de gauche sont composées dans le polygone des forces  $abc$ ... K

de la figure (b) ;  $ak$  représente donc la réaction totale sur l'appui A, en grandeur et en direction. On trace ensuite à l'aide d'un pôle arbitraire  $o$  le polygone funiculaire  $1'2'3'...9'$  ; l'intersection des deux rayons extrêmes de ce polygone donne un point  $K$  de la réaction.

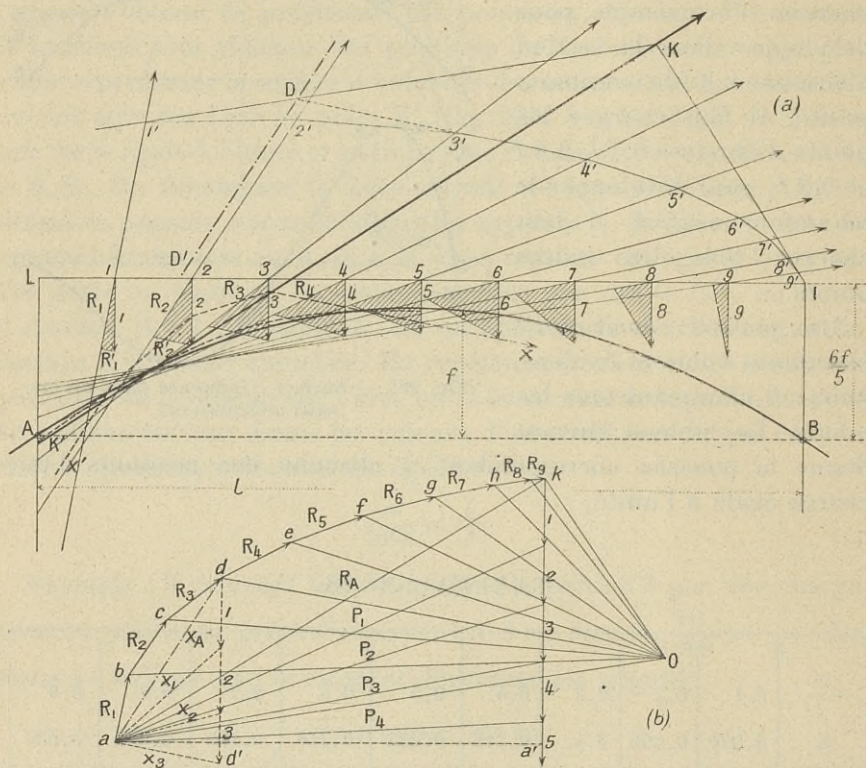


Fig. 296. — Détermination de la ligne des pressions d'un arc sans articulations.

Celle-ci est donc déterminée en grandeur, direction et position : elle est représentée en  $KK'$ .

On la compose alors avec les forces 1, 2, 3, ... 9, en grandeur et en direction sur la figure (b), en position sur la figure (a). La ligne qui résulte de cette composition est pointillée sur la moitié gauche seulement de l'arc ; c'est la ligne des pressions. Elle peut évidemment s'obtenir si l'on connaît une seule des deux réactions d'appui, mais il est préférable de déterminer les deux réactions : elles se servent mutuellement de vérification et permettent de tracer la ligne des



pressions en deux moitiés partant de chacun des appuis, ce qui est la façon la plus sûre d'opérer.

Dans la figure 296 où les charges sur l'arc sont symétriques, la composante  $ka'$  de la réaction d'appui  $ak$  doit être égale à la demi-somme des charges 1, 2, 3... 9. La composante horizontale  $aa'$  représente la poussée horizontale sur chaque appui et aussi la poussée totale à la clef. De même les vecteurs  $P_1, P_2, P_3, P_4$  représentent en grandeur et en direction les pressions agissant sur l'arc aux points 1, 2, 3 et 4.

Le même diagramme peut servir à déterminer l'action de l'une ou plusieurs des charges isolées; par exemple des trois charges 1, 2 et 3. Dans le polygone des forces (*b*) le vecteur  $ad$  représente en grandeur et en direction la résultante des trois réactions partielles sur l'appui de gauche, c'est-à-dire la réaction sur cet appui due aux trois charges 1, 2 et 3. Le polygone funiculaire  $1'2'3'$  de la figure (*a*) donne, par l'intersection D de ses rayons extrêmes  $1'D$  et  $3'D$ , un point D de la réaction d'appui. En composant cette réaction avec les trois charges verticales on obtient en  $XX'$  la direction et la position des pressions qu'exercent sur l'arc les trois charges.  $XX'$  est la ligne des pressions. Les rayons  $X_A, X_1, X_2, X_3$  représentent les pressions qui agissent sur l'arc aux points A, 1, 2 et 3 respectivement.

Une variation linéaire  $\lambda$  produit dans l'arc une poussée ou une traction parallèle à la corde et située à une distance  $= \frac{2}{3} f$  au-dessus de celle-ci. Cette poussée  $Q_t = \frac{45 E I_0 \lambda}{4 f^2}$ .

Le moment qui en résulte est  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{45 E I_0 \lambda}{12 f} \text{ à la clef.} \\ \frac{45 E I_0 \lambda}{6 f} \text{ aux naissances.} \end{array} \right.$

$\lambda$  est généralement pris égal à  $2,4 \times 10^{-4}$ .

*Pour établir un arc la marche à suivre se résume ainsi :*

1. Tracé de l'arc avec son épaisseur approximative;
2. Tracé de la fibre moyenne et détermination de la parabole de surface égale, si cette fibre est un arc de cercle;
3. Tracé de la ligne d'intersection des réactions;
4. Tracé de l'enveloppe des réactions ou division de la corde en

dix parties égales et détermination des points d'intersection des réactions avec les verticales passant par les points d'appui à l'aide du tableau n° 68 ;

5. Tracé des directions des réactions ;

6. Détermination du poids mort de l'arc, remblai, chaussée, parapet, par mètre courant de largeur de voûte ou pour une poutre en arc ;

7. Division de la longueur en panneaux (de préférence 10 ou 20) et calcul des charges isolées correspondant au poids mort pour chacun des panneaux ;

8. Tracé graphique des réactions totales dues au poids mort ;

9. Tracé de la ligne des pressions ;

10. Evaluation des moments fléchissants aux diverses sections de l'arc, en particulier des moments maxima et minima ;

11. Choix des sections pour lesquelles on déterminera les efforts dus aux charges concentrées mobiles et appelées sections critiques (Ce sont presque toujours celles où le moment est minimum ou maximum sous l'action du poids mort) ;

12. Détermination des surfaces d'influence des moments fléchissants pour chacune de ces sections ;

13. Détermination de la position la plus défavorable des convois ;

14. Evaluation des moments fléchissants dus aux convois dans les sections critiques ;

15. Opérations similaires à 11, 12, 13, 14 pour les surcharges uniformes partielles ;

16. Comparaison des moments obtenus sous l'action des charges concentrées et des surcharges uniformes partielles ; addition du plus élevé avec le moment dû au poids mort ;

17. Détermination des poussées maxima ;

18. Etude des efforts dus aux variations de température ;

19. Détermination des différentes sections de l'arc capables de résister à la somme des efforts.

20. Comparaison des dimensions reconnues nécessaires avec celles admises au début de l'étude et, s'il y a lieu, rectification des calculs.

**Formules simples.** — Dans une étude préliminaire ou dans l'étude définitive de petits ouvrages, on peut employer les formules sui-

vantes pour la détermination des réactions sur les appuis et des moments fléchissants dans les sections les plus critiques de l'arc. Ces formules ne sont rigoureuses que pour des arcs symétriques dont la fibre moyenne est une parabole tendue et dont le moment d'inertie varie, de la clef aux naissances, proportionnellement à la sécante de l'angle formé par l'axe de l'arc avec l'horizontale. Les formules donnant la poussée horizontale sur les appuis peuvent s'appliquer sans grande erreur aux arcs dont la fibre moyenne est un arc de cercle surbaissé, mais celles donnant les moments fléchissants ne peuvent l'être. Il est bon de déterminer ces moments en partant directement des réactions d'appuis. (Voir Généralités, p. 413.)

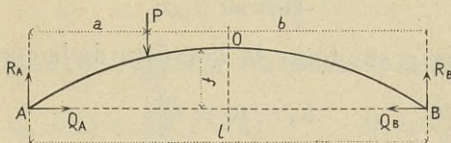


Fig. 297.

Soit  $l$ , la portée de l'arc,  $f$ , sa flèche (fig. 297);

$I$  et  $\Omega$ , les valeurs moyennes du moment d'inertie et de la section transversale de l'arc ;

$E$ , le coefficient d'élasticité du matériau de l'arc ;

$p$ , la charge verticale uniformément répartie par unité courante de la corde de l'arc ;

$P$ , une charge concentrée, placée à la distance  $a$  et  $b$  des deux appuis ;

$Q_A$  et  $Q_B$ , les poussées horizontales ;

$R_A$  et  $R_B$ , les charges verticales sur les appuis ;

$M$ , le moment fléchissant dans l'arc ;

$\lambda$ , la variation linéaire de température,  $= 2,4 \times 10^{-4}$  pour une variation de température de  $20^\circ$  en dessus et en dessous de la moyenne.

ARC A TROIS ARTICULATIONS. — Sous une charge isolée  $P$  :

$$R_A = P \frac{b}{l} \quad ; \quad R_B = P \frac{a}{l}$$

$$Q_A = Q_B = \frac{Pa}{2f}$$

Sous la charge  $p$  uniformément répartie sur toute la longueur de la corde :

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}; \quad Q_A = Q_B = \frac{pl^2}{8f}$$

ARC A DEUX ARTICULATIONS AVEC CULÉES RIGIDES. — Sous une charge isolée  $P$  :

$$R_A = \frac{Pb}{l} \quad ; \quad R_B = \frac{Pa}{l}$$

$$Q_A = Q_B = \frac{3}{4} \times \frac{P \cdot a \cdot b}{f \cdot l} \times K$$

$$\text{avec } K = \frac{1}{1 + \frac{15I}{8\Omega f^2}} \text{ et souvent voisin de 1.}$$

Sous une charge  $p$  sur toute la longueur de la corde :

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$Q_A = Q_B = \frac{pl^2}{8f} \times K \quad (K \text{ comme ci-dessus})$$

Sous une charge  $p$  sur la moitié gauche de l'arc, ce qui donne le moment fléchissant maximum dans l'arc à environ  $\frac{l}{4}$  des appuis :

$$Q_A = Q_B = \frac{pl^2}{16f} \times K$$

$$M_{\frac{l}{4}} = \left(1 - \frac{3}{4} K\right) \frac{pl^2}{16} \text{ sur la moitié gauche de l'arc,}$$

$$M_{\frac{l}{4}} = \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{4} K\right) \frac{pl^2}{16} \text{ sur la moitié droite de l'arc}$$

ou en faisant  $K = I$  :

$$M_{\frac{l}{4}} = \pm \frac{pl^2}{64}$$

Sous une variation linéaire de l'arc  $\lambda$  :

$$Q_t = \frac{15\lambda EI}{f^2}$$

ARC A DEUX ARTICULATIONS AVEC TIRANT DE SECTION  $\Omega'$ . — Les formules de l'arc avec culées rigides sont applicables mais le coefficient  $K$  est

$$\text{égal à } \frac{1}{1 + \frac{15I}{8f^2} \left(\frac{1}{\Omega} + \frac{1}{\Omega'}\right)}$$

ARC SANS ARTICULATIONS — Sous une charge isolée P :

$$R_A = P \frac{a^2(l+2a)}{l^3}; \quad R_B = P - R_A$$

$$Q_A = Q_B = \frac{15}{4} \times P \times \frac{a^2 b^2}{f^3} \times K$$

$$\text{avec } K = \frac{1}{1 + \frac{45l}{4Qf^2}} \text{ (souvent voisin de 1)}$$

$$M_A = P \frac{ab^2}{l^3} \left( l - \frac{5}{2} a \times K \right).$$

Sous une charge  $p$  répartie sur toute la longueur de la corde :

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$Q_A = Q_B = \frac{pl^2}{8f} \times K \text{ (K comme ci-dessus)}$$

$$M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} (1 - K); \quad M_o = \frac{M_A}{2}.$$

Sous une charge  $p$  sur la moitié gauche de l'arc :

$$R_A = \frac{13}{32} \times pl; \quad R_B = \frac{3}{32} pl$$

$$Q_A = Q_B = \frac{pl^2}{16f} \times K \text{ (K comme ci-dessus)}$$

$$M_A = \frac{pl^2}{192} \times (11 - 8K); \quad M_B = \frac{pl^2}{192} (5 - 8K); \quad M_o = \frac{pl^2}{48} (1 - K)$$

ou en faisant  $K = 1$  :

$$M_A = M_B = \pm \frac{pl^2}{64}; \quad M_o = 0.$$

Sous une variation linéaire  $\lambda$  :

$$Q_t = \frac{45 \lambda EI}{4 f^2}$$

$$M_{At} = M_{Bt} = \frac{15 \lambda EI}{2 f}; \quad M_{ot} = \frac{M_{At}}{2}.$$

### CALCUL DES CULÉES ET PILES

CULÉES. — La stabilité des culées en béton armé se détermine comme celle des culées en gros béton, coulé en masse. On en cal-

cule ensuite les éléments comme dans les murs de soutènement. (Voir ce chapitre.)

Pour déterminer la stabilité, on commence par évaluer exactement les divers efforts que la culée doit supporter et on fait une étude détaillée des conditions d'établissement et de la résistance du terrain. On recherche ensuite les dimensions de la culée par essais suc-

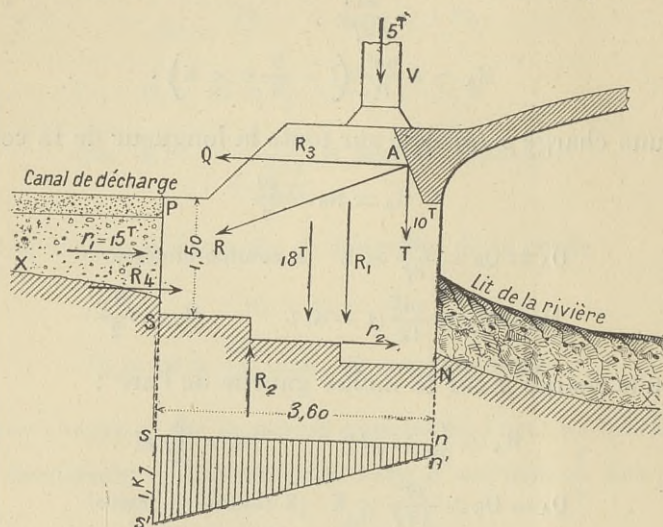


Fig. 298. — Stabilité d'une culée.

cessifs comme dans l'exemple suivant qui envisage le cas le plus commun à résoudre :

L'étude du pont a donné, par mètre courant de largeur de culée, une réaction d'appui de 27 tonnes. Cette réaction, représentée en AR (fig. 298), est la poussée maximum se produisant dans les cas de charges les plus défavorables. La composante horizontale est égale à environ 25 tonnes, la composante verticale à 10 tonnes. Le sol résistant se trouve sur le banc XX et peut porter 2 kilogrammes au centimètre carré ; le taux de travail du terrain en PS sous un effort horizontal ne peut dépasser 1 kilogramme au centimètre carré et la friction du béton sur le sol 0,5.

Un premier examen des conditions auxquelles doit satisfaire la culée conduit à lui donner la forme APSN. Il s'agit d'en vérifier la stabilité :

Elle est en équilibre sous l'action :

1° Des charges verticales indiquées sur la figure : charge verticale due au pont  $AT = 10$  tonnes ; charge apportée par le pilier  $V$ , 5 tonnes par mètre courant de culée ; poids mort de la culée, 18 tonnes ; enfin réaction  $R_2$  du sol sous la culée.

2° Des charges horizontales suivantes : poussée due à l'arc,  $AQ = R_3 = 25$  tonnes ; résistance du sol  $r_1$  sur la hauteur  $PS$  de 1,50 m, soit 15 tonnes ; enfin frottement  $r_2$  de la culée sur le sol de  $S$  en  $N$ .

Pour que la culée soit en équilibre, la somme des projections verticale et horizontale des forces doit être nulle ; la réaction  $R_2$  est égale et de signe contraire à la somme des forces verticales dont la résultante  $R_1 = 33$  tonnes ;  $r_2$  est égale à la différence entre  $R_3$  et  $r_1$ , soit 10 tonnes.

Le coefficient de frottement de la culée sur le terrain est donc  $\frac{10}{33}$ , c'est-à-dire inférieure à la limite permise 0,5.

La culée est en équilibre sous l'ensemble des quatre forces  $R_1$  et  $R_2 = 33$  tonnes,  $R_3$  et  $R_4 = 25$  tonnes. Comme les trois forces  $R_1$ ,  $R_3$  et  $R_4$  sont connues, on détermine par le graphique ou le calcul la position de  $R_2$ . On trouve qu'elle coupe la base à une distance égale à 1,25 m. du point  $S$  et on en déduit que la charge sur le sol est 1,76 kg. en  $S$ , 0,08 kg. en  $N$ . (La répartition de la charge sur le sol est indiquée sur le diagramme  $ss'nn'$ .) Comme la pression maximum de 1,76 kg. est inférieure à la limite donnée 2 kilogrammes, il y a avantage à réduire les dimensions de la culée, à diminuer la largeur par exemple.

On vérifie en outre que le travail du béton au cisaillement n'est pas trop élevé.

PILES. — Comme pour les culées, la première étude à faire pour l'établissement des piles est l'étude des conditions d'établissement et de la résistance du sol. On envisage ensuite la stabilité lorsque, le pont étant soumis à l'action du vent :

1° Un des arcs aboutissant à la pile est complètement chargé et le voisin sans aucune surcharge.

2° Les deux arcs portés par la pile sont complètement chargés.

Dans ces conditions, la pression sur le sol et le coefficient de frottement ne doivent pas dépasser les limites prévues.

## CONSTRUCTION

**Cintres.** — Il est très important que les cintres soient sérieusement étudiés et mis en place de telle sorte que l'on obtienne la courbure exacte prévue sur les plans et dans les calculs. Les arbalétriers doivent reposer sur des coins ajustables à volonté pour rattraper les différences de niveau résultant du séchage des bois ou de leur gonflement et pour permettre un réglage précis de la courbure. Les fondations et toutes les pièces des cintres doivent être prévues avec un coefficient de sécurité au moins égal à 3. La charge pratique

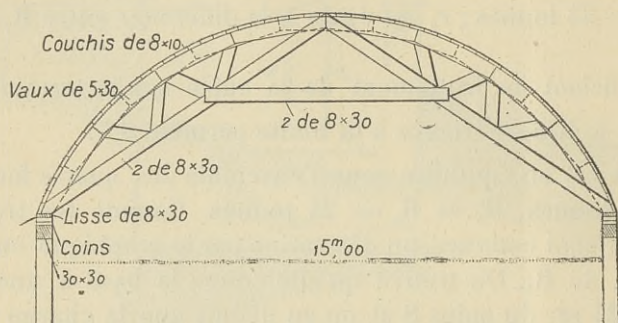


Fig. 299. — Cintre de voûte de 15 m. de portée.

maximum à imposer par centimètre carré est pour le chêne et le sapin 1<sup>er</sup> choix :

120 kilogrammes sous les efforts agissant en compression directe parallèle aux fibres ;

90 kilogrammes sous les efforts déterminant une flexion.

Pour le sapin ordinaire : 100 et 70 kilogrammes ; pour le peuplier, 60 et 40 kilogrammes.

Pour réduire les déformations à leur minimum, on cherche autant que possible à rapporter les charges directement sur les appuis et à faire travailler en flexion un petit nombre de pièces ; il faut aussi tenir compte des efforts de flambement dans les pièces comprimées. (Voir tableau n° 3, 1<sup>re</sup> partie.)

On prend des précautions pour éviter l'adhérence du béton au couchis car il en résulterait des difficultés au décintrage. On peut passer sur le couchis une couche de savon mou ou d'huile lourde, le



recouvrir de papier ou même de toile. Pour tenir compte de la déformation permanente de l'échafaudage sous sa charge de béton on lui donne un léger surhaussement de  $\frac{1}{300}$  à  $\frac{1}{800}$  de la portée de l'arc.

Les figures 299 à 302 donnent des exemples de cintres pour ponts de diverses portées (fig. 299 et 300 d'après M. L. Heidenreich, ouvrage cité ; fig. 301 extraite de l'ouvrage de MM. de Tédesco et Forestier). La figure 302 est la photographie du cintre d'un pont de 79 mètres de portée, à Teufen (Suisse). Entrepreneurs : Froti, Westermann et C<sup>o</sup>, Zurich.

En règle générale, le coffrage devrait rester en place le plus longtemps possible, au moins quatre semaines pour les petits ouvrages, huit semaines pour les grands. Cependant lorsqu'on veut réemployer les cintres pour une autre travée ou qu'on désire que le béton n'ait pas acquis son durcissement complet pour finir la face exposée plus facilement, on peut décinturer plus tôt. Dans ce cas surtout, mais aussi lorsque le béton a acquis son durcissement définitif, le décintrage doit être fait lentement et progressivement. Pour ce faire, il est absolument nécessaire de disposer les pièces principales portantes sur des vérins, des coins doubles ou des boîtes à sable (fig. 303 et 304). Le sable doit être bien sec, propre et bien enfermé de façon à ne pas se prendre en bloc et pouvoir se vider

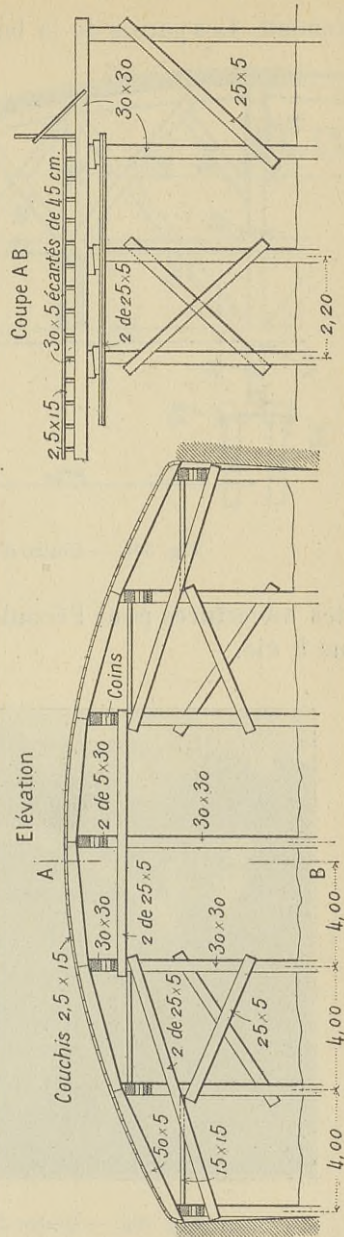


Fig. 300. — Cintre d'un pont en arc de 24 m. de portée.

lentement. Les parois de la boîte portent près du fond une ou deux

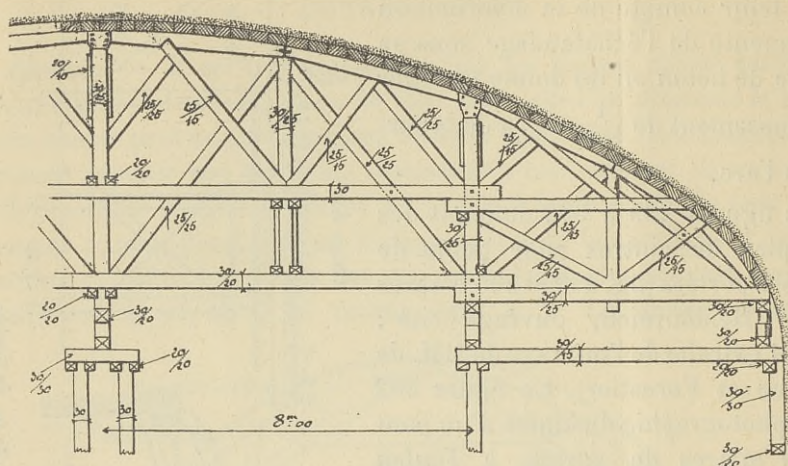


Fig. 301. — Cintre d'un pont de 30 m. de portée.

petites ouvertures pour l'écoulement du sable, fermées par des bouchons à vis.

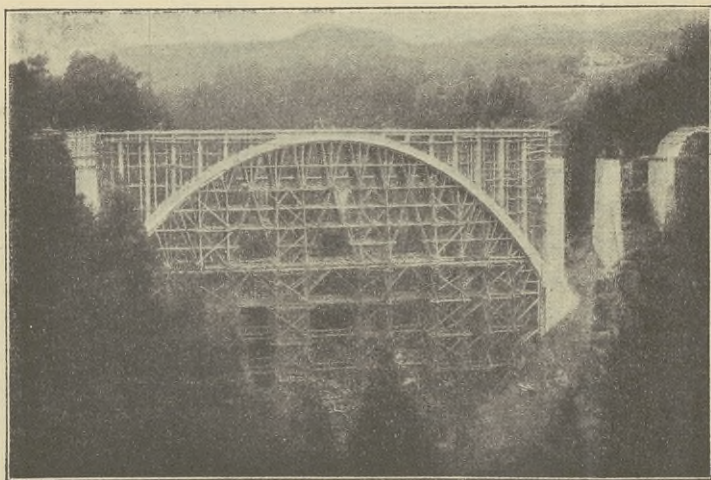


Fig. 302. — Cintre d'un pont de 79 m. de portée.

On ne commence le décintrage qu'après s'être assuré que les piles

PONT SUR LA RIVIÈRE OGMORE, À BRIDGEND (ANGLETERRE)

Ingénieur: M<sup>r</sup> CONSIDÈRE.

Fig. 1. Demi-élévation d'une poutre en arc.

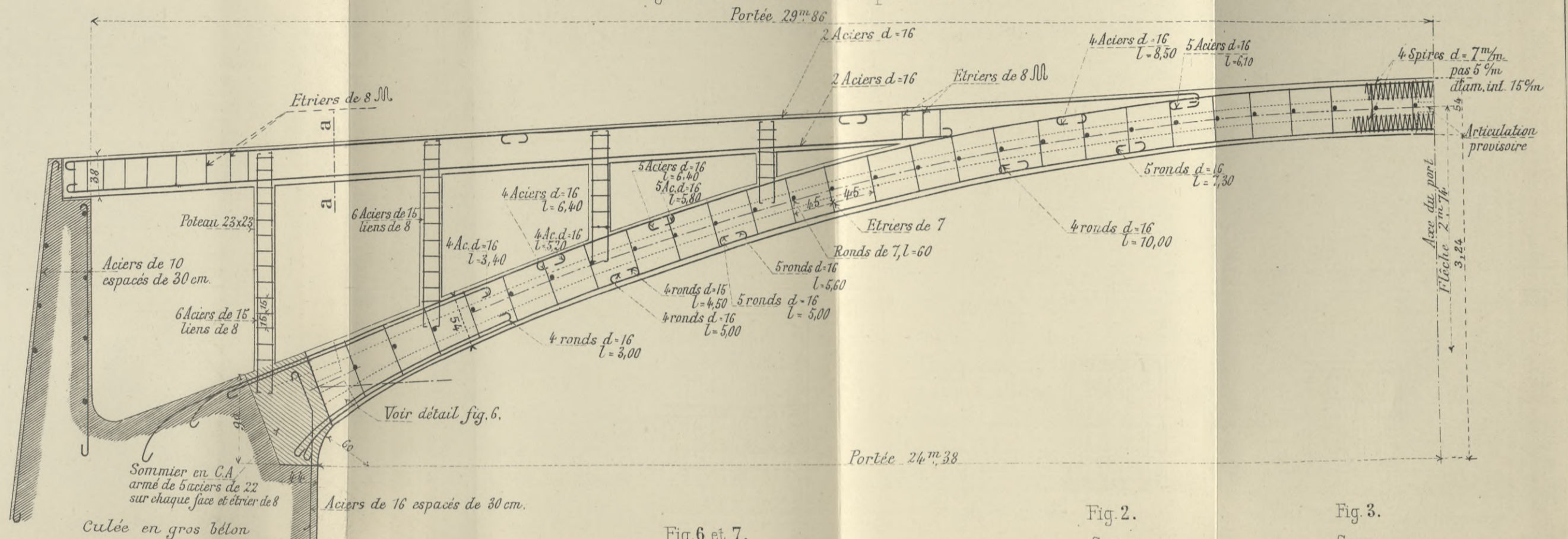


Fig. 6. Elévation.

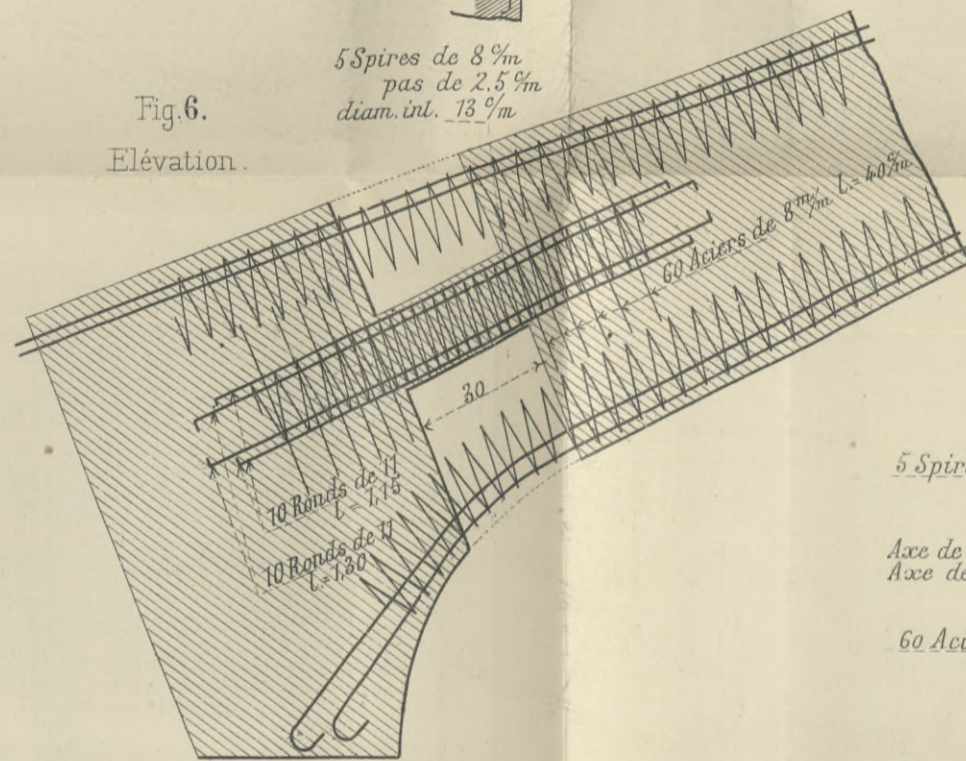


Fig. 6 et 7. Articulation provisoire aux naissances.

Fig. 7. Coupe aux naissances.

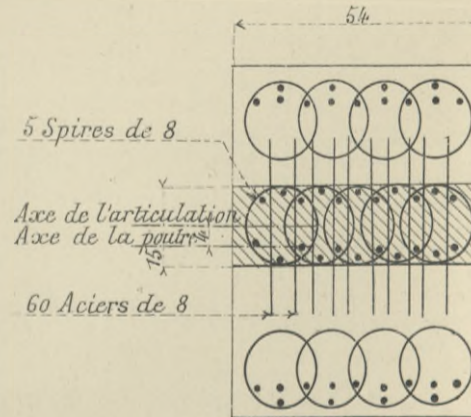


Fig. 2. Coupe des poteaux.

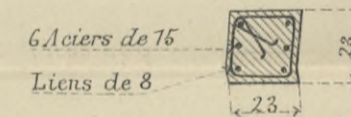


Fig. 4. Coupe aux naissances.

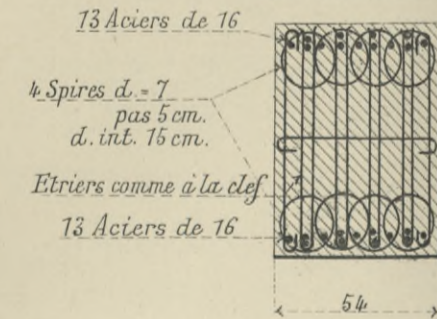


Fig. 3. Coupe suivant aa (fig. 1).

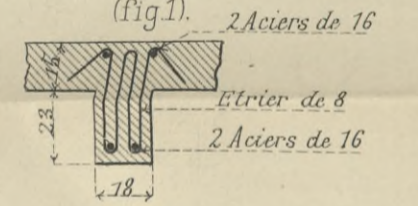
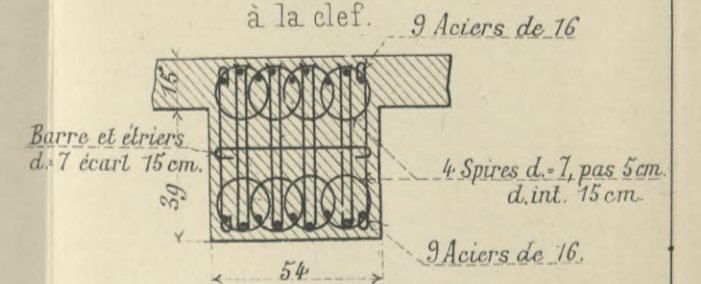


Fig. 5. Coupe à la clef.



Autog. Jacobé



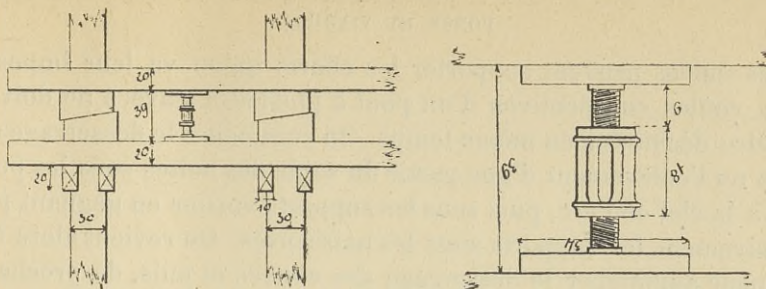


Fig. 303. — Coins doubles et vérin pour le décintrage.

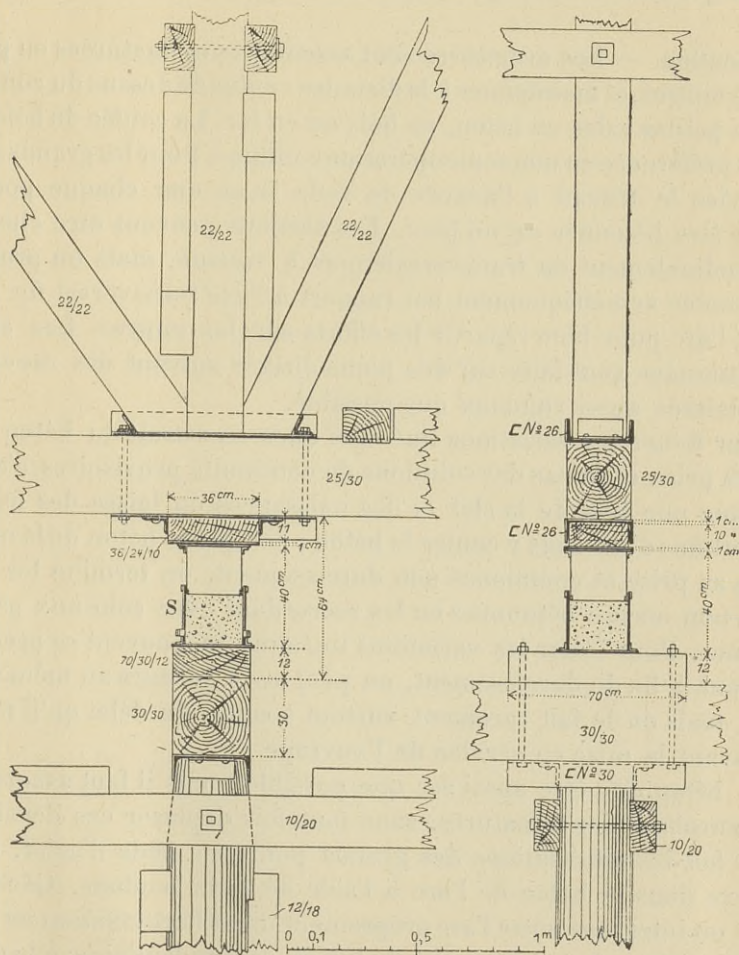


Fig. 304. — Boîte à sable (S) pour le décintrage.

ou les culées peuvent supporter les efforts qu'on va leur imposer. Deux voûtes consécutives d'un pont à plusieurs travées ne doivent pas être décintrées en même temps. On commence le desserrage des coins ou l'enlèvement d'une partie du sable des boîtes sous les poinçons à la clef de l'arc, puis sous les supports voisins en gagnant progressivement les supports sous les naissances. On revient alors à la clef pour augmenter le desserrage des cintres et puis, de proche en proche, jusqu'aux naissances. On recommence la même série d'opérations jusqu'à desserrage complet des cintres.

**Exécution.** — Les armatures sont assemblées et ligaturées en place sur les cintres, et maintenues à la distance voulue du dessus du coffrage par de petites cales en béton, en bois ou en fer. La coulée du béton se fait de préférence en une seule opération continue. Pour les grands arcs, on divise le travail à l'avance de telle façon que chaque portion puisse être bétonnée en un jour. Les sections peuvent être choisies longitudinalement ou transversalement à volonté, mais on procède à la coulée symétriquement par rapport à l'axe transversal du pont ou de l'arc pour bien répartir les efforts sur les cintres. Les arrêts du bétonnage sont faits sur des plans dirigés suivant des rayons et sont laissés aussi rugueux que possible.

Pour éviter les variations linéaires dues au retrait du béton pendant la prise, on laisse des solutions de continuité provisoires, c'est-à-dire que non loin de la clef et des naissances on laisse des bandes ou portions d'arc sans y couler le béton ; dès que le béton de la masse a fait sa prise et commencé son durcissement, on termine les portions non encore bétonnées en les raccordant avec soin aux parties voisines. Pour éviter les variations linéaires qui peuvent se produire pendant la fin du durcissement, on peut avoir recours au même procédé, mais on le fait rarement, surtout à cause du délai qu'il nécessite avant la mise en service de l'ouvrage.

Le béton doit être aussi sec que possible, mais il faut assurer un bon enrobage des armatures, sans toutefois déplacer ces dernières.

On fait les articulations des grands ponts en fonte d'acier, et on les fixe dans le béton de l'arc à l'aide de forts boulons. Généralement on interpose entre l'arc proprement dit et l'articulation un sommier en béton fortement armé de barres perpendiculaires à la direc-







tion de la pression et on calcule les surfaces de contact pour que la pression ne dépasse pas 100 kilogrammes par centimètre carré sur le béton. Quelques constructeurs interposent des feuilles de plomb entre le sommier et l'articulation, noient les deux rotules en fonte dans le brai et recouvrent l'ensemble d'une épaisseur de 4 à 8 centimètres de béton gras pour le protéger de la rouille.

Le rayon de courbure des deux surfaces en contact est choisi de façon à ce que la pression sur l'acier ne dépasse pas 3 000 kilogrammes par centimètre carré; la partie de la rotule fixée sur la culée étant concave, la partie fixée à l'arc étant convexe. On peut calculer la pression par les formules suivantes (formules de Hertz) :

$P$  étant la pression totale sur une rotule de longueur  $l$ ;

$r_1$  et  $r_2$  les rayons de courbure (fig. 305);

$p$  la pression unitaire sur la surface de contact de largeur  $b$ ;

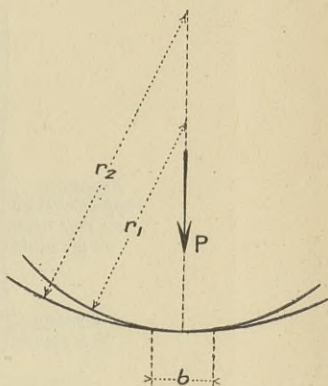


Fig. 305.

$$b = \frac{8}{3} \sqrt{\frac{2P}{\pi l E} \times \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2}}$$

$$p = \frac{2P}{\pi b l}$$

$$P = \frac{16}{9} \times p^2 \times \frac{\pi l}{E} \times \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2}$$

$$p = \frac{3}{4} \sqrt{\frac{PE}{\pi l} \times \frac{r_1 + r_2}{r_1 r_2}}$$

Les deux parties de la rotule doivent être réunies par des boulons qui en permettent la mobilité mais de section transversale suffisante pour résister à un effort tranchant maximum et qui est égal à la composante normale à l'arc de la réaction la plus défavorable et la plus oblique sur l'appui. Quelquefois l'une des parties de la rotule porte deux ergots qui empêcheraient le déplacement de l'autre partie si un glissement relatif commençait à se produire (fig. 306).

L'épaisseur de la rotule est déterminée pour que les efforts de flexion dans l'acier ne dépassent pas 1 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Dans certains ouvrages, on a employé avec avantage des rotules en granit dressé. La pression unitaire ne doit pas dépasser 200 kilogrammes par centimètre carré (elle peut être calculée par les formules ci-dessus). Il en résulte que les rayons de courbure doivent être assez faibles, la largeur de contact  $b$  assez grande et par cela

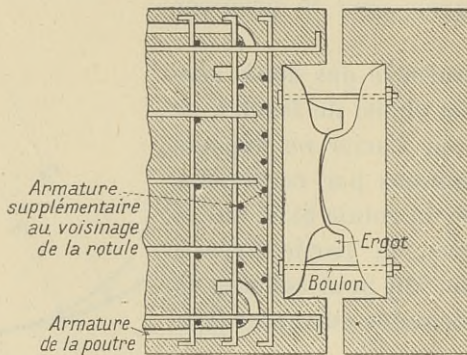


Fig. 306. — Rotule en fonte d'acier.

même la position de la résultante quelque peu indéterminée. Les pierres employées doivent avoir une hauteur égale à leur largeur.

Enfin un système de semi-articulation, efficace dans les petites voûtes et les poteaux des piles articulées, est simplement constitué d'aciers noyés sur la plus grande partie de leur longueur dans le

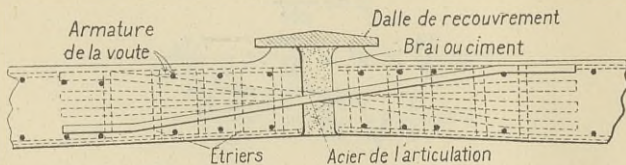


Fig. 307. — Semi-articulation en aciers ronds.

béton, moitié de chaque côté de l'articulation (fig. 307). Ces aciers doivent pouvoir prendre tout l'effort de compression sans travailler à un taux supérieur à 10 kilogrammes par millimètre carré et être disposés en éventail pour parer aux obliquités de cet effort. Quand l'ouvrage a pris son assise, on remplit l'articulation de brai ou de ciment pour protéger les aciers.

On peut employer comme motifs de décoration des revêtements





divers en faïence, en mosaïque, en béton coloré. On a aussi employé des plaques en béton fin, moulées à l'avance avec une face très unie ; ces plaques de 3 centimètres environ d'épaisseur et légèrement armées sont placées à l'intérieur du coffrage et retenues au corps principal de la poutre par quelques crochets ou étriers fixés dans leur épaisseur ; les joints peuvent être disposés pour imiter ceux des voussoirs d'un pont en pierre (voir aussi le paragraphe : Fini des surfaces de béton exposées page 155). Mais c'est surtout par la pureté de la ligne et l'harmonie de l'ensemble, avec le ragréage, le bouchar dage ou le brossage à la brosse en fil de fer des parties exposées, que l'on obtient les meilleurs résultats au point de vue esthétique.

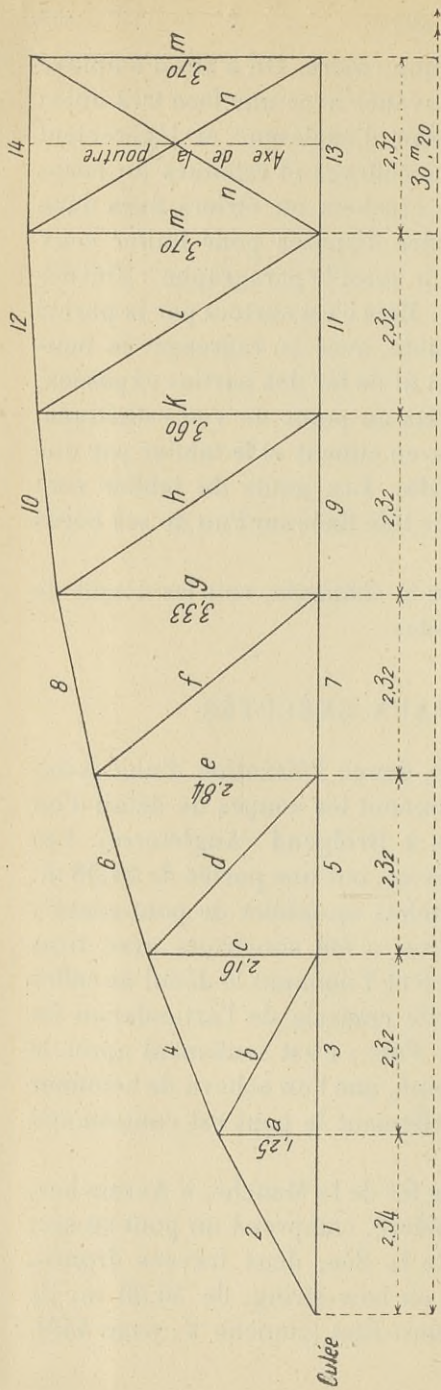
On protège la voûte par une chape en ciment et le tablier par une chape ou une double couche d'asphalte. Les joints du tablier sont simplement recouverts d'une bande de tôle fixée sur l'un de ses bords seulement.

Pour les détails des parapets et de la chaussée, voir les détails de construction des ponts à travées droites.

### EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

La figure 1, planche IV, page 438, donne l'élévation d'une demi-poutre en arc et les figures 2 à 5 donnent les coupes de détail d'un pont exécuté en système Considère à Bridgend (Angleterre). Les poutres sont espacées d'environ 2,25 m., ont une portée de 24,38 m. et portent par l'intermédiaire de potelets un tablier de pont-route à très lourd trafic. Chacune des poutres a été construite avec trois articulations provisoires ; les figures 6 et 7 donnent le détail de celles des naissances : le béton de la partie centrale de l'articulation fut coulé en même temps que celui de l'arc ; c'est seulement après le décintrage, quand l'ouvrage fut terminé, que l'on acheva de bétonner l'articulation, de telle sorte qu'actuellement le pont est continu aux naissances et à la clef.

Le viaduc du réseau du chemin de fer de la Manche, à Avranches, exécuté d'après les plans de M. Considère, comprend un pont en arc, de 33,60 m. de portée, au-dessus de la Sée, deux travées droites, de 10,40 m. de portée, et un pont en bow-string, de 30,20 m. de portée, au-dessus des voies de l'Ouest-État (planche V, page 440).



*La membrure supérieure.*

4 barres 21<sup>mm</sup> 11<sup>m</sup>,80.

4 b. 21<sup>mm</sup> 10<sup>m</sup>,00.

4 b. 21<sup>mm</sup> 10<sup>m</sup>,60.

4 b. 21<sup>mm</sup> 10<sup>m</sup>,60.

Spires de 18<sup>mm</sup>, pas de 60<sup>mm</sup>, aux assemblages sur une longueur de 1<sup>m</sup>00, diamètre intérieur 400<sup>mm</sup>.  
 Spires de 16<sup>mm</sup>, — — — — — dans la partie courante

*La membrure inférieure.*

36 b. 22<sup>mm</sup> 30<sup>m</sup>,50.

se relèvent dans la  
 membrure *b*.

4 b. 22<sup>mm</sup> 26<sup>m</sup>,80.

4 b. 22<sup>mm</sup> 23<sup>m</sup>,90.

se relèvent dans la membrure *d*

<p>3 ét. (a) 8<sup>mm</sup> 2<sup>m</sup>, 90. 3 ét. (b) 8<sup>mm</sup> 2<sup>m</sup>, 10. 3 ét. (c) 10<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 00. 9 ét. (d) 12<sup>mm</sup>. Lig. 8<sup>mm</sup>. 15 b. 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 60.</p>	<p>4 ét. (a) 8<sup>mm</sup> 2<sup>m</sup>, 90. 4 ét. (b) 8<sup>mm</sup> 2<sup>m</sup>, 10. 3 ét. (c) 10<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 00. Spires 6<sup>mm</sup> pas de 100<sup>mm</sup>. se rapprochant à 50<sup>mm</sup> aux assemblages.</p>	<p>d° d° d° d°</p>	<p>d° d° d° d°</p>	<p>d° d° d° d°</p>	<p>4 ét. (a) 8<sup>mm</sup> 2<sup>m</sup>, 90. 4 ét. (b) 8<sup>mm</sup> 2<sup>m</sup>, 10. 6 ét. (c) 10<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 00. Spires 6<sup>mm</sup> pas de 100<sup>mm</sup>.</p>
<p>4 b. 22<sup>mm</sup> 26<sup>m</sup>, 80. venant de la membrure inf.</p>	<p>4 b. 22<sup>mm</sup> 23<sup>m</sup>, 30. 2 b. 20<sup>mm</sup> 8<sup>m</sup>, 80. (sont doubles). 12 lig. 10<sup>mm</sup> 1<sup>m</sup>, 40. 15 lig. 10<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 10.</p>	<p>d° d° d°</p>	<p>d° d° d°</p>	<p>d° d° d°</p>	<p>2 b. 20<sup>mm</sup> 9<sup>m</sup>, 50. 16 lig. 10<sup>mm</sup> 1<sup>m</sup>, 40.</p>
<p>2 ét. 12<sup>mm</sup> 6<sup>m</sup>. 3 b. 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 65. 3 b. — 0<sup>m</sup>, 50. 2 br. 20<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 45. 2 ét. 12<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 20. 3 b 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 50. 1 br. 35<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 85.</p>	<p>4 b. 22<sup>mm</sup> 26<sup>m</sup>, 80. venant de la membrure inf. 10 lig. 10<sup>mm</sup> 1<sup>m</sup>, 40 3 b. 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 65. 3 b. — 0<sup>m</sup>, 50. 2 br. 20<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 45. 2 ét. 12<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 20. 3 b 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 50. 1 br. 35<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 85.</p>	<p>d° d°</p>	<p>d° d°</p>	<p>d° d°</p>	<p>2 b. 18<sup>mm</sup> 9<sup>m</sup>, 80. 17 lig. 10<sup>mm</sup> 1<sup>m</sup>, 40.</p>
<p>3 b. 25<sup>mm</sup> 4<sup>m</sup>, 30. 3 lig. 10<sup>mm</sup>.</p>	<p>3 b. 25<sup>mm</sup> 6<sup>m</sup>, 35. 8 lig. 10<sup>mm</sup>.</p>	<p>d° d°</p>	<p>d° d°</p>	<p>d° d°</p>	<p>n</p>
<p>4 ét. 10<sup>mm</sup> 3<sup>m</sup>, 80. 2 br. 20<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 45. 6 b. 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 50. 1 br. 35<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 85.</p>	<p>4 ét. 10<sup>mm</sup> 3<sup>m</sup>, 80. 2 br. 20<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 45. 2 ét. 12<sup>mm</sup> 3<sup>m</sup>. 6 b. 15<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 50. 1 br. 35<sup>mm</sup> 0<sup>m</sup>, 85.</p>	<p>d° d° d° d°</p>	<p>d° d° d° d°</p>	<p>d° d° d° d°</p>	<p>3 b. 32<sup>mm</sup> 9<sup>m</sup>, 20. 14 lig. 12<sup>mm</sup>. 3 b. 32<sup>mm</sup> 9<sup>m</sup>, 40. 14 lig. 12<sup>mm</sup>. Synétrique.</p>

Fig. 308. — Nomenclature des aciers d'une poutre matresse.

Le tablier est continu sur une longueur de 86 mètres ; il est fixé au sommet de l'arc et sa dilatation est permise par les appareils à rouleaux placés sous les poutres du bow-string.

Dans le pont à poutres paraboliques, les montants résistent, par leur encastrement dans les poutres transversales du tablier, aux efforts développés par la poussée du vent et la tendance au flambement de la membrure supérieure. Les rouleaux des appareils de dilatation sont en acier, de 0,10 m. de diamètre ; l'axe entre le balancier et le contre-balancier, également en acier, a 0,08 m. de diamètre. Les détails d'exécution de ce pont sont donnés sur la planche V, sauf les détails d'armature des membrures d'une poutre maîtresse que donnent la figure 308 et le tableau qui s'y rattache (page 444).

Sur la planche VI, page 442, on a représenté les détails de construction du pont en arc ainsi que les détails d'un des cintres pour son établissement et d'un des pieux pour ses fondations. On peut voir que le hourdis de l'arc est d'épaisseur croissante, de 0,35 m. à la clef à 0,45 m. aux naissances, et comporte en outre trois nervures, qui participent, ainsi que les longerons du tablier, à partie des moments fléchissants de l'arc.

Dans toutes les parties de l'ouvrage soumis à des efforts de compression, le béton est fretté de spires, suivant le principe de construction adopté par M. Considère.

La planche VII, page 446, donne quelques vues d'ensemble du premier des ponts importants entièrement construits en béton armé. Il fut exécuté à Chatellerault, sur la Vienne, en système Hennebique, en 1899. (Voir description dans les *Annales de la construction*, 1900.)



PONT SUR LA VIENNE, À CHÂTELLERAULT, EN BÉTON DE CIMENT ARMÉ, SYSTÈME HENNEBIQUE.

Fig. 1. (Echelle 1/300). Elevation générale.



Fig. 2. (Echelle 1/300) Plan.

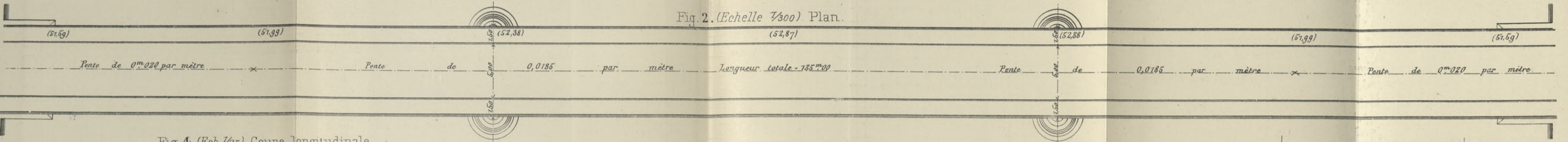


Fig. 4. (Ech. 1/25). Coupe longitudinale.

Armature des contreforts du mur de tête.

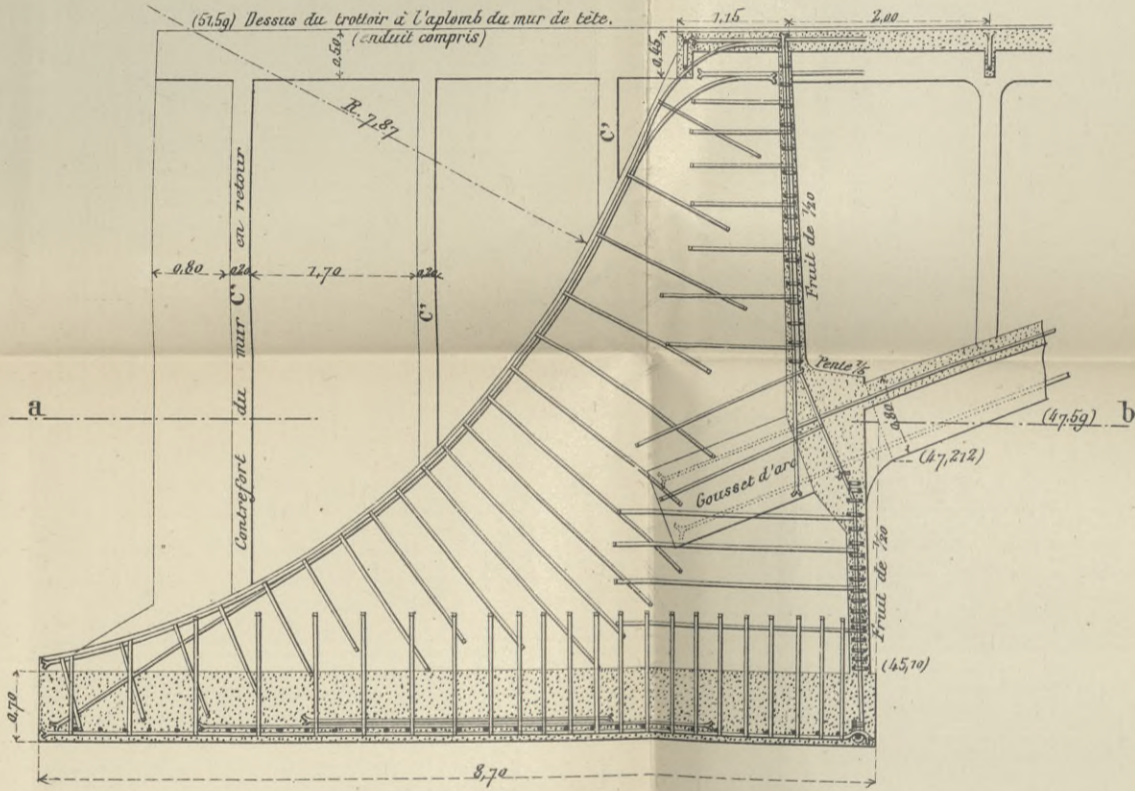


Fig. 5. (Ech. 1/75) Demi-plan. (Trottoir et tablier enlevés.)

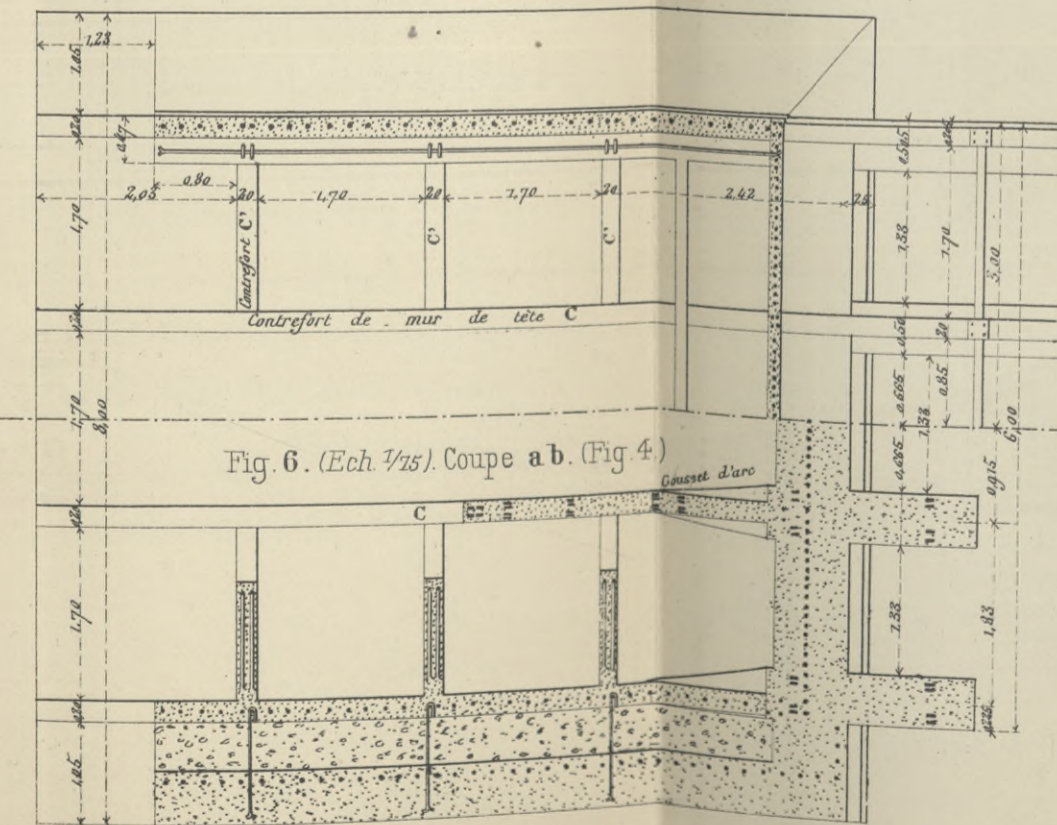


Fig. 6. (Ech. 1/25). Coupe a b. (Fig. 4)

Fig. 3 à 6.

Détail d'une culée.

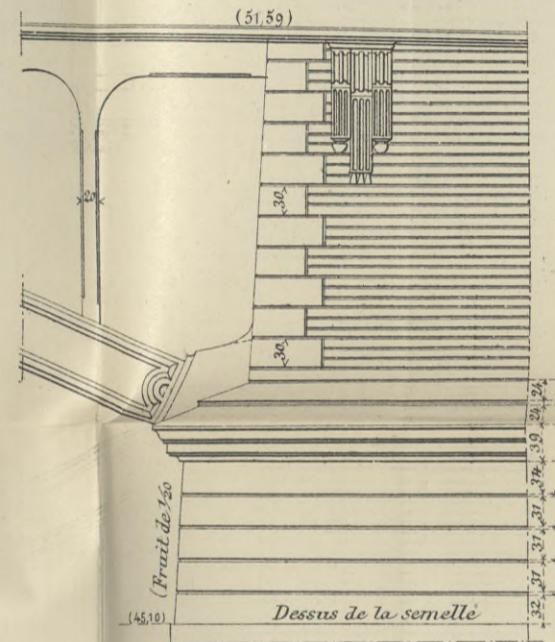


Fig. 3.

(Echelle 1/50). Elevation.

Fig. 7 à 9.

Détail d'une pile.

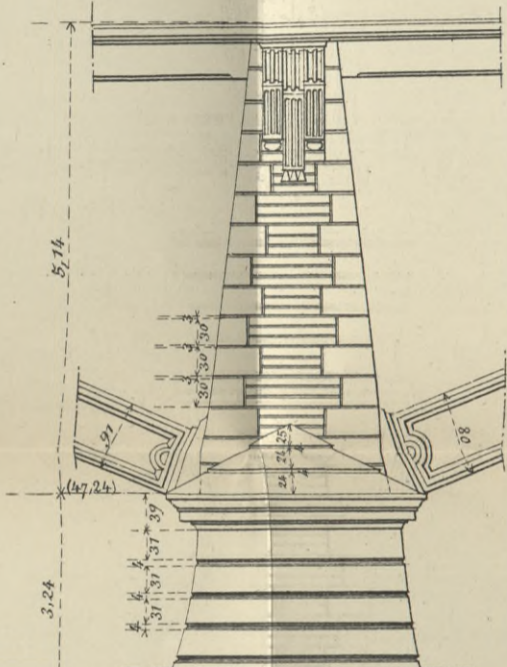
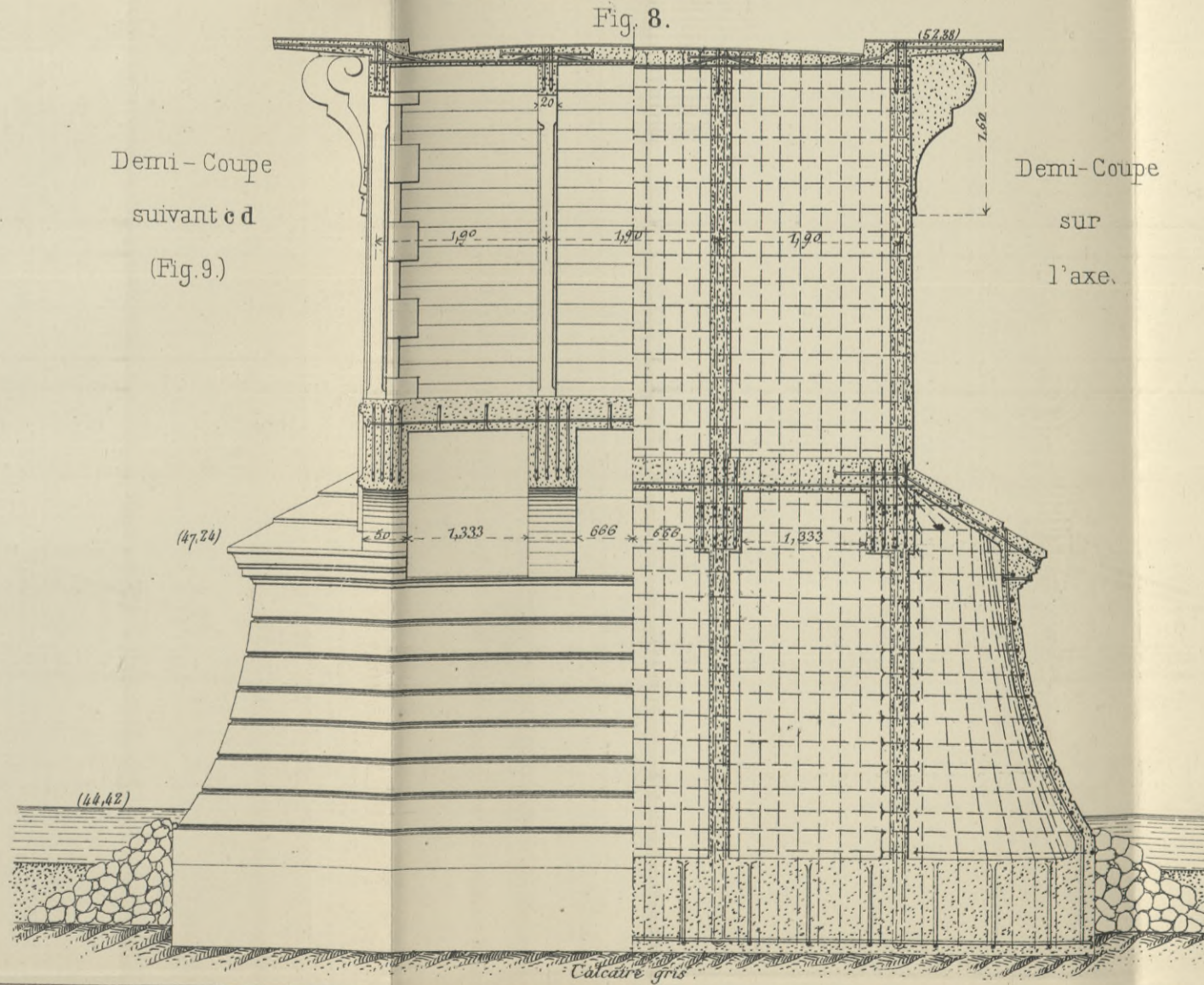


Fig. 7.

(Echelle 1/50) Elevation.

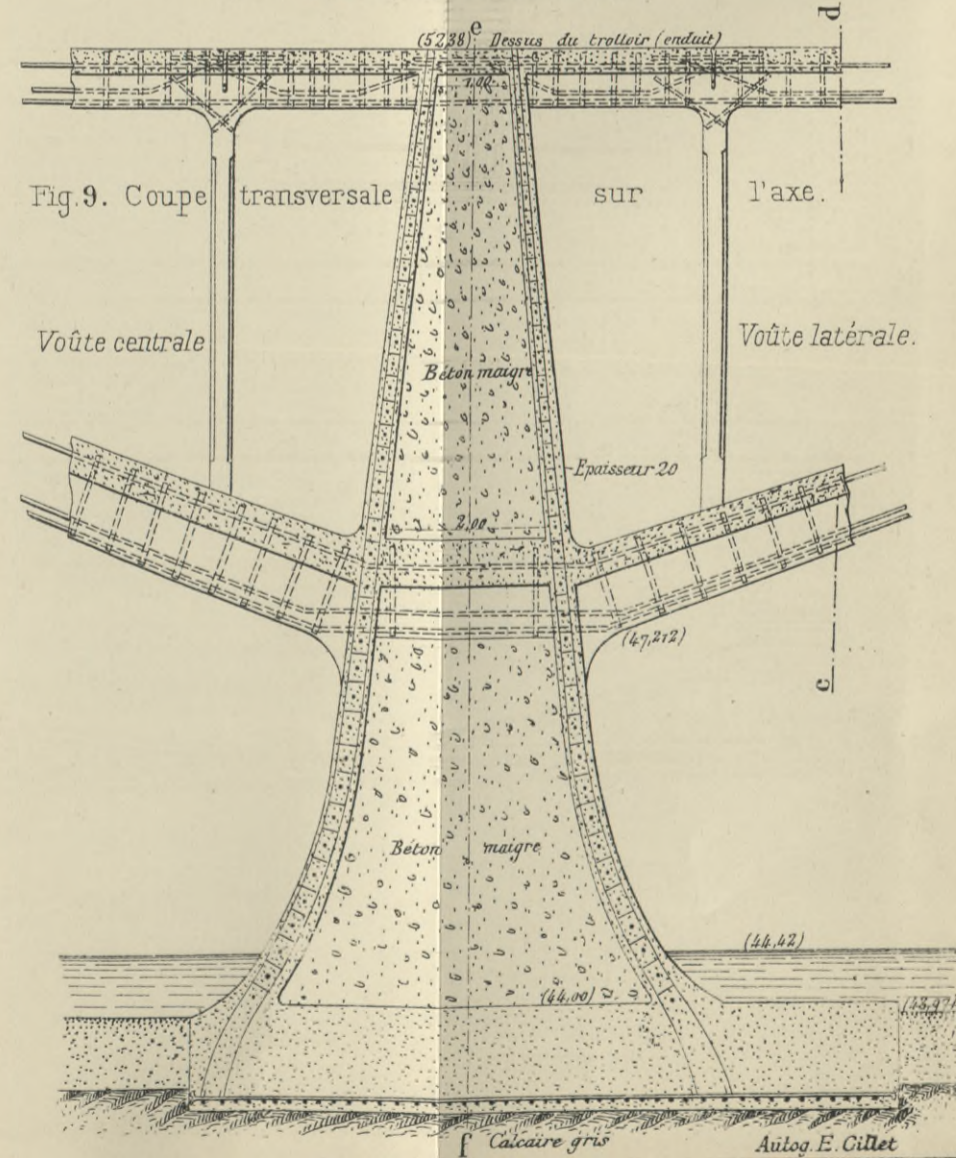
Demi-Coupe suivant e d (Fig. 9).

(Fig. 9).



Demi-Coupe sur l'axe.

Fig. 9. Coupe transversale sur l'axe. Voûte centrale.



Voûte latérale.



SEPTIÈME PARTIE

MURS DE SOUTÈNEMENT  
MURS DE QUAÏ ET SILOS



## CHAPITRE PREMIER

### MURS DE SOUTÈNEMENT ET MURS DE QUAÏ

#### DESCRIPTION

**Murs de soutènement.** — Jusqu'à 2 à 3 mètres de hauteur, la forme de mur la plus employée est celle dont la section est représentée schématiquement par la figure 309, (a). Le rideau vertical, sans nervures, a son armature principale verticale. Il est encastré dans une

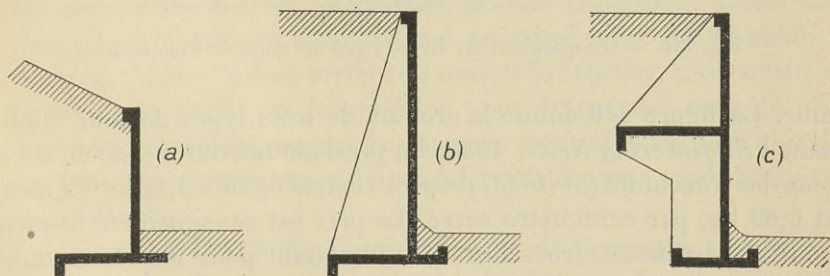


Fig. 309. — Types de murs de soutènement.

semelle d'appui horizontale, également sans nervures. On n'a ainsi que des coffrages et des dispositions d'armature très simples; considérations très importantes surtout dans les cas où les étais retenant provisoirement les terres rendent le travail de béton armé difficile.

Dans le mur de hauteur supérieure à 2 mètres, l'emploi de contreforts (fig. 309, b) est justifié par l'économie qui en résulte pour le rideau et la semelle d'appui. Leur écartement est très variable; on cherche

surtout à obtenir pour le rideau des panneaux de dimensions telles qu'ils puissent être construits sans nervures. En faisant déborder la semelle d'appui à l'avant du rideau, on obtient un double avantage : réduction du déblai et réduction du prix de la semelle. Le rapport de la largeur de la portion avant de la semelle à la largeur de la portion arrière varie de  $\frac{1}{6}$  à  $\frac{1}{2}$ .

On peut aussi, de cette façon, réduire considérablement la pression sur le sol sous la semelle d'appui sans augmenter le prix total du

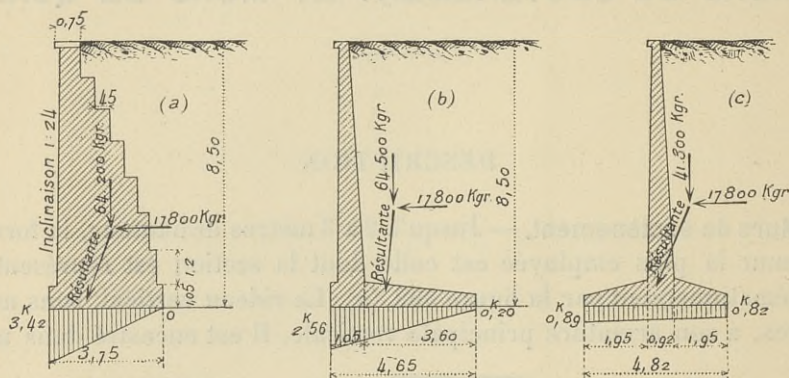


Fig. 310. — Comparaison de divers types de murs de soutènement.

mur. La figure 310 donne le croquis de trois types de mur étudiés dans l'*Engineering News*, 1905. La pression maximum sur le sol est pour les trois murs (a) (b) (c) respectivement égale à 3,42 kg., 2,56 kg. et 0,89 kg. par centimètre carré. Le prix est sensiblement le même pour chacun de ces trois murs en admettant pour le prix du béton en masse du mur (a) 29 francs par mètre cube ; pour le prix du béton des types (b) et (c) 48 francs par mètre cube et de l'acier 35 francs par 100 kilogrammes.

Pour les murs de plus de 2 mètres, on emploie aussi le type représenté schématiquement par la figure 309, c. La largeur de la semelle d'appui est plus faible que dans le type b ; on réduit le cube des déblais dans la partie basse du mur, ce qui peut présenter un avantage considérable dans le cas où l'on doit construire le mur dans une tranchée. Dans tous les cas, l'étalement des terres à l'arrière est plus facile pendant la construction ; le poids de l'ensemble du

mur est moindre ; les charges sous la semelle d'appui sont mieux réparties. Mais le prix du plancher intermédiaire est élevé. C'est seulement par une comparaison judicieuse des prix et des conditions spéciales à chacun des cas particuliers que l'on peut fixer son choix sur l'un ou l'autre des deux types *b* et *c*.

Il est important que les fondations soient étudiées et appropriées aux charges à supporter. Si le terrain peut porter le mur directement, sur le sol préalablement nivelé et damé, on dispose une couche de sable grossier de 3 centimètres d'épaisseur ou mieux une couche de gros béton de 6 à 8 centimètres avant de commencer la coulée de la semelle d'appui en béton armé.

Dans les mauvais terrains, on établit le mur sur pieux, sur massifs de gros béton eux-mêmes fondés sur le sous-sol résistant, ou même sur une ligne de palplanches comme dans les murs de quai.

Le remblai à l'arrière du mur ne doit être fait qu'après durcissement complet du béton. Il est déposé en couches, horizontales ou de préférence avec une pente s'éloignant du mur, de 0,20 à 0,30 m. d'épaisseur, soigneusement damées. Les matériaux qui composent le remblai peuvent être de toute nature ; naturellement préférence est donnée aux pierres, pierrailles, gravier argileux et autres matériaux dont l'angle de talus naturel est aussi élevé que possible. On interpose, entre la face arrière du mur et le remblai, une couche verticale de pierraille ou de gravillon pour drainer les eaux de pluie ; ces eaux s'écoulent par des barbacanes ménagées au pied du rideau vertical. Les fondations et le sol à l'avant du mur sont drainés soigneusement.

L'armature longitudinale du rideau et de la semelle peut être, par elle-même, suffisante pour empêcher les fissures dues aux variations de température ; à cet effet, on prévoit en général, tout au moins pour le rideau, une section d'acier au moins égale à  $\frac{1}{400}$  de la section de béton. Il est toujours bon de prévoir des joints de dilatation coupant complètement le mur ; une feuille de plomb, scellée dans le rideau vertical de façon à former couvre-joint, empêche les infiltrations d'eau de façon efficace.

**Murs de quai.** — Les murs de quai sur fondations en palplanches sont en général très avantageux car on peut les construire sans

batardeau, épaissement et autres travaux accessoires très coûteux et nécessaires dans l'établissement des fondations en maçonnerie ou en gros béton.

Le type le plus simple est représenté en coupe par la figure 311, (a). Il consiste en une ligne de palplanches jointives en béton armé,

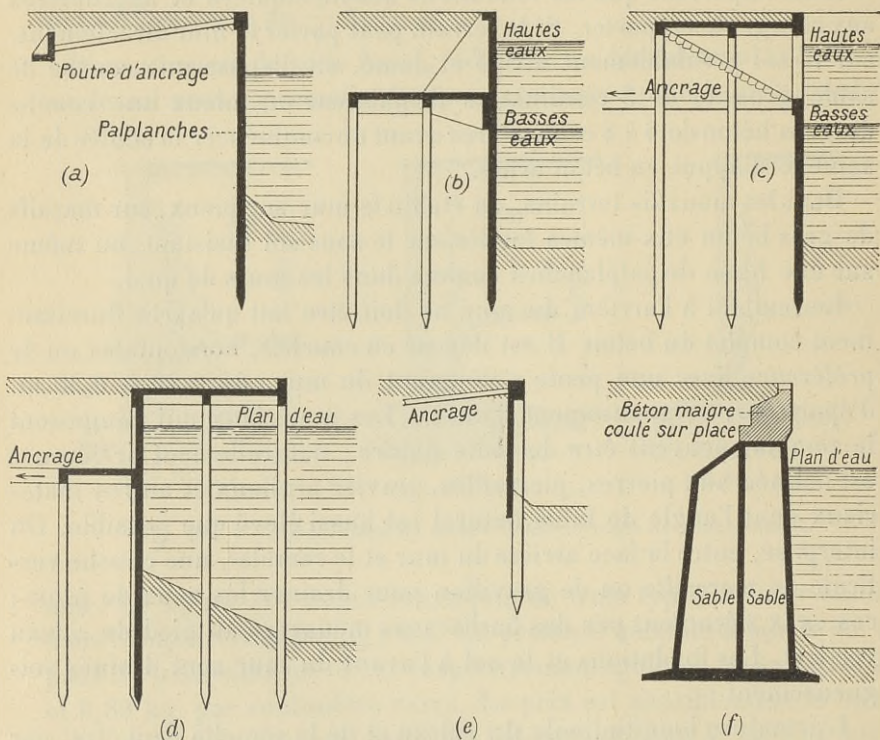


Fig. 311. — Types divers de murs de quai.

battues sur la ligne de front du quai et dont les têtes sont réunies par une lierne longitudinale ancrée dans le remblai arrière ; l'ancrage est constitué soit par des blocs en béton maigre, soit par une poutre longitudinale en béton armé.

On arrête aussi les palplanches un peu au-dessus du niveau des basses eaux. Elles constituent alors, avec une ou plusieurs files de pieux à l'arrière, les fondations d'un mur de soutènement d'un des types précités. L'ensemble résiste aux poussées par sa propre résis-



tance (fig. 311, *b*) ou bien la tête des pieux et palplanches est ancrée à l'arrière.

Si les conditions d'établissement du projet le permettent, on omet le mur de soutènement ; on établit un plancher capable de porter les diverses surcharges du quai et supporté par des colonnes bâties sur la tête des pieux et palplanches. Le remblai se termine en dessous du plancher par un talus recouvert d'un perré ou d'un revêtement mince en béton armé (fig. 311, *c*).

Dans les cas où le sol à l'arrière du front du quai ne peut porter les voies de grue et de chemin de fer nécessaires à l'exploitation, on adopte le type figure 311, (*d*). Le plancher supérieur est établi pour porter ces voies et l'ensemble des pieux et poutres d'entretoisement ajoute sa rigidité à celle du mur arrière constitué comme le type *b* pour résister aux poussées des terres.

Un type économique et très suffisant pour résister aux faibles circulations employé surtout dans les petits travaux est montré figure 311, (*e*). Des pieux sont battus sur la ligne de front du quai à écartements variables de 1,80 m. à 2,50 m. A l'arrière, on descend et on scelle en position des plaques, moulées à l'avance, calculées pour résister aux poussées. La tête des pieux est noyée dans une poutre longitudinale, moulée sur place, et ancrée dans le remblai à l'arrière.

Enfin pour les grands travaux de mer, on emploie avec avantage des tronçons moulés à l'avance en cale sèche. Chaque tronçon (fig. 301, *f*) constitue un élément de mur étudié pour pouvoir résister par sa stabilité propre, aux poussées qui s'exerceront à l'arrière lorsqu'il sera en position, et en même temps pour pouvoir flotter. Dès que le tronçon est sec, on admet l'eau dans la cale de construction, on le remorque et on le coule en position, en le remplissant de sable ou de béton maigre, sur son emplacement préalablement nivelé à la drague. (Voir aussi 8<sup>e</sup> partie, Caissons flottants.)

## POUSSÉES ET BUTÉES DUES AUX TERRES

**Poussées.** — ANGLE DU TALUS NATUREL DES TERRES. — Le tableau n° 15, 1<sup>re</sup> partie, donne quelques valeurs moyennes de cet angle pour différents terrains. Il est préférable de déterminer, sur le sol même, l'angle dans chaque cas étudié, en ayant soin de s'assurer si le sol

peut être alternativement sec et mouillé. L'humidité augmente souvent l'angle de talus naturel, mais une trop grande abondance d'eau peut diminuer beaucoup l'angle normal. Dans le cas d'un remblai ordinaire, assez soigneusement fait, on peut prendre l'angle entre  $35^\circ$  et  $40^\circ$ .

**DIRECTION DE LA POUSSÉE.** — En supposant que le terrain est composé de grains homogènes, incompressibles, sans cohésion, retenus

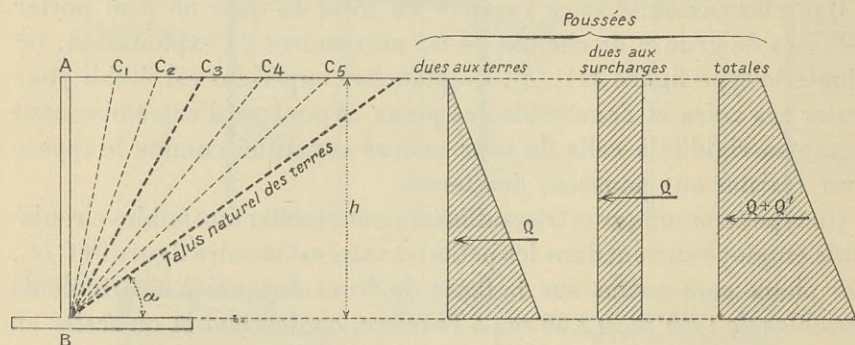


Fig. 312. — Poussées dues aux terres et surcharges.

en position par leur friction mutuelle, Rankine démontre que la poussée est parallèle à la surface du terrain à retenir.

Coulomb suppose que la poussée est exercée par un prisme ayant pour une de ses faces l'arrière du mur de soutènement, pour l'autre un plan dit *plan de rupture*. Ce prisme agit comme un coin; il s'appelle le *prisme de plus grande poussée*. Si on considère, en effet, tous les prismes ayant leur sommet en B (fig. 312), tels que  $ABC_1$ ,  $ABC_2$ , ..., comme autant de coins formés d'une masse compacte, sollicités par leur propre poids, on voit que les prismes  $ABC_1$  et  $ABC_5$  exercent une faible poussée sur la face AB. Un des prismes tel que  $ABC_3$  donne la plus grande poussée sur la face AB. Le plan de rupture  $BC_3$  est bissecteur du dièdre formé par l'arrière du mur et le talus naturel lorsque la surface du terrain à retenir est horizontale, sans surcharges. Il est voisin de cette limite lorsque le mur n'est pas vertical ou que le terrain est surchargé.

En acceptant la théorie de Coulomb, certains constructeurs considèrent que la poussée agit normalement à la face arrière du mur;

d'autres admettent qu'elle fait avec la normale un angle égal, soit à l'angle naturel, soit à la moitié de cet angle, soit à l'angle de frottement de la terre sur le mur.

Pour de petits ouvrages, il est plus simple de prendre la poussée normale au mur. Pour des ouvrages importants, où l'on a déterminé de façon certaine la valeur de l'angle du talus naturel, on peut sans crainte admettre que la poussée fait avec la normale un angle égal au moins à l'angle de frottement de la terre sur le mur, au plus à l'angle du talus naturel.

MUR VERTICAL SOUTENANT UN REMBLAI HORIZONTAL. — 1<sup>o</sup> *Le terrain n'est soumis à aucune surcharge :*

Si  $h$  est la hauteur du mur en mètres,

$\alpha$ , l'angle du talus naturel,

$d$ , le poids des terres au mètre cube (voir tableau 15, 1<sup>re</sup> partie), la poussée, par mètre courant, sur toute la hauteur du mur, est, d'après Rankine, sans tenir compte du frottement des terres sur le mur :

$$Q = \frac{1}{2} dh^2 \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \alpha}{2} \quad (1)$$

Pour les valeurs de  $\operatorname{tg}^2 \frac{90 - \alpha}{2}$ , voir le tableau 71 ci-après.

La poussée par mètre carré à la distance  $h$  mètres du sommet est :

$$q = dh \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \alpha}{2} \quad (2)$$

En tenant compte du frottement des terres sur le mur (soit  $\beta$  l'angle de frottement), la poussée sur toute la hauteur du mur est, d'après Caïn :

$$Q = \frac{1}{2} dh^2 \left( \frac{\cos \alpha}{n + 1} \right)^2 \frac{1}{\cos \beta} \quad \text{où} \quad n = \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \beta) \sin \alpha}{\cos \beta}} \quad (3)$$

Le point d'application de la poussée est situé au tiers de la hauteur à partir de la base. La poussée unitaire en chacun des points du mur est représentée par les ordonnées d'un triangle (fig. 312).

TABLEAU N° 71

Coefficients pour le calcul des murs de soutènement.

ANGLE du talus naturel. $\alpha$	ANGLE $\frac{90 - \alpha}{2}$	COEFFICIENT $\lg^2 \frac{90 - \alpha}{2}$	COEFFICIENT $\cotg^2 \frac{90 - \alpha}{2}$
10°	40	0,704	1,42
15°	37,5	0,585	1,71
17°	36,5	0,548	1,82
20° (talus de 1 à 2 1/2)	35	0,490	2,04
21°45'	»	0,458	2,18
23°	33,5	0,438	2,28
25°	32,5	0,406	2,46
26° 35' (1 à 2)	»	0,382	2,62
27°	31,5	0,376	2,66
29° 45' (1 à 1 3/4)	»	0,337	2,97
30°	30	0,333	3,00
32°	29	0,307	3,26
33°	28,5	0,295	3,39
33° 40' (1 à 1 1/2)	»	0,287	3,48
34°	28	0,283	3,53
35°	27,5	0,271	3,69
36°	27	0,260	3,85
37°	26,5	0,249	4,02
38°	26	0,238	4,20
38° 40' (1 à 1 1/4)	»	0,231	4,33
39°	25,5	0,227	4,41
40°	25	0,217	4,61
41°	24,5	0,207	4,83
42°	24	0,198	5,05
43°	23,5	0,189	5,29
45° (1 à 1)	22,5	0,171	5,85
48°	21	0,147	6,80
50°	20	0,132	7,58

2° Le terrain porte une surcharge  $S$  en kilogrammes par mètre carré répartie uniformément sur toute la surface.

Aux formules précédentes donnant la poussée due aux terres par mètre courant sur toute la hauteur du mur, il faut ajouter pour la poussée due aux surcharges.

$$Q' = Sh \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \alpha}{2} \quad (4)$$

Cette poussée  $Q'$  est uniformément répartie sur toute la hauteur du mur. Elle a son point d'application au milieu de la hauteur.

Pour avoir le point d'application de la poussée totale, on compose les deux forces graphiquement ou on calcule sa distance  $x$  de la base du mur par la formule :

$$x = \frac{h \left( \frac{h}{3} + \frac{S}{d} \right)}{h + 2 \frac{S}{d}}$$

On peut remarquer que la poussée unitaire due aux terres

$$dh \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \alpha}{2}$$

se ramène à la poussée unitaire due aux surcharges

$$S \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \alpha}{2}$$

En effet, à la profondeur  $h$ , la charge due aux terres sur une surface horizontale est égale  $dh$ .

**MUR VERTICAL SOUTENANT UN REMBLAI QUI FAIT AVEC L'HORIZONTALE UN ANGLE  $\delta$  ET S'ÉTEND INDÉFINIMENT A L'ARRIÈRE DÛ MUR SANS SURCHARGE.** — D'après Rankine, la poussée sur toute la hauteur du mur est :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \alpha}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \alpha}} \quad (5)$$

Si l'on tient compte de l'angle de frottement  $\beta$  de terre sur mur :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \left( \frac{\cos \alpha}{n - 1} \right)^2 \frac{1}{\cos \beta} \quad \text{où} \quad n = \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta)}{\cos \beta \cos \delta}} \quad (6)$$

Le point d'application de la poussée peut être pris au tiers de la hauteur à partir de la base lorsque l'angle  $\delta$  est faible. Dans les autres cas, on détermine par les formules (1) ou (3) données plus haut la poussée qui serait due aux terres si le remblai était horizontal et on l'applique au tiers de la hauteur. La différence entre cette poussée et celle donnée par les formules (5) ou (6) est considérée comme agissant au milieu de la hauteur. La composition des deux forces élémentaires donne facilement la position de la poussée totale.

**LE REMBLAI EST CHARGÉ SEULEMENT EN CERTAINS POINTS.** — La méthode

algébrique est très laborieuse ; il est préférable d'employer la méthode graphique suivante :

On considère figure 313 des prismes  $ABC_1$ ,  $BC_1C_2$ ,  $BC_2D_2D_3C_3$ ,  $BC_3D_3D_4C_4$ , etc...

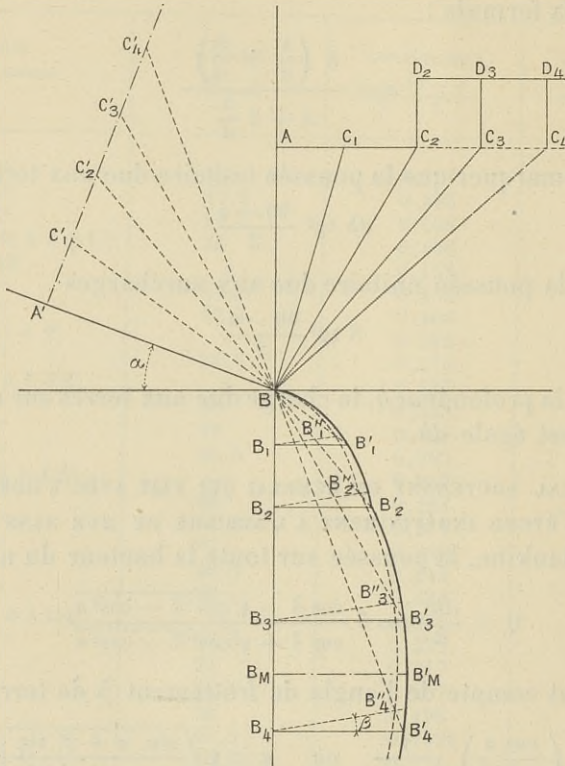


Fig. 313. — Poussées dues à un remblai chargé en certains points seulement.

Généralement on prend  $AC_1 = C_1C_2 = C_2C_3 = 1$  mètre ou 2 mètres.

A partir de la droite  $BA'$  faisant l'angle  $\alpha$  du talus naturel avec l'horizontale, on porte des angles  $A'B'C'_1$ ,  $A'B'C'_2$ , égaux aux angles  $ABC_1$ ,  $ABC_2$ , etc.

Sur la verticale  $BY$ , on porte à une échelle quelconque les poids successifs des divers prismes de base  $ABC_1$ ,  $C_1BC_2$ ... et de 1 mètre de hauteur.

$BB_1$  est le poids de  $ABC_1$ ,  $B_1B_2$  est celui de  $C_1BC_2$ , etc...

La rencontre de l'horizontale menée par  $B_1$ , avec la ligne  $C'_1B$ , donne un point  $B'_1$  tel que  $B_1B'_1 =$  poussée due au prisme  $ABC_1\dots$  etc.

On obtient une courbe de poussée  $B_1/B_2/B'_3\dots$ . La valeur maximum  $B_M B'_M$  mesurée à l'échelle des poids est la poussée due au prisme de plus grande poussée et représente la poussée totale par mètre courant de hauteur totale de mur. Généralement on peut prendre le point d'application au tiers de la hauteur à partir de la base.

Les poussées unitaires sont dans ce cas assez longues à déterminer, mais souvent il est suffisant d'admettre que les poussées sont réparties suivant les ordonnées d'un triangle. Si  $Q =$  poussée totale sur un mur de hauteur  $h$ , la poussée unitaire à la base  $q = \frac{2Q}{h}$

Si on veut tenir compte du frottement des terres sur le mur, on peut modifier la méthode comme suit : de  $B_1, B_2, \dots$ , mener des droites faisant avec l'horizontale un angle égal à l'angle de frottement des terres sur le mur, soit  $\beta$ .

$B_1B''_1, B_2B''_2\dots$  représentent les poussées. La poussée maximum se déduit encore de la courbe des poussées  $B''_1B''_2B''_3\dots$  ainsi obtenue.

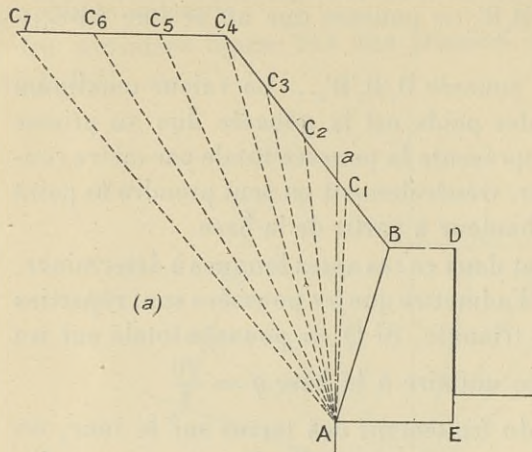
**MUR A PAREMENT NON VERTICAL.** — Remblai de forme quelconque. Dans le cas où le parement du mur est incliné vers l'extérieur, il y a deux hypothèses à envisager pour s'assurer que le mur est stable : ou le parement  $AB$  est lisse (fig. 314, *a*) et la poussée agit sur cette face ; ou le parement n'est pas lisse, le prisme  $ABa$  fait pour ainsi dire partie intégrante du mur, son poids s'ajoute à celui du mur, et la poussée s'exerce sur la face  $Aa$ .

Pour déterminer la poussée sur  $AB$  on procède de la façon suivante.

On détermine un certain nombre de prismes quelconques  $ABC_1, C_1AC_2\dots$ , etc., et leur poids pour un mètre courant de mur. Sur une verticale quelconque  $OY$  (fig. 314, *b*) on porte les poids  $OB_1, B_1B_2\dots$  etc. de ces prismes.

Par le point  $O$  on fait passer une droite  $OZ$  perpendiculaire à la direction  $AB$  ; on fait avec  $OZ$  un angle  $\alpha =$  angle du talus naturel des terres, soit  $ZOA_1$ . On porte en  $A_1OC'_1, C'_1OC'_2\dots$  des angles égaux à  $BAC_1, C_1AC_2\dots$  On mène par  $B_1, B_2\dots$  des perpendiculaires à  $AB$

et on obtient à la rencontre des droites des points  $B'_1, B'_2, \dots$  qui



déterminent les poussées  $B_1B'_1, B_2B'_2, \dots$  des divers prismes. En  $B_M B'_M$  on mesure la poussée maximum. On peut facilement trouver le prisme de plus grande poussée correspondant à cette poussée.

Si l'on voulait tenir compte du frottement des terres sur le mur, il faudrait mener des parallèles telles que  $B_7B''_7$  à la droite qui fait avec la normale du mur un angle  $\beta$ .

$B_7B''_7$  représente dans ce cas la poussée du prisme  $BAC_7$ .

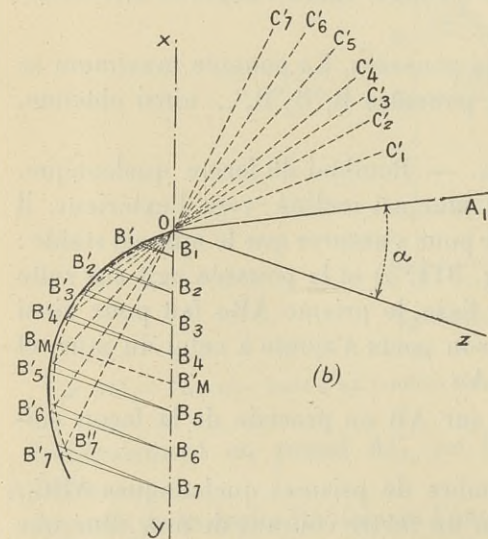


Fig. 314. — Poussées dues à un remblai de forme quelconque.

**TERRES SUBMERGÉES ET SATURÉES D'EAU.** — Dans ce cas, le poids de la terre par mètre cube est diminué du poids d'un mètre cube d'eau. Si  $d$  est le poids d'un mètre cube de terre non saturée, la poussée totale par mètre courant de hauteur totale d'un mur de hauteur  $h$ , retenant de la terre complètement submergée égale

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = \frac{1}{2} h^2 (d - 1000) \operatorname{tg}^2 \frac{(90^\circ - \alpha)}{2} + \frac{h^2}{2} \times 1000$$

A remarquer que si l'eau agit de l'autre côté du mur, la poussée



réelle sur le mur n'est que

$$Q_1 = \frac{h^2}{2} (d - 1000) \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \alpha}{2}$$

Si la terre à retenir par un mur de hauteur  $h$  est inondée sur une hauteur  $h_1$  seulement (fig. 315), le reste de la hauteur  $h_2$  n'étant pas saturé, la poussée par mètre courant de mur devient plus complexe.

Soit  $\alpha_1$  l'angle de talus naturel de la terre submergée.

Soit  $\alpha_2$  l'angle de talus naturel de la terre non submergée,

Soit  $d$  le poids du mètre cube de terre.

la poussée de A en B égale  $\frac{h_2^2}{2} d \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \alpha_2}{2}$

la poussée de B en C se déduit facilement de ce qui a été dit précédemment et est égale à la somme de trois poussées partielles :

$$\frac{h_1^2}{2} (d - 1000) \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \alpha_1}{2} + h_1 \times h_2 \times d \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \alpha_1}{2} + \frac{h_1^2}{2} \times 1000$$

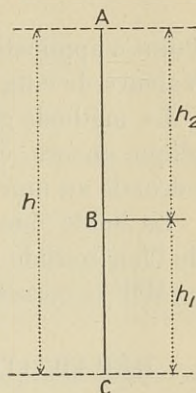


Fig. 315.

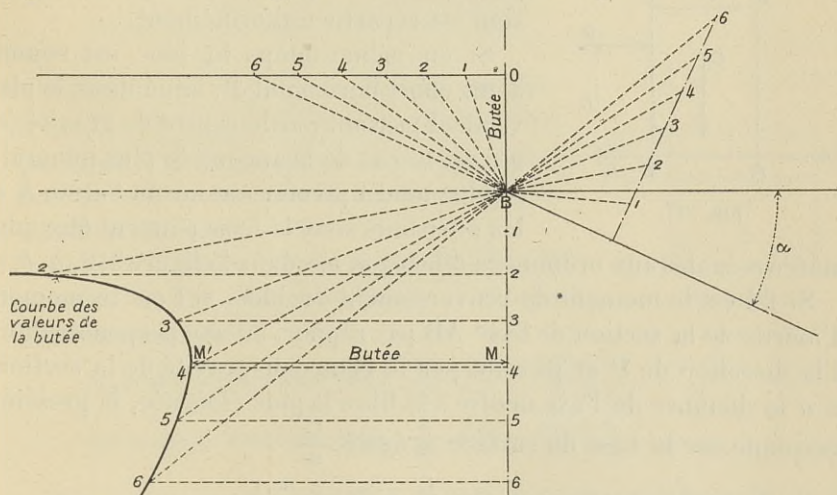


Fig 316. — Butées dues à un sol horizontal.

**Butée des terres.** — La même incertitude que pour la poussée existe quant à la direction de la butée. Il est bon de la supposer

normale au mur; on se place dans des conditions défavorables.

La butée due à un sol sans surcharges, horizontal, de hauteur  $h$ , de densité  $d$ , si l'on ne tient pas compte du frottement des terres sur le mur égale

$$\frac{h^2}{2} d \cotg^2 \frac{90^\circ - \alpha}{2}$$

Point d'application au tiers de la hauteur à partir de la base du mur. Valeurs de  $\cotg^2$  données dans le tableau 71, page 456.

La méthode graphique employée pour déterminer la poussée s'applique encore, en ayant soin de porter l'angle  $\alpha$  en dessous de la normale au mur (fig. 316).

La butée due au prisme O.B.2. est représentée par la grandeur de l'horizontale 2.2. La valeur minimum de la butée est représentée en MM' et correspond presque à la butée donnée par le prisme O.B.4.

## RÉPARTITIONS DES CHARGES SUR LES FONDATIONS

**Pièces pouvant subir des efforts de tension.** — Sous un bloc ABCD (fig. 317) soumis à des charges verticales dont la résultante C passe par le centre de gravité de la base, la pression est répartie uniformément.

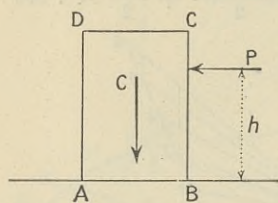


Fig. 317.

Si en même temps le bloc est soumis à un effort horizontal  $P$ , situé dans le plan vertical passant par le centre de gravité (ce qui est le cas de beaucoup le plus général), le bloc tend à pivoter autour de l'arête A et les pressions sous la base peuvent être considérées égales aux ordonnées telles que  $mn$  dans la figure 318,  $a, b, c$ .

Si  $Ph$  est le moment de renversement du bloc, si  $I$  est le moment d'inertie de la section de base AB par rapport à l'axe perpendiculaire à la direction de  $P$  et passant par le centre de gravité de la section, et  $n$  la distance de l'axe neutre à la fibre la plus éloignée, la pression moyenne sur la base de surface  $\omega$  égale  $\frac{C}{\omega}$

$$\left. \begin{aligned} \text{La pression maximum en A} &= \frac{C}{\omega} + Ph \times \frac{n}{I} \\ \text{La pression minimum en B} &= \frac{C}{\omega} - Ph \times \frac{n}{I} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

les pressions croissant uniformément de B en A.

Dans un mur à base rectangulaire de largeur  $l$  (fig. 319), considérons une tranche de longueur égale à l'unité soumise à une charge

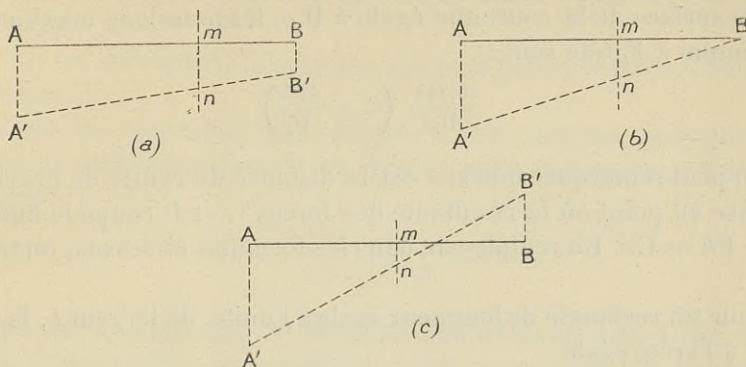


Fig. 318. — Répartitions des pressions sous un bloc soumis à un effort horizontal.

verticale  $C$  et un effort horizontal  $P$  agissant perpendiculairement à la direction du mur, à la distance  $h$  de la base.

$$\left. \begin{array}{l} \text{La pression maximum égale } \frac{C}{l} + \frac{6Ph}{l^2} \\ \text{La pression minimum égale } \frac{C}{l} - \frac{6Ph}{l^2} \end{array} \right\} \quad (2)$$

Dans le cas où la poussée est oblique, il faut la décomposer en deux efforts, l'un parallèle, l'autre perpendiculaire à la direction de mur et considérer les deux composantes séparément.

Pour une pièce circulaire de diamètre  $D$  soumise à une charge verticale  $C$  et une force horizontale  $P$ ,

$$\left. \begin{array}{l} \text{La pression maximum égale } \frac{4}{\pi D^2} \left( C + \frac{8Ph}{D} \right) \\ \text{La pression minimum égale } \frac{4}{\pi D^2} \left( C - \frac{8Ph}{D} \right) \end{array} \right\} \quad (3)$$

Pour une pièce circulaire évidée de diamètre extérieur  $D$ , de diamètre intérieur  $d$ , les pressions maximum et minimum sont respectivement égales à

$$\frac{1,272}{D^2 - d^2} \left( C \pm \frac{8Phd}{D^2 + d^2} \right) \quad (4)$$

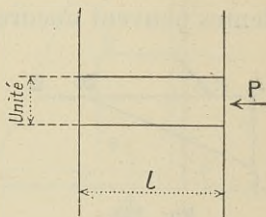


Fig. 319.

Dans le cas où  $D$  et  $d$  sont assez voisins l'un de l'autre et que l'on représente l'épaisseur de la couronne par  $e$ , le diamètre moyen par  $D_1$ , la surface de la couronne égale  $\pi D_1 e$ , les pressions maximum et minimum à l'arête sont

$$\frac{0,318}{D_1 e} \left( C \pm \frac{4Ph}{D_1} \right) \quad (5)$$

On peut remarquer que si  $x$  est la distance du centre de gravité de la base au point où la résultante des forces  $C$  et  $P$  coupe la base  $AB$  on a  $Ph = Cx$ . En remplaçant dans les formules ci-dessus, on trouve que :

Pour un rectangle de longueur égale à l'unité, de largeur  $l$ , la pression à l'arête égale

$$\frac{C}{l} \left( 1 \pm \frac{6x}{l} \right) \quad (6)$$

Pour un cercle plein de diamètre  $D$ , la pression à l'arête égale

$$\frac{4C}{\pi D^2} \left( 1 \pm \frac{8x}{D} \right) \quad (7)$$

**Pièces ne pouvant travailler en tension.** — Les formules précédentes peuvent encore s'appliquer, mais il faut veiller à ce que les efforts indiqués dans les formules de 1 à 7 données précédemment ne deviennent pas négatifs.

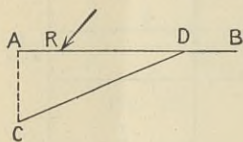


Fig. 320.

On trouve, que pour qu'il n'y ait pas de tension à l'une des arêtes, il faut que dans une pièce rectangulaire pleine la résultante tombe dans le  $\frac{1}{3}$  moyen, c'est-à-dire qu'elle coupe la base à une distance du centre égale au plus à  $\frac{1}{6}$  de la largeur ; que dans une pièce circulaire pleine la résultante coupe la base à une distance du centre au plus égale à  $\frac{1}{8}$  du diamètre.

Dans tous les cas, pour que l'ouvrage soit stable il faut que la pression à l'arête la plus chargée soit inférieure à la pression maximum que la pièce peut porter avec sécurité.

Certains auteurs admettent que dans une pièce rectangulaire où la

pression tombe en dehors du  $\frac{1}{3}$  moyen la pression se répartit suivant les ordonnées d'un triangle ACD dans lequel  $AD = 3 AR$  (fig. 320).

Si AC est inférieure à la pression que peut porter la pièce, l'ouvrage est stable.

Ce cas de répartition des charges a lieu pour les ouvrages mal conçus et conséquemment il ne doit se présenter que rarement en pratique.

## CALCULS

**Murs de soutènement. — MUR SANS CONTREFORTS, TYPE a (fig. 309).**  
 — La détermination de la stabilité se fait exactement comme pour le mur type *b* examiné plus loin. Le rideau est considéré comme encasturé sur la semelle d'appui, et, en conséquence, est armé verticalement. Il est d'usage constant de prévoir une poutre longitudinale à l'arrière et en dessous de la semelle, pour augmenter le coefficient de la stabilité au glissement. Pour augmenter la résistance de l'ensemble et combattre les poussées anormales qui se produisent souvent en certains points des terres, on prévoit aussi des contreforts, écartés de 6 à 8 mètres dans le sens longitudinal du mur. Poutres et contreforts ne sont pas calculés, mais seulement prévus et armés par comparaison avec l'ensemble du mur, et pour éviter les fissures qui auraient tendance à se former dans le rideau par suite de la présence de ces contreforts on prévoit une légère armature horizontale.

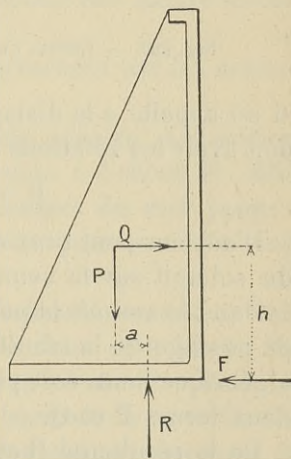


Fig. 321. — Efforts s'exerçant sur un mur de soutènement.

**MUR AVEC CONTREFORT, TYPE b. — Stabilité.** — L'ensemble du mur est indéformable et subit les efforts extérieurs suivants :

1° Une résultante des poussées Q, agissant à une distance *h* au-dessus de la surface d'appui de la semelle d'appui (fig. 321) ;

2° Le poids mort  $P$ , composé du poids du béton armé et du poids des terres au-dessus de la semelle ;

3° La réaction verticale de bas en haut  $R$  du sol en dessous de la semelle ;

4° La résistance horizontale  $F$  du glissement en avant, composée de la résistance du sol en avant du mur et du frottement de la semelle sur le sol. (Pour les coefficients de frottement, voir le tableau 16, 1<sup>re</sup> partie.)

Dans le cas où l'on considère la poussée agissant horizontalement,

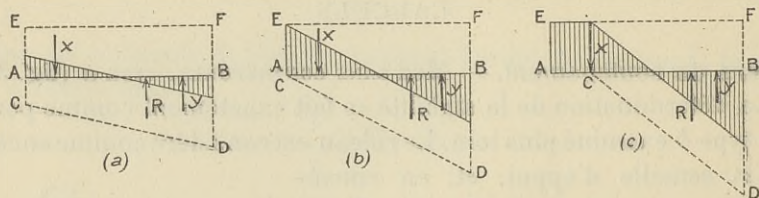


Fig. 322. — Efforts s'exerçant sur la semelle d'un mur de soutènement.

si on appelle  $a$  la distance entre  $P$  et  $R$ , pour l'équilibre du mur on doit avoir les relations suivantes :

$$R = P; \quad F = Q; \quad Qh = Pa.$$

D'où l'on peut tirer  $a$  et le point où la résultante  $R$  des réactions du sol agit sur la semelle.

Dans le cas où la poussée n'est pas supposée horizontale, le point de passage de la résultante  $R$  sur la semelle d'appui est obtenu soit algébriquement, soit plus facilement par composition graphique des deux forces  $P$  et  $Q$ .

De la résultante  $R$  et de sa position ou de la valeur du moment de renversement, on tire la répartition des charges sur le sol. (Voir le paragraphe précédent.) On obtient ainsi l'une des trois combinaisons montrées sur la figure 322 où  $ABCD$  représente cette répartition. Dans chacun des cas, la pression  $BD$  représente la pression maximum sur le sol. Il suffit que le sol soit capable de porter cette charge pour que le mur ne puisse être renversé en tournant autour d'un point de la semelle d'appui.

La charge maximum que peut porter le sol est, comme on le voit, un critérium de la stabilité. En général, cette charge est la détermi-

nante même de la stabilité du mur ; il faut donner à la semelle une largeur suffisante pour que le sol sous l'avant soit soumis à une partie seulement de la charge qu'il peut porter avec sécurité.

Si l'on vérifie que la résultante  $F$ , qui s'oppose au glissement en avant, est au moins égale à la poussée  $Q$ , on est certain que le mur est stable.

*Semelle* : Sur les trois diagrammes  $a$ ,  $b$ ,  $c$  de la figure 322 le rectangle  $ABFE$  représente les charges réparties sur la semelle dues au poids mort. Surface  $ABFE = P = R =$  surface  $ABCD$ .

La semelle est soumise aux efforts représentés par les parties hachurées.

A l'arrière, ces efforts, de haut en bas, peuvent se composer en une force  $X$  : à l'avant, les efforts, de bas en haut, se composent en une force  $Y$ . Les deux forces  $X$  et  $Y$  sont égales et l'on peut considérer l'ensemble du mur en équilibre sous l'action des quatre forces  $X$ ,  $Y$ ,  $Q$  et  $F$ .

La semelle est calculée avec les efforts représentés par les ordonnées des parties hachurées.

*Contrefort* : Le contrefort est une véritable console. La section d'acier à mettre en tension est celle qui résiste à l'effort  $X$ . Elle peut aller en décroissant du bas vers le sommet du mur jusqu'à devenir nulle. Le rideau entre en compression pour annuler l'effort  $Y$ .

*Rideau* : Le rideau est en général armé horizontalement et calculé avec une portée égale à l'écartement de deux contreforts. En disposant une poutre horizontale à la partie supérieure du rideau on peut armer celui-ci dans les deux directions horizontale et verticale, et, pour simplifier le calcul, on adopte, comme charge moyenne, la poussée unitaire au tiers de la hauteur à partir de la base ; on peut évidemment, dans ce cas, tenir compte de ce que le contrefort ne subit plus la poussée totale.

MUR AVEC CONTREFORTS, TYPE  $c$ . — L'étude est la même que pour le type précédent. Comme le plancher intermédiaire arrière est porté par les contreforts, la partie inférieure de ceux-ci travaille en compression directe sous cette charge en même temps qu'à l'effort d'arrachement  $X$  et l'effort de compression  $Y$  indiqués plus haut. Les

terres en dessous de ce plancher ne sont soumises à aucune surcharge; la poussée sur la partie basse du rideau est réduite en conséquence et dans le calcul on tient compte de cet avantage.

**Mur sur pieux.** — Lorsqu'on met le mur sur pieux et que les pieux arrières peuvent travailler à l'arrachement on obtient une autre méthode d'équilibre.

En effet, la répartition des réactions sur la semelle peut être faite suivant la figure ABCD du diagramme (fig. 323). Les pieux arrières résistent à l'effort  $ACOO'$  et les pieux avant à l'effort  $OO'BD$ .

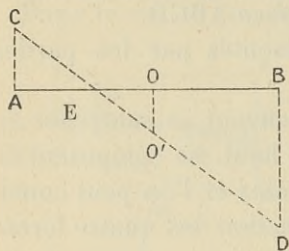


Fig. 323.

Pour l'économie des fondations, il faut obtenir, par tâtonnements, la position de la résultante de P et Q. En effet, quand la largeur de la semelle diminue, le prix diminue de ce fait; mais la résultante

s'éloigne du centre de la semelle; le triangle ACE augmente et par suite le triangle BDE; la charge à porter par les pieux augmente, et aussi le prix.

Dans le cas de ce mur, la semelle doit être calculée à la charge des terres en dessus, sans tenir compte d'aucune réaction de bas en haut, en dessous de la semelle. La charge entière doit être en effet portée par les pieux, sans l'aide du sol.

Avec ce type de mur, le critérium de stabilité dépend moins souvent du renversement que du glissement en avant. On n'a plus, en effet, l'effort de friction pour résister à ce mouvement de glissement, mais seulement la résistance du sol à l'avant du bas du mur et à l'avant des pieux. Si l'on veut tenir compte de cette dernière résistance, il y a lieu d'envisager des efforts complémentaires comme étudiés dans les murs de quai.

**Murs de quai.** — **MUR AVEC PALPLANCHES ET ANCRAGES, TYPE a** (fig. 311). — Les palplanches doivent être prévues pour atteindre le sous-sol résistant ou, tout au moins, avoir une fiche suffisante pour que le moment de la butée, pris par rapport à la tête des palplanches, soit égal au double du moment des poussées à l'arrière, pris par rapport



au même point. La poutre supérieure est calculée au moment fléchissant avec une portée égale à la distance entre deux tirants. Ceux-ci sont simplement constitués par une ou plusieurs barres suffisantes pour résister à la tension directe qu'ils subissent et soigneusement ancrées avec de longs crochets dans la lierne et l'ancrage. Pour déterminer la dimension des ancrages, on tient compte de la résistance du sol à l'avant et de la résistance au frottement sur le sol en dessous.

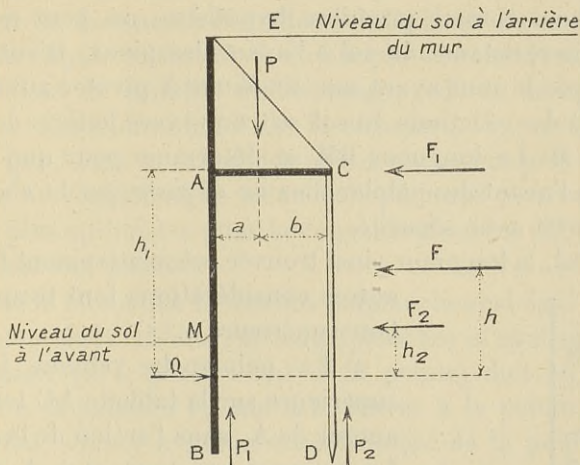


Fig. 324. — Efforts s'exerçant sur un mur avec palplanches et pieux.

**MUR AVEC PALPLANCHES ET PIEUX ARRIÈRE, SANS ANCRAGES, TYPE *b*.** — *Stabilité* : On remarque que les poussées qui s'exercent sur la hauteur CE (fig. 332) peuvent être considérées comme agissant en C (par suite du frottement du massif sur la tablette AC) à condition de considérer le poids P de ce massif passant, non plus par le centre de gravité, mais par la verticale du point où la résultante des forces au-dessus de la tablette AC coupe cette tablette. Remarquons aussi que les poussées sur les palplanches AB sont considérablement réduites du fait que les terres de C en E sont portées par la table AC et ne surchargent pas les terres de A en B qui agissent sur les palplanches.

L'ensemble de l'ouvrage BACD est donc soumis à :

1° Une poussée  $F_1$ , en C et une poussée  $F_2$  au tiers de BA.

2° Une résistance  $Q$  du sol à l'avant des palplanches et des pieux;  
 3° Une charge verticale  $P$  (négligeons le poids des pieux et palplanches);

4° Des réactions du sol sur les pieux,  $P_2$  et les palplanches,  $P_1$ .

$$F_1 + F_2 = F = Q \quad P_1 + P_2 = P$$

$$Pa - P_2(a + b) = F_1 h_1 + F_2 h_2$$

La difficulté consiste à trouver la position de la force  $Q$  et par là  $h_1$  et  $h_2$ . Mais, comme première hypothèse, on peut ne pas tenir compte de la résistance du sol à l'avant des pieux. D'autre part, on remarque que le mur ayant une tendance à pivoter autour de  $B$ , la résultante  $Q$  des réactions du sol se trouve vers le tiers de la hauteur à partir de  $M$ . La longueur  $BM$  se détermine pour que la pression sur le sol à l'avant des palplanches ne dépasse pas la charge que ce sol peut porter avec sécurité.

En général, la longueur ainsi trouvée est relativement faible. Deux autres considérations font trouver une valeur supérieure :

a) La palplanche retenue à sa partie supérieure sur la tablette  $AC$  tend à pivoter autour de  $A$ , sous l'action de la poussée  $F_2$ . Le moment par rapport à  $A$  de la butée  $BM$  doit être supérieur au moment de  $F_2$ .

b) Si on a une fiche très courte, on ne pourra considérer la palplanche qu'appuyée, tandis que si la fiche permet de considérer un encastrement de la palplanche dans le sol, le moment d'encastrement du haut sera diminué d'autant.

Noter que dans le cas d'une contre-butée  $Q'$  donnant un encastrement de la palplanche, l'effort de pression sur le sol devient  $Q + Q'$  et la charge sur le sol à l'avant des palplanches varie en conséquence (fig. 325).

*Efforts sur les divers éléments.* — Pour calculer un mur de quai ainsi formé, on procédera comme suit :

- 1° Déterminer les poussées  $F_1$  et  $F_2$  et composer ces deux forces en  $F$ .
- 2° Se donner une fiche  $BM$  telle que la pression unitaire sur le

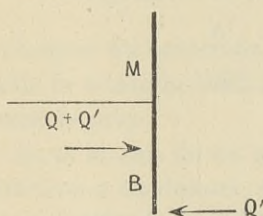


Fig. 325.

sol à l'avant des palplanches ne dépasse pas la charge que peut porter le sol avec sécurité, en remarquant que la pression totale sur le sol égale  $F$  et peut être considérée appliquée au tiers de la hauteur à partir de  $M$ .

3° Déterminer le couple de renversement  $R = Fh$ .

4° Se donner une largeur de tablette et déterminer la charge  $P$  venant sur cette tablette, ainsi que sa position, comme expliquée plus haut. Le couple  $S$  résistant au renversement est égal au produit de  $P$  par sa distance à l'axe des palplanches. Faire en sorte que le rapport du couple résistant  $S$  au couple de renversement  $R$ , qui est le coefficient de stabilité de l'ouvrage, soit au moins égal à 2.

5° Assurer l'indéformabilité de la structure. Ici, nous pouvons remarquer que, dans le calcul des pièces qui seront prévues et construites avec un coefficient de sécurité élevé, nous pouvons faire des hypothèses plus optimistes pour la détermination des efforts auxquels sont soumises ces pièces.

Ecrire que le moment à la tête des palplanches est égal au moment d'encastrement de la tablette sur les palplanches et égal au moment  $R$ . A ce moment ( $R$  à la tête, nul à la pointe) doit être ajouté le moment dû à la poussée  $F_2$  (nul à la tête et à la pointe, maximum vers le milieu, s'il n'y a aucun encastrement de la palplanche à la pointe). En général, il y a lieu d'augmenter la fiche théorique  $BM$  trouvée ci-dessus, et il en résulte un encastrement de la palplanche en dessous du point  $B$ . Le moment sur la palplanche peut être trouvé exactement par la méthode graphique ou algébrique; souvent il suffira de vérifier que le moment dû à la poussée  $F_2$  n'est pas supérieur à  $R$  et de calculer la palplanche pour ce moment  $R$ .

6° Déterminer le nombre des pieux arrières. Ces pieux seraient inutiles si les poussées réelles étaient bien celles trouvées dans les calculs et si le coefficient de stabilité du mur était 1. Ces conditions ne sont évidemment jamais réalisées et les pieux doivent porter une partie de la table  $AC$ . Il est prudent de prévoir des pieux pour porter  $\frac{1}{3}$  de la charge totale :

7° Considérer, si l'on veut, les pieux comme résistant à une partie du moment de renversement  $R$ . La partie du moment prise par les pieux doit être retranchée du moment imposé aux palplanches ;

8° Calculer la tablette : l'encastrement de la tablette sur les pieux et palplanches est égal à R et doit être annulé en conséquence. De plus la tablette doit être calculée pour résister aux efforts directs de moment fléchissant entre ses appuis, palplanches et pieux.

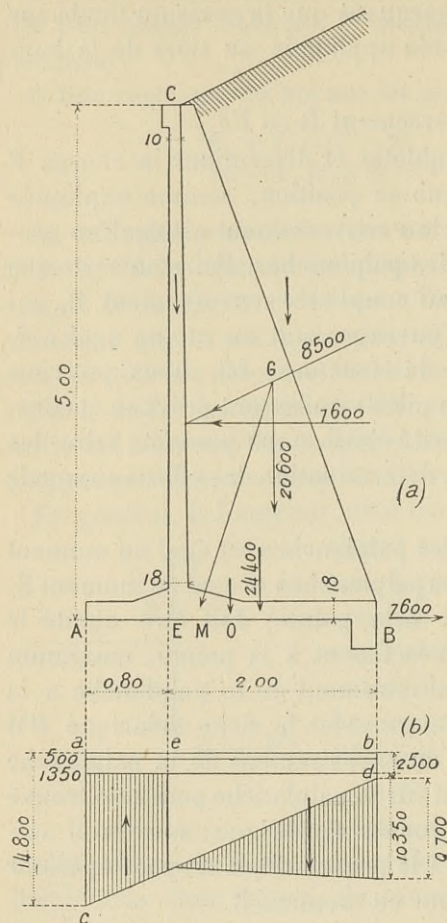


Fig. 326. — Coupe verticale du mur et efforts sur ce mur.

**Exemple de calcul d'un mur de soutènement, type b.** — Établir un mur pour soutenir un remblai avec talus de 1 pour 2 (angle  $\delta = 26^{\circ}34'$ ). Hauteur de la crête du mur au-dessus du sol sur lequel on peut établir la semelle d'appui : 5 mètres.

Résistance du terrain sous la semelle . .	1,3 kg au cm <sup>2</sup>
Densité des terres à retenir. . . . .	1,8
Angle du talus naturel. . . . .	$\alpha = 35^{\circ}$
Angle de frottement sur béton. . . . .	$\beta = 26^{\circ}34'$

**STABILITÉ :** La section adoptée pour le mur est donnée figure 326 (a) avec des contre-forts écartés de 3 mètres d'axe en axe.

$$\cos \alpha = 0,819$$

$$\cos \delta = 0,895.$$

La poussée par mètre courant et sur toute la hauteur du mur est d'après la formule de Rankine :

$$Q = \frac{1800}{2} \times 5^2 \times 0,895 \times \frac{0,895 - \sqrt{0,895^2 - 0,819^2}}{0,895 + \sqrt{0,895^2 - 0,819^2}} = 8\,500 \text{ kilogrammes.}$$

dont la composante horizontale égale 7 600 kilogrammes et la composante verticale égale 3 800 kilogrammes.

La poussée due à un remblai de niveau avec la crête du mur serait :

$$Q' = \frac{1800}{2} \times \bar{5}^2 \times 0,271 = 6\,070 \text{ kilogrammes.}$$

Le point d'application de la poussée est à une distance de la base de

$$\frac{1}{8\,550} \left[ 6\,070 \times \frac{5}{3} + (8\,500 - 6\,070) \times \frac{5}{2} \right] = 1,90 \text{ m.}$$

Poids du mur au mètre courant :

Semelle d'appui (épaisseur supposée, 0,20 m.) . . . . .	= 0,20 × 2,8 × 2 500 = 1 400
Rideau (épaisseur supposée, 0,13 m.) . . . . .	= 0,13 × 4,8 × 2 500 = 1 360
Terres. (Le contrefort est considéré comme ayant même densité que la terre.) . . . . .	= 1,87 × 5,3 × 1 800 = 17 840
Total. . . . .	<u>20 600 kg.</u>

Par la composition des poids élémentaires, on trouve la position de la résultante sur la verticale du point G. En composant le poids total avec la poussée, on obtient leur résultante en GM (O étant le centre de la semelle inférieure, MO = 0,33 m.)

Vérification :

Moment de renversement. . . . .	= 7 600 × 1,90 = 14 450 kgm.
Charges verticales. Poids mort . . . . .	20 600 kgr.
Composante verticale de la poussée . . . . .	<u>3 800 —</u>
Total. . . . .	24 400

Moment des charges verticales autour du point A = 40 000 kgm.

Distance de la résistance des charges verticales au point A =  $\frac{40\,000}{24\,400} = 1,66 \text{ m.}$

Distance de la résultante de la réaction du sol à la précédente =  $\frac{14\,450}{24\,400} = 0,59 \text{ m.}$

Distance du point M au point A = 1,66 — 0,59 = 1,07 m.

Distance du point M au point O = 1,40 — 1,07 = 0,33 m.

Charges sur le sol :

Charge en A . . .  $\frac{24\,400}{2,8} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,33}{2,8} \right) = 14\,800 \text{ kg. au m}^2.$

Charge en B . . .  $\frac{24\,400}{2,8} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0,33}{2,8} \right) = 2\,500 \text{ —}$

Le mur ne pivotera pas puisque la charge permise est 15 000 kilogrammes.

Pour résister au glissement en avant, si on néglige la résistance du sol à l'avant du pied du mur, il faut que le coefficient de frottement du mur sur le sol soit  $\frac{7\ 600}{24\ 400} = 0,315$ .

La limite permise est  $\text{tg } 26^{\circ}34' = 0,502$ .

RIDEAU. — Portée, 2,80 m.

La composante horizontale de la poussée par mètre carré à la profondeur 4,50 m. en dessous de la crête du mur est égale à

$$4,50 \times 1\ 800 \times 0,271 + (7\ 600 - 6\ 070) \times \frac{1}{5} = 2\ 500 \text{ kilogrammes.}$$

Aux points situés à 3,50, 2,50, 1,50 et 0,50 m. au-dessous de la crête du mur, les poussées sont respectivement : 2 000, 1 500, 1 030 et 550 kilogrammes par mètre carré.

A 4,50 m. en dessous de la crête, en considérant l'encastrement incomplet de  $\frac{pl^2}{24}$  aux appuis, le moment au milieu de la portée égale

$$\frac{2\ 500 \times 2,8^2}{12} = 1\ 634 \text{ kilogrammètres.}$$

On a choisi arbitrairement l'encastrement incomplet  $\frac{pl^2}{24}$  aux appuis, mais la valeur de cet encastrement est déterminée par les différents constructeurs eu égard à leur système d'armatures et les conditions exactes de travail du rideau sous les poussées.

Du tableau n° 47 page 237 pour  $R_b = 45$ ,  $m = 15$ ,  $R'_a = 1\ 200$  on tire :

$$\equiv h \sqrt{\frac{163\ 400}{712}} = 45,2 \text{ cm. ; } \omega' = \frac{163\ 400}{45,5 \times 1\ 056} = 10,00 \text{ cm}^2.$$

Pour résister au moment de 817 kilogrammètres aux appuis,

$$\omega' = \frac{817}{45,5 \times 1\ 079} = 4,90 \text{ cm}^2.$$

Pour résister aux variations linéaires dues à la température

$$\omega_1 = \frac{1\ 800}{500} = 3,60 \text{ cm}^2.$$

Avec une épaisseur de rideau de 18 centimètres l'armature horizontale comprend : à 2 centimètres de la face externe et lui restant parallèle, huit aciers ronds de 13 millimètres au mètre ; sur la face interne au mètre, cinq aciers ronds 9 millimètres sur toute la longueur, trois aciers ronds de 9 millimètres de 1,20 m. de longueur à cheval sur chaque contrefort.

L'armature verticale comprend sur la face externe six aciers ronds de 8 millimètres par mètre.

Comme la section de l'armature principale est inférieure à 2 p. 100 de la section de béton, on ne prévoit pas de liens transversaux.

L'armature reste la même jusqu'au point à 3,50 m. en dessous de la crête, l'épaisseur du béton décroît de 18 à 16 centimètres.

A 3,50 m. de profondeur, le moment au milieu de la portée égale

$$\frac{2000 \times \overline{2,8^2}}{12} = 1\,308 \text{ kilogrammètres.}$$

$$h \text{ minimum} = \sqrt{\frac{130\,800}{712}} = 13,5 \text{ cm.} \quad \omega' = \frac{130\,800}{13,5 \times 1\,056} = 9,20 \text{ cm}^2.$$

Épaisseur 16 centimètres descendant à 14 centimètres au point à 2,50 m. de profondeur.

Sur cette hauteur l'armature comprend :

Horizontalement, face externe : sept aciers de 13 millimètres par mètre ;

Face interne : quatre aciers de 9 millimètres longs par mètre, trois aciers de 9 millimètres courts par mètre.

Verticalement sur la face externe : six aciers de 8 millimètres par mètre.

Le calcul est le même pour les autres sections ; l'épaisseur est réduite à 10 centimètres, à 0,50 m. en dessous de la crête.

SEMELLE D'APPUI. — Les réactions de bas en haut dues au sol sont données par les ordonnées du trapèze *abcd* (fig. 326, *b*). Les charges de haut en bas auxquelles est soumise la semelle sont :

- 1° Son poids propre, 500 kilogrammes au mètre carré ;
- 2° La composante verticale de la poussée que l'on peut supposer

répartie uniformément et donnant une charge de  $\frac{3\ 800}{2,8} = 1\ 350$  kilogrammes au mètre carré;

3° Le poids des terres, du rideau et des contreforts donnant une charge en mètres carrés de 8 850 kilogrammes en  $e$ , 10 350 kilogrammes en  $b$ .

La semelle est soumise aux charges, différences entre ces deux séries de charges et représentées par les parties hachurées. Comme vérification on s'assure que les réactions de bas en haut agissant de

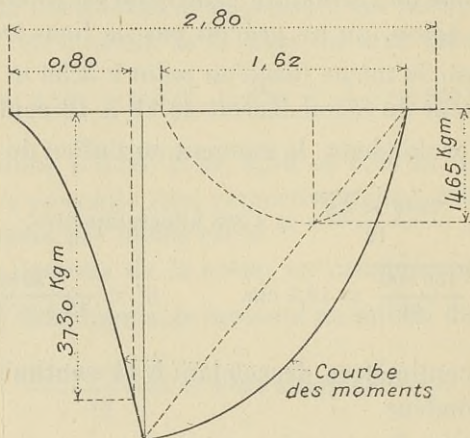


Fig. 327.

$a$  en  $e$  sont égales en valeur absolue aux charges de haut en bas agissant de  $e$  en  $b$ .

*Partie AE* : Charge totale par mètre courant de longueur, agissant en porte-à-faux =  $11\ 100 \times 0,80 = 8\ 880$  kilogrammes.

Moment :  $8\ 880 \times 0,42 = 3\ 730$  kilogrammètres.

$$h = \sqrt{\frac{373\ 000}{712}} = 23 \text{ cm}; \quad \omega' = \frac{373\ 000}{23 \times 4\ 055} = 45,35 \text{ cm}^2.$$

L'épaisseur en A est prise égale à 18 centimètres ; en E elle est augmentée par un gousset de 8 centimètres de hauteur, 28 centimètres de largeur.

*Partie EB* : Considérée comme appuyée sur le rideau et la poutre B.



Portée : 1,62 m. La charge est à peu près triangulaire, maximum à l'appui B et égale à 8 700 kilogrammes au mètre carré.

$$\text{Moment } \frac{8\,700 \times \overline{1,62^2}}{15,6} = 1\,465 \text{ kilogrammètres.}$$

C'est seulement à l'aide d'un polygone funiculaire que l'on déterminerait exactement le moment fléchissant en chaque section de la semelle, soumise d'autre part au moment de 3 730 kilogrammes déterminé plus haut. Un diagramme approché de ce moment (fig. 327) montre qu'il est prudent de construire ce polygone ; il est en tout cas nécessaire d'armer la semelle uniformément sur toute sa largeur.

Armature principale :

En bas, six aciers de 18 millimètres par mètre.

En haut, six aciers de 9 millimètres par mètre, relevés dans le rideau pour renforcer l'angle.

Armature longitudinale :

En bas, six aciers de 8 millimètres au mètre.

En haut dans la partie AE seulement, la même.

Sous le rideau, deux aciers de 13 millimètres pour attacher les aciers verticaux.

*Poutre B* : Portée : 2,80 m.

Charge au mètre courant :

$$9\,400 \times 0,20 + 8\,700 \times 1,62 \times \frac{1}{3} = 6\,600 \text{ kgr.}$$

(9 400 et 8 700 sont mesurés à l'échelle sur le diagramme des forces).

Moment au milieu de la portée :  $\frac{6\,600 \times \overline{2,8^2}}{12} = 2\,240$  kilogrammètres.

Effort tranchant à l'un des appuis  $\frac{6\,600 \times 2,80}{2} = 4\,320$  kilogrammètres.

Poutre de  $20 \times 25$  de section en dessous du hourdis.

Bras de levier des tensions et compressions = 32 centimètres.

$$T = C = \frac{432\,000}{32} = 13\,500 \text{ kilogrammes.}$$

Section d'acier nécessaire en tension  $= \frac{13\,500}{1\,200} = 11,23 \text{ cm}^2$ , soit quatre aciers de 19 millimètres, section :  $44,34 \text{ cm}^2$ .

Le béton suffit amplement en compression.

En prenant des ligatures transversales de 9 millimètres de diamètre, disposées par groupes de deux avec chacune deux branches (section totale  $= 2,54 \text{ cm carré}$ ) et en tenant compte des barres

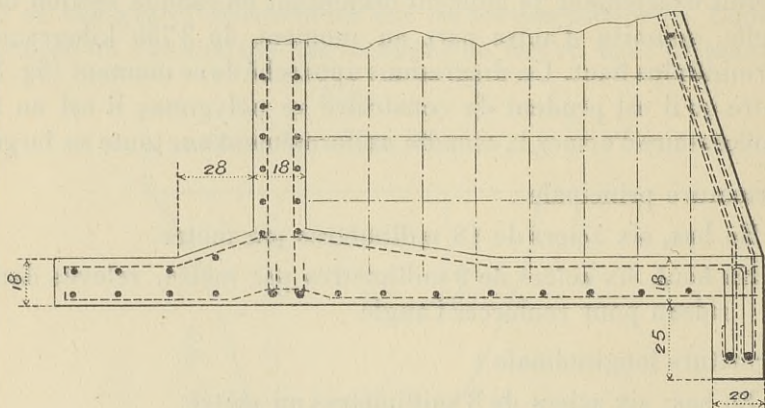


Fig. 328. — Armature de la partie basse du mur.

relevées, la distance de la première ligature à l'appui est au maximum :

$$a = \frac{2 \times 2,54 \times 900 \times 32}{9\,240} = 17 \text{ centimètres.}$$

D'après le tableau n° 55 on prend pour écartements successifs : 14, 17, 21, 27 et 37 centimètres.

**CONTREFORT.** — Le contrefort doit enlever la poutre B par son armature arrière. L'effort de tension est donc égal à

$$6\,600 \times 3 = 19\,800 \text{ kilogrammes.}$$

On peut vérifier cet effort de la façon suivante :

Poussée sur le rideau au-dessus de la semelle : environ 7 000 kilogrammes ;

Moment de renversement par contrefort :  $7\,000 \times 1,70 \times 3 = 35\,650 \text{ kilogrammètres ;}$

Distance entre les axes de compression et de tension du contrefort : 1,80 m. ;

$$\text{Compression} = \text{traction} = \frac{35\,650}{1,80} = 19\,800 \text{ kilogrammes.}$$

Le béton du contrefort et du rideau est amplement suffisant pour prendre l'effort de compression ; on l'arme cependant à l'avant de deux aciers ronds de 15 millimètres. Sur ces deux barres on accroche les petits aciers horizontaux du contrefort et derrière elles passent les armatures du rideau.

$$\text{En tension } \omega = \frac{19\,800}{\cos 20^\circ \times 1\,200} = \frac{19\,800}{0,940 \times 1\,200} = 17,55 \text{ cm}^2.$$

Soient quatre aciers de 24 millimètres accrochés sur les aciers de la poutre B.

Le rideau tend à se séparer du contrefort. L'effort d'arrachement à 4,50 m. de profondeur, sur 1 mètre de hauteur égale :

$$3 \times 2\,500 = 7\,500 \text{ kilogrammes.}$$

$$\omega = \frac{7\,500}{1\,200} = 6,25 \text{ cm}^2.$$

Soient quatre aciers de 10 millimètres horizontalement sur chaque face du contrefort.

Verticalement on peut mettre six aciers de 8 millimètres par mètre sur chaque face.

Épaisseur des contreforts : 20 centimètres.

La figure 328 est une section à plus grande échelle de la semelle d'appui avec son armature.

## EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

M. Piketty a construit pour la Société anonyme des Hauts-Fourneaux de la Chiers, à Longwy, un mur de soutènement représenté figures 329 à 331. Les contreforts sont espacés en général de 3,50 m.

En système Hennebique, un mur limitant une rue établie sur le quai Debilly à Paris, est représenté figure 332. La coupe donnée a 6,60 m. de hauteur et les contreforts sont espacés de 6 mètres.

En pieux palplanches Coignet-Ravier, le mur figure 332 à 335 a

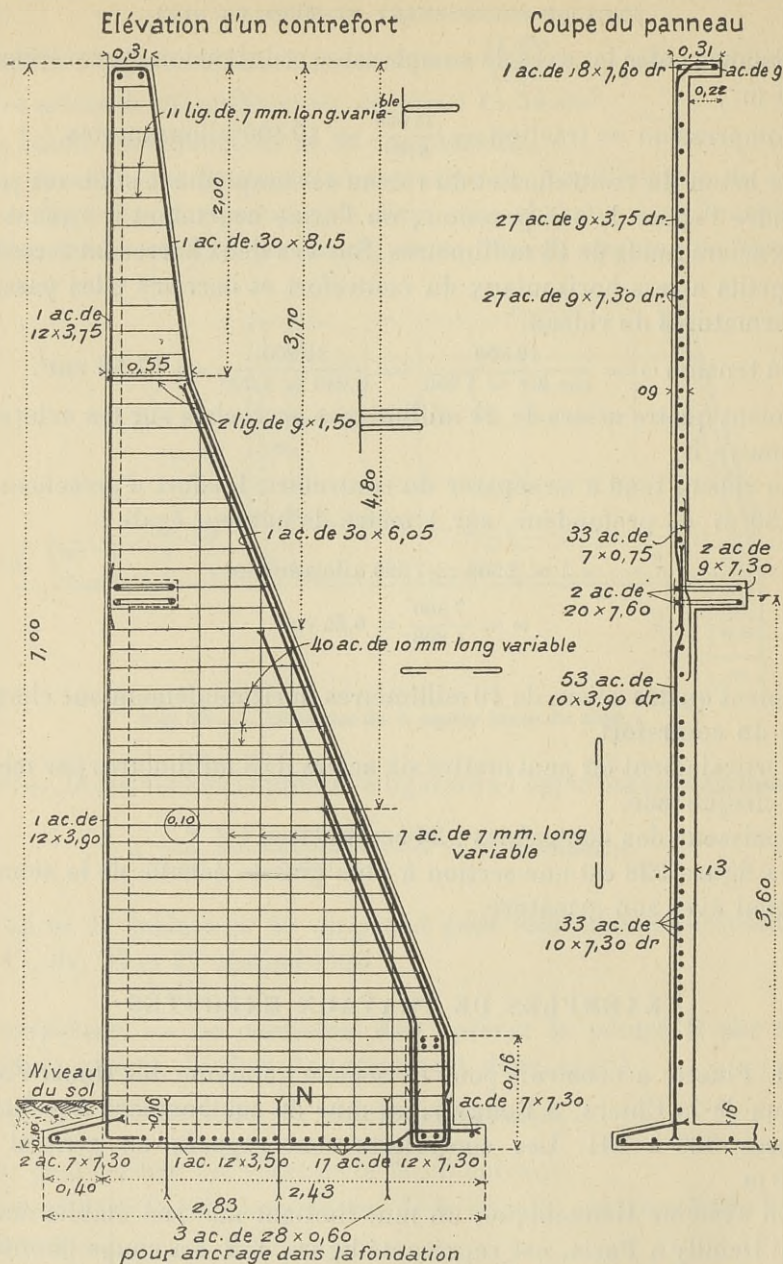


Fig. 329 et 330. — Mur de soutènement à Longwy, armature d'un contrefort et du rideau.

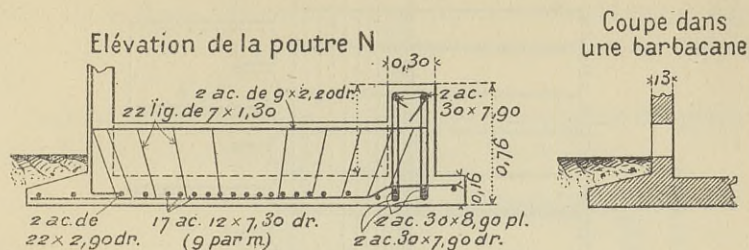


Fig. 331. — Mur de soutènement à Longwy, armature de la semelle d'appui.

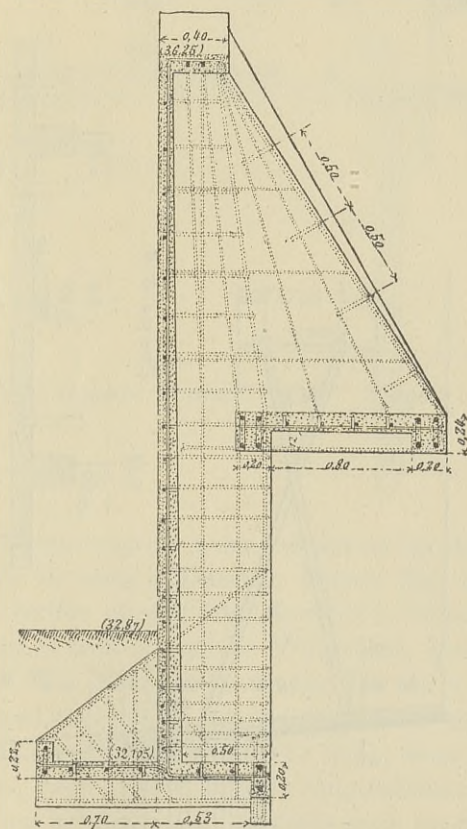


Fig. 332. — Mur de soutènement à Paris.

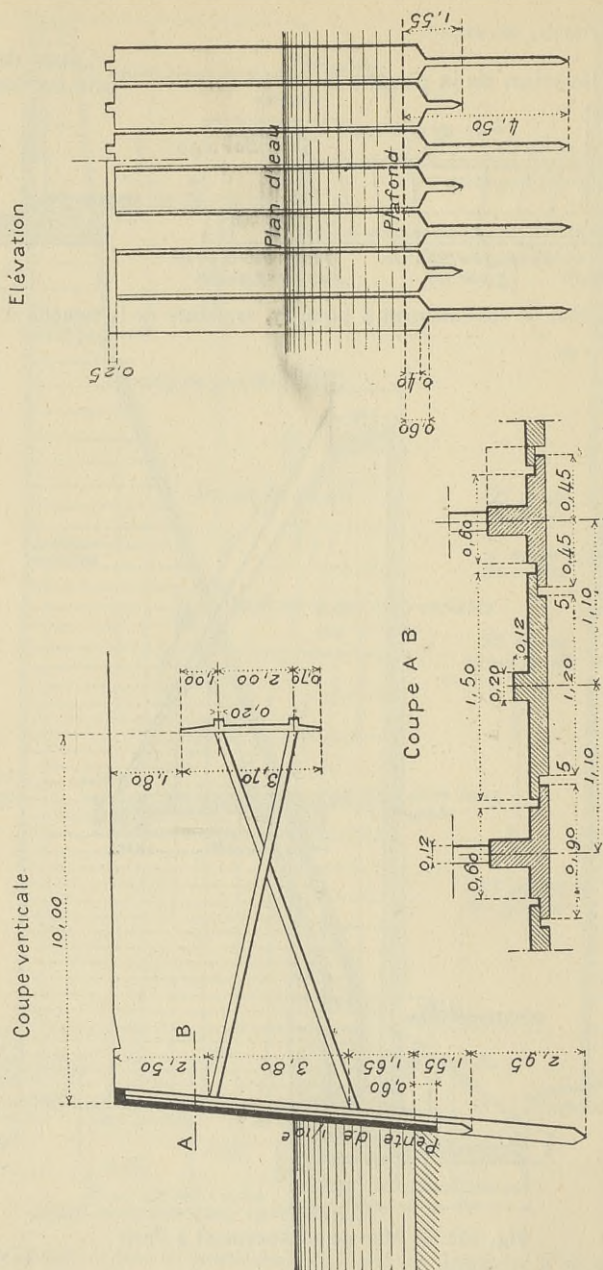


Fig. 333 à 335. — Mur de quai à Ivry-sur-Seine.

été construit à Ivry-sur-Seine. La fiche des palplanches est réglée de façon à ce qu'il ne puisse pas se produire d'affouillement par dessous et tout l'effort de poussée est pris par les tirants espacés de 2,20 m.

Le mur de quai figures 336 à 338 a été exécuté sur les plans de la Considère Construction Ltd., à Yalding (Angleterre).

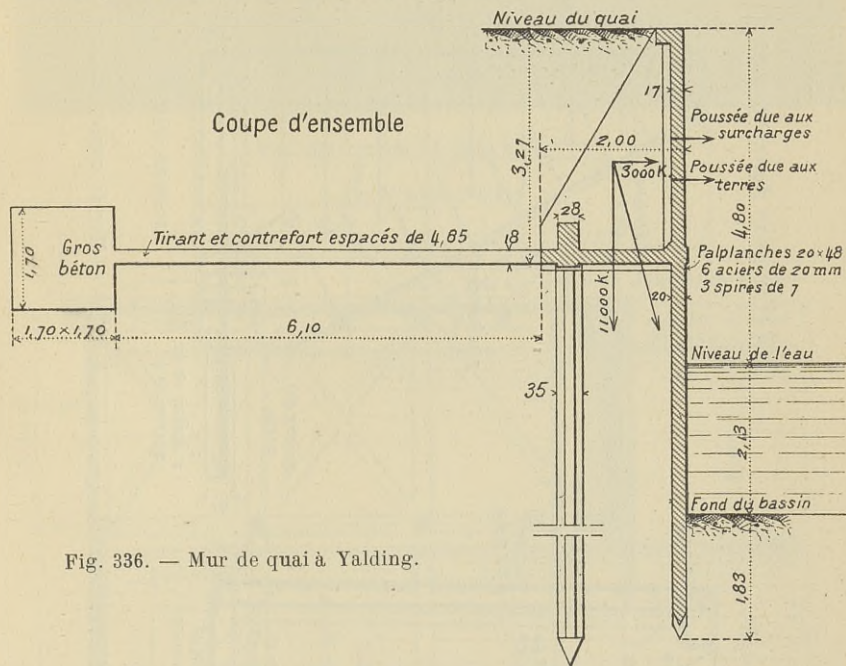


Fig. 336. — Mur de quai à Yalding.

Du journal *Ferro-Concrete* nous extrayons les deux travaux suivants : Un mur de quai à Dundee, Ecosse (fig. 339 et 340) avec palplanches à l'arrière et cylindres Mouchel à l'avant. Pour la construction de ceux-ci voir le pont de Waterford, exemple de ponts à travées droites. Ces cylindres sont espacés de 9 mètres environ longitudinalement et protégés par des garnitures en bois contre les chocs des grands navires qui abordent à quai ; dans les deux rangées de pieux arrière, ceux-ci sont espacés longitudinalement de 4,50 m. seulement et sont solidement entretoisés juste au-dessus du niveau des basses eaux.

Une jetée à Purfleet (Angleterre), utilisée comme appontement pour

les gros transports de charbon, figures 341 et 342, a été construite à deux époques différentes. La première partie (à gauche) est constituée seulement de pieux de 35 centimètres de côté, entretoisés à deux

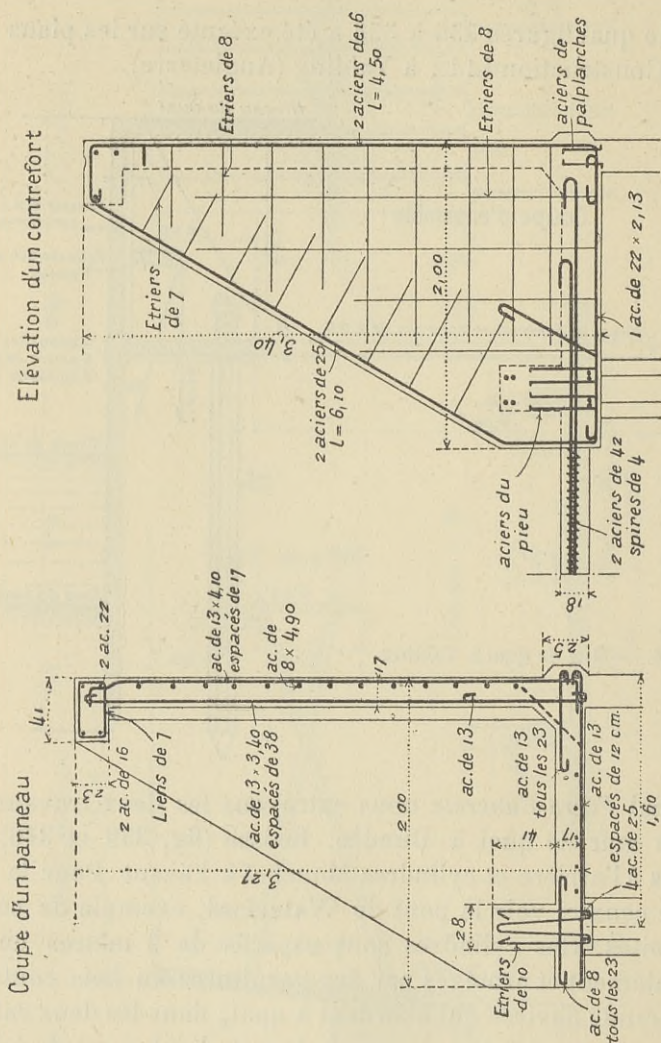


Fig. 337. — Mur de quai à Yalding.

Fig. 338. — Mur de quai à Yalding.

niveaux différents et portant le tablier. Dans la deuxième partie (à droite) on a réuni les pieux en groupes de quatre et on les a entourés de cylindres, ce qui a permis avec le même nombre de pieux de





Fig. 339. — Mur de quai à Dundee.

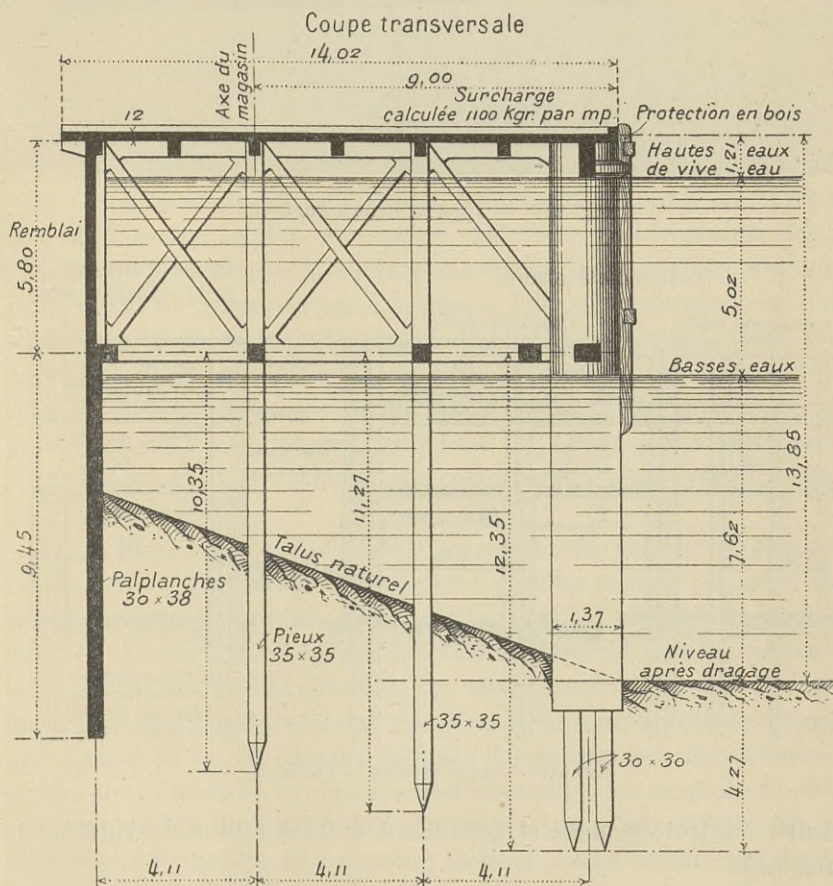


Fig. 340. — Mur de quai à Dundee.

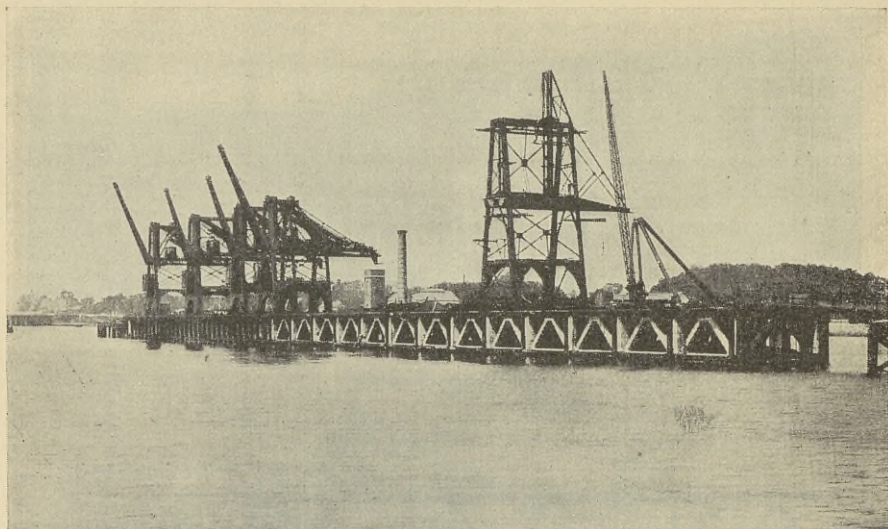


Fig. 341. — Appontement à Purfleet.

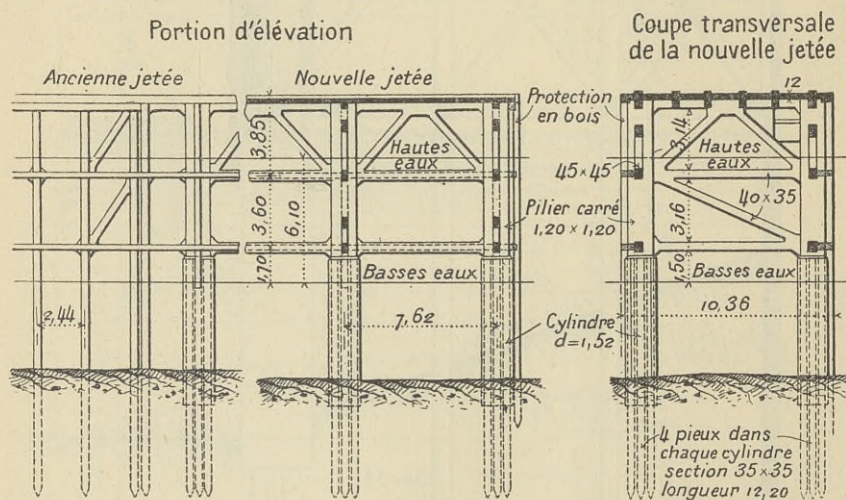


Fig. 342. — Appontement à Purfleet.

réduire l'entretoisement et cependant d'obtenir plus de rigidité de l'ensemble.

## CHAPITRE II

### SILOS

---

#### CLASSIFICATION

On peut diviser les silos en deux grandes catégories :

1° *Les silos de faible profondeur* comparativement à leur largeur et dans lesquels le plan de rupture, qui détermine le prisme de plus grande poussée, coupe la surface supérieure de la matière emmagasinée avant de couper la paroi opposée. Les parois en sont verticales ou inclinées, généralement armées en porte-à-faux sur le fond. Pour donner au fond les pentes nécessaires à l'écoulement de la matière ensilée, on le constitue de trémies juxtaposées et supportées par des poteaux et de hautes poutres en partie noyées dans ces trémies, ou plus simplement d'un plancher plat recouvert de béton maigre d'épaisseur variable.

2° *Les silos à cellules de faible section* et de grande profondeur. Le plan de rupture, limitant le prisme de plus grande poussée, rencontre la paroi opposée avant d'atteindre la surface libre de la matière emmagasinée. La section des cellules est carrée, rectangulaire, circulaire ou hexagonale. On adopte surtout la section carrée lorsque le nombre des cellules est élevé et lorsque le côté ne dépasse pas 4 ou 4,50 m. Au-dessus de cette dimension les efforts dans les parois sont élevés et la construction coûteuse ; on emploie de préférence alors les silos à section circulaire. Dans les cellules de côté inférieur à 6 mètres on constitue le fond d'une trémie pyramidale ou conique. Dans les grands silos, surtout lorsque les cellules doi-

vent avoir plusieurs orifices d'écoulement, il y a avantage à constituer le fond d'un plancher plat recouvert de béton maigre pour former les pentes.

## POUSSÉES DUES AUX GRAINS OU MATIÈRES CONCASSÉES

**Généralités.** — M. M.-S. Ketchum dans son ouvrage *Walls, Bins and Grain Elevators* arrive aux conclusions suivantes après étude des expériences faites sur la pression des grains par MM. Jamieson, Prante, Airy, Jannsen et d'autres :

1° La pression du grain sur les parois et le fond de la cellule d'un silo suit une loi que l'on peut appeler loi des pressions des semi-fluides et qui est entièrement différente de la loi des pressions des liquides.

2° La pression latérale du grain sur les parois est de 0,3 à 0,6 de la pression verticale et augmente peu dès que la profondeur atteint 2,5 à 3 fois le côté ou le diamètre de la cellule.

3° Le rapport entre la pression latérale et la pression verticale varie avec les divers grains et les cellules. Sa valeur ne peut être trouvée que par essais.

4° La pression du grain en mouvement est un peu plus grande que la pression du grain en repos ; l'accroissement maximum dans les conditions ordinaires est environ 10 p. 100.

5° Les orifices d'écoulement devraient être placés au centre ou près du centre de la cellule.

6° Si l'orifice d'écoulement est placé dans une paroi de la cellule la pression latérale du grain en mouvement est moindre près de l'orifice et considérablement augmentée sur la paroi opposée. Dans des conditions ordinaires, la pression sur cette paroi peut être de deux à quatre fois la pression du grain en repos.

7° Des tirants reliant entre elles les parois opposées des cellules diminuent la vitesse d'écoulement mais ne changent pas beaucoup la pression.

8° La pression latérale maximum se produit pendant le remplissage. Elle est plus grande dans une cellule remplie rapidement que dans une cellule remplie lentement.

9° Les méthodes théoriques d'Airy et de Jannsen donnent des pres-

sions correspondant assez exactement aux pressions réelles mesurées expérimentalement ;

10° Les pressions unitaires déterminées sur de petites surfaces correspondent assez exactement avec les pressions unitaires sur de larges surfaces.

En se basant sur l'expérience journalière de vidange des silos on peut remarquer en outre que, contrairement à ce qui se passe pour les liquides, la quantité de grain qui s'écoule par un orifice est indépendante de la pression ; elle est constante et sensiblement proportionnelle au cube du diamètre de l'orifice. Dès que le grain sorti s'est amassé suffisamment pour fermer l'ouverture, l'écoulement s'arrête de lui-même.

Méthode de calcul de M. Airy (*Minutes of Proceedings of the Inst. C. E.* vol. CXXXI et CXXXVI).

1° SILOS DE FAIBLE PROFONDEUR : Le plan de rupture coupe la surface du grain (fig. 343).

Soit  $\mu$  le coefficient de friction du grain sur lui-même ;

$\mu_1$ , — — — — — béton ;

$h$ , la profondeur du silo en mètres ;  $b$  sa largeur en mètres ;

$d$ , le poids du grain par mètre cube ;

$\theta$ , l'angle du plan de rupture avec l'horizontale.

Le prisme de plus grande poussée est en équilibre sous l'action des forces :

$P$ , le poids du prisme par mètre courant de paroi ;

$Q$ , la poussée par mètre courant sur toute la hauteur de la paroi ;

$R$ , la pression sur le plan BE ;

$\mu R$  et  $\mu_1 Q$ , les forces de frottement sur BE et AB respectivement.

$$Q = \frac{dh^2}{2} \left( \frac{1}{\mu(\mu + \mu_1) + \sqrt{1 + \mu^2}} \right)^2$$

$$\operatorname{tg} \theta = \mu + \sqrt{\mu \frac{1 + \mu^2}{\mu + \mu_1}}$$

Dès que la hauteur  $h$  est plus grande que  $b \operatorname{tg} \theta$  on applique les formules du cas suivant.

2° SILOS DE GRANDE PROFONDEUR  $h$  PAR RAPPORT A LA LARGEUR  $b$  (fig. 344).

$$Q = \frac{db^2}{2} \left( \frac{\sqrt{\frac{2h}{b} (\mu + \mu_1) + (1 - \mu\mu_1) - \sqrt{1 + \mu^2}}{\mu + \mu_1}} \right)^2$$

Quand le silo est rectangulaire, la pression n'est pas la même sur les petits que sur les grands côtés, puisqu'elle dépend de la dimension transversale  $b$ .

Dans les deux cas, la friction totale sur les parois est égale à

$$\mu_1 \times Q \times \text{périmètre du silo.}$$

La pression sur le fond est égale au poids total du grain ensilé diminué de la friction sur les parois.

Quand le silo est circulaire les mêmes formules s'appliquent en remplaçant  $b$  par le diamètre du cylindre.

Les valeurs de  $d$ ,  $\mu$  et  $\mu_1$  sont données pour certains matériaux dans le tableau n° 17, 1<sup>re</sup> partie.

Le tableau suivant (n° 72) donne les pressions latérales s'exerçant sur chacune des quatre parois et sur toute la hauteur d'un silo carré de 1 mètre de côté. La matière ensilée est du blé du poids de 850 kilogrammes au mètre cube et pour lequel  $\mu = 0,466$ ;  $\mu_1 = 0,444$ .

TABLEAU N° 72

PROFONDEUR DU SILO en mètres.	PRESSIION EN KILOGRAMMES sur chacune des 4 parois.
1	133
2	513
3	1 005
4	1 554
5	2 160
6	2 180
7	3 420

La pression latérale par mètre courant de paroi d'un silo de côté  $b$  peut être évaluée par comparaison avec les valeurs de ce tableau.

Par exemple dans un silo dont la hauteur  $h$  est telle que  $\frac{h}{b} = 1$

la pression par mètre courant de paroi et pour toute la hauteur est  $133 \times b^2$ .

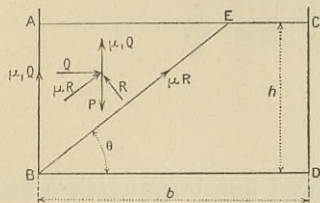


Fig. 343.

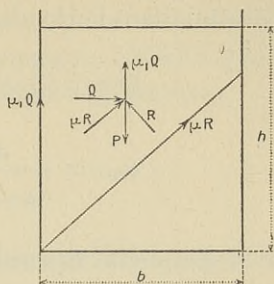


Fig. 344.

Si  $\frac{h}{b} = 2$  la pression par mètre courant de paroi =  $513 \times b^2$ .

— = 3 — =  $1005 \times b^2$

et ainsi de suite.

**Méthode de calcul de M. Könen** (*Centralblatt der Bauverwaltung*, 1896). — Cette méthode se rapproche beaucoup de celle de Janssen.

Une tranche  $dh$  (fig. 345) à la profondeur  $h$  est soumise aux forces suivantes :

$p \cdot \Omega$ , charge sur le dessus de la tranche, agissant de haut en bas ;

$d \cdot \Omega \cdot dh$ , poids de la tranche ;

$(p + dp) \cdot \Omega$ , réaction de bas en haut ;

$q \cdot U \cdot dh$ , réaction horizontale des parois sur le pourtour  $U \cdot dh$  de la tranche ;

$q \cdot U \cdot dh \cdot \operatorname{tg} \varphi_1$ , frottement de cette réaction, dirigée de bas en haut.

( $\varphi$  et  $\varphi_1$  sont les angles de talus naturel et de frottement sur le béton).

En posant  $m = \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} \times \operatorname{tg} \varphi_1 \times \frac{U}{\Omega}$  et considérant le blé comme une matière sans cohésion, la pression unitaire  $p$  est définie par l'égalité :

$$p = \frac{d}{m} \left( 1 - \frac{1}{e^{mh}} \right)$$

dans laquelle  $e = 2,3026$ .

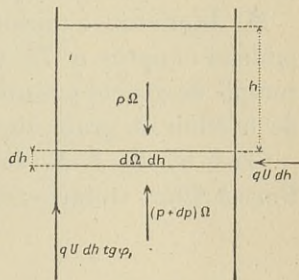


Fig. 345.

La poussée unitaire  $q = p \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$ .

$p$  et  $q$  atteignent leur valeur maxima pour  $h = \infty$ .

$$p_{\max} = \frac{d}{m} = \frac{d}{\operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{U}{\Omega}}$$

$$q_{\max} = \frac{d}{\operatorname{tg} \varphi_1 \frac{U}{\Omega}}$$

Pour la simplicité des calculs, on admet que la poussée à partir du haut va en croissant suivant l'équation  $q = hd \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$  jusqu'à ce qu'elle atteigne la valeur maximum  $q = \frac{d}{\operatorname{tg} \varphi_1 \times \frac{U}{\Omega}}$ . A partir de

cette valeur on considère la poussée unitaire comme étant constante. On remplace ainsi les poussées réelles par des poussées qui leur sont toujours supérieures.

Cette méthode donne pour la poussée latérale des résultats inférieurs à ceux donnés par la méthode Airy.

M. Jamieson a mesuré les poussées unitaires indiquées dans le tableau ci-après n° 73, sur un silo en bois carré de 4,07 m. de côté, rempli de grains pesant 800 kilogrammes au mètre cube; coefficient de friction de grain sur bois : 0,36 à 0,41.

(Test by M. J.-A. Jamieson of Montreal, Canada, on elevator at Port-Arthur, Ontario; extrait de l'ouvrage de M. Heidenreich.)

TABLEAU N° 73

PROFONDEUR en mètres.	POUSSÉE LATÉRALE en kilogrammes par mètre carré.	PRESSION VERTICALE en kilogrammes par mètre carré.
1,52	430	1 040
3,03	900	1 670
4,67	1 235	2 090
6,10	1 445	2 470
9,15	1 730	2 795
12,20	1 845	3 020
15,25	1 900	3 135
18,30	1 940	3 200
19,80	1 950	3 200



Par la méthode de calcul d'Airy, on évalue qu'à 19,80 m. de profondeur la poussée latérale égale 2300 kilogrammes ; la pression verticale égale 2400 kilogrammes au mètre carré. Par la méthode de Könen on trouve que la pression latérale maximum égale 1975 kilogrammes ; la pression verticale maximum égale 4880 kilogrammes.

## CALCULS

**Silos de la première catégorie.** — Dans un silo, représenté en coupe par la figure 346, on suppose que la surface supérieure de la matière ensilée est horizontale.

Soit  $d$  le poids de la matière au mètre cube ;

$\varphi$  l'angle du talus naturel ;

la poussée sur la portion de paroi AB  $= \frac{dh_1^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$  ; elle agit horizontalement au tiers de la hauteur à partir de AB.

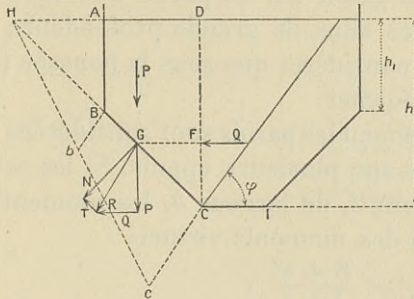


Fig. 346.

La pression sur la paroi BC s'obtient en considérant :

1° La poussée sur la hauteur CD, soit  $Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$  agissant suivant FG à une distance  $\frac{h}{3}$  à partir de C ;

2° Le poids P du prisme fictif de grain CHD agissant au centre de gravité du triangle.

En composant la poussée Q et le poids P on obtient en R la résultante des forces agissant sur la paroi fictive HC. De cette résultante on déduit les forces agissant sur la paroi BC : elles sont représentées

par les ordonnées du trapèze  $BbcC$  dans lequel  $cC = \frac{2R}{CH}$ . Les forces agissant sur  $CB$  se décomposent en deux forces telles que  $N$  et  $T$ , l'une normale, l'autre parallèle à la paroi.

La charge sur le fond  $CI$  est verticale et égale au poids de la colonne  $CD$  soit par unité de surface  $hd$ .

**Silos de la deuxième catégorie.** — CELLULES CARRÉES OU RECTANGULAIRES. — On considère en premier lieu que chacune des cellules d'un silo est pleine, pendant que les cellules adjacentes sont vides. Les parois sont soumises à des efforts de flexion, composés à des efforts de traction directe. On considère ensuite deux cellules adjacentes remplies; la paroi intermédiaire ne subit plus de flexion mais la force de traction est double de ce qu'elle était dans le premier cas.

En outre des efforts dans le plan horizontal, la paroi est soumise dans le plan vertical à des efforts de compression, dus au poids mort et à la friction du grain sur la paroi. Ces derniers sont souvent très élevés dans les silos de grande profondeur; ils sont d'autant plus importants à considérer que sous la poussée intérieure la paroi a tendance à se déformer.

Le plus généralement les parois sont considérées comme des pièces continues reposant sur plusieurs appuis. Si les cellules sont rectangulaires de longueur  $l$ , de largeur  $b$ , les moments dans les parois sont, d'après la loi des moments virtuels :

$$\text{Aux angles : } \frac{p}{12} \times \frac{l^3 + b^3}{l + b} ;$$

$$\text{Au milieu de la paroi de longueur } l : \frac{pl^2}{8} - \frac{p}{12} \times \frac{l^3 + b^3}{l + b} ;$$

$$\text{Au milieu de la paroi de largeur } b : \frac{pb^2}{8} - \frac{p}{12} \times \frac{l^3 + b^3}{l + b} .$$

Pour satisfaire plus facilement les moments maxima des appuis, on renforce ceux-ci par des goussets à  $45^\circ$ , à  $30^\circ$ , ou même moins inclinés.

**TRÉMIES.** — Pour le calcul d'une trémie pyramidale dans une cellule profonde, on considère que le grain dans cette cellule joue le rôle d'un fluide incompressible, transmettant aux parois la pression verticale de la cellule. Soit (fig. 347)  $ABC$  la projection verticale d'une

trémie; DEF la projection horizontale de la face triangulaire projetée verticalement en AB et pour laquelle on cherche à déterminer les efforts; soit  $p$  la pression unitaire verticale agissant au niveau AC; la face AB est soumise aux efforts suivants :

1°  $N$ , effort normal à AB, appliqué en G;  $N = p \times$  surface de face AB ;

2°  $T$ , effort horizontal, réaction des deux faces ABC sur les arêtes projetées verticalement suivant AB, horizontalement suivant DF et EF ;

3°  $V$ , effort vertical, appliqué le long de l'arête A — DE, égal en valeur absolue à  $p \times$  surface du triangle AO — DEF.

On obtient trois équations d'équilibre en écrivant l'égalité des moments autour de A et l'égalité des projections horizontales et verticales.

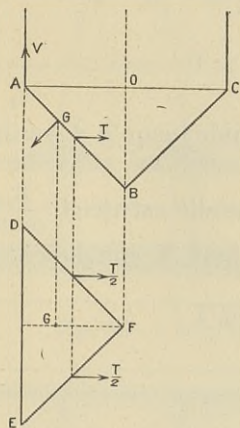


Fig. 347.

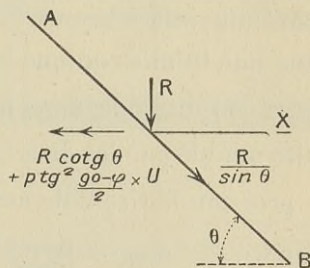


Fig. 348.

On en détermine la valeur de  $T$  et sa distance à l'arête A. Sous l'effort de flexion produit par la force  $N$ , on considère la face comme une dalle reposant sur les trois appuis DE, EF et DF ou on la calcule avec une portée variable reposant seulement sur les deux arêtes DF et EF.

Dans une large trémie qui contient un poids élevé de grain ou charbon, poids relativement grand par rapport à la pression verticale qui s'exerce sur la base de la trémie, on fait l'hypothèse suivante : toute pression verticale  $p$  exerce sur la paroi qu'elle ren-

contre un effort horizontal  $p \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$ ,  $\varphi$  étant l'angle naturel de la matière ensilée.

Considérons (fig. 348) une trémie coupée à quelque distance de sa base par un plan X et soit :

$p$ , la pression unitaire,  $P$ , la pression totale verticale sur ce plan X;

$P_1$ , le poids de la trémie et de ce qu'elle contient en dessous de ce plan;

$U$ , le périmètre de la section coupée.

La charge totale agissant sur la trémie dans le plan considéré est  $P + P_1 = R$ ;

La force dans la direction de la face  $= \frac{R}{\sin \theta}$  ;

La force dans une direction horizontale  $=$

$$R \cotg \theta + p \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} \times U.$$

La force  $R$  décroît de la base de la pyramide jusqu'à devenir nulle à l'extrémité inférieure.

Dans une trémie conique la force tangentielle est aussi  $\frac{R}{\sin \theta}$ . Si  $r$  est le rayon du cône dans le plan horizontal X considéré, l'effort unitaire annulé par les directrices  $= \frac{R}{2 \pi r \sin \theta}$ .

La pression horizontale unitaire  $=$

$$\frac{R \cotg \theta}{2 \pi r} + p \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}.$$

Par suite l'effort sur les génératrices du cône  $=$

$$\frac{R \cotg \theta}{2 \pi} + p r \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}.$$

Ces efforts sont maxima à la jonction du cône et du cylindre formant le corps du silo, nuls à la partie inférieure de la trémie.

#### EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

De l'ouvrage de M. Mörsch nous extrayons les détails de silos à minerai de la mine de Burbach (fig. 349 à 351) dont les fondations



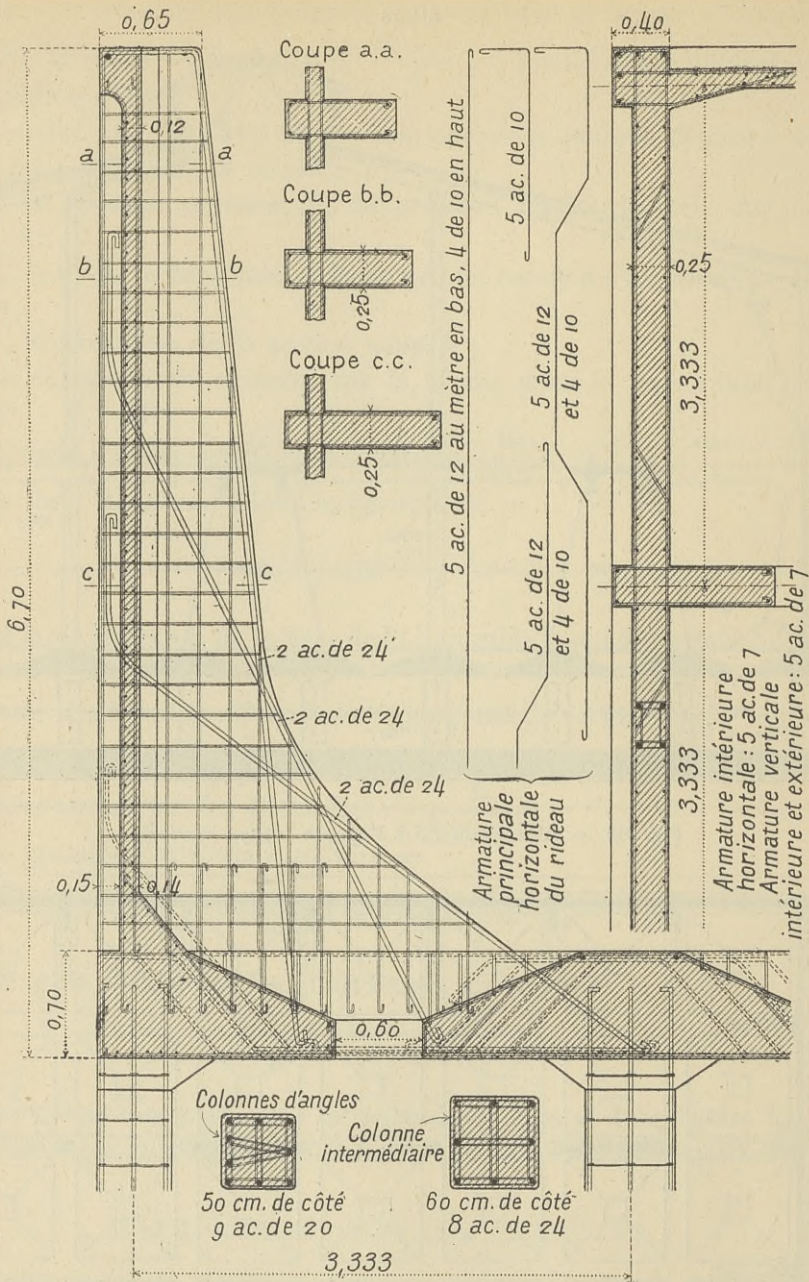


Fig. 351. — Silos à minerai à Burbach, détails d'armature.

sont constituées par un radier général de 70 centimètres d'épaisseur. Les parois et les poutres qui portent les voies de chemin de fer sont calculées comme continues. Les contreforts des murs (épaisseur : 25 centimètres) sont ancrés dans le plancher et travaillent en porte-

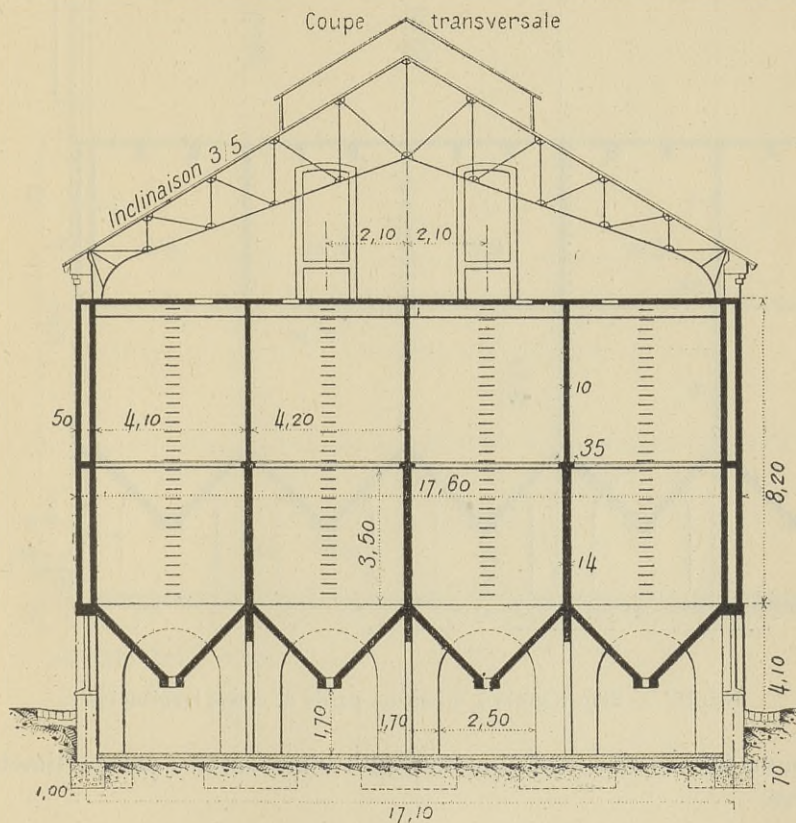


Fig. 352. — Silos à grain à Briançon, coupe transversale.

à-faux, leurs arêtes sont protégées par des fers à  $\square$  et  $\perp$ . Des joints de dilatation sont ménagés tous les 26,40 mètres dans le plancher comme dans les parois.

Des détails de silos pour le Génie militaire, à Briançon, exécutés par M. Piketty sont donnés figures 352, 353 et planche VIII page 500. La contenance de chacune des cellules est de 100 tonnes; les planchers sont chargés à 900 kilogrammes par mètre carré et la réac-

Partie de coupe longitudinale

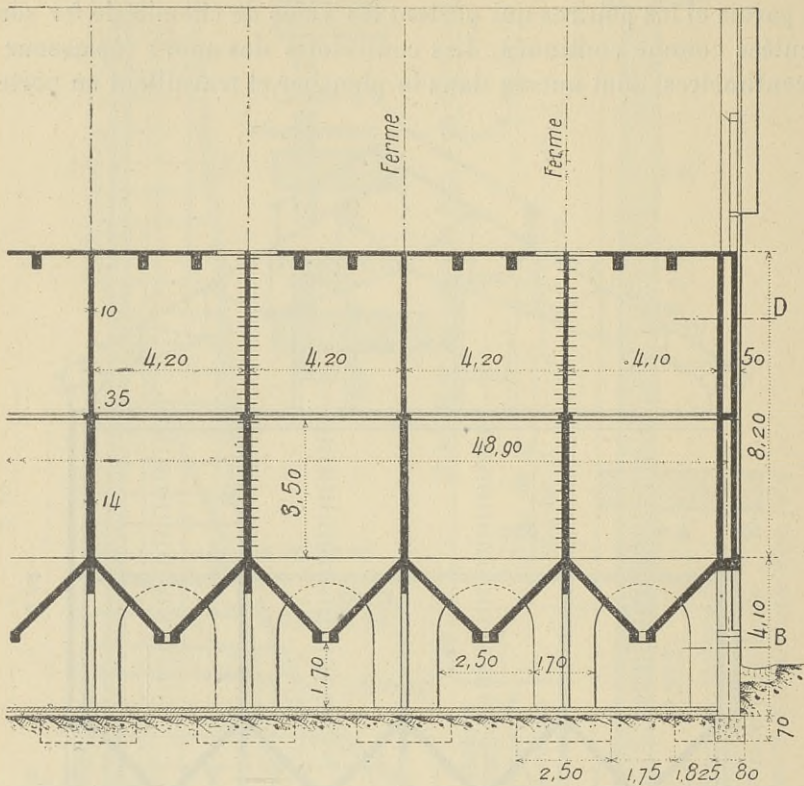


Fig. 353. — Silos à grain à Briançon, partie de coupe longitudinale.

tion du sol sous les fondations est de 5 kilogrammes par centimètre carré.



# BÂTIMENT DE SILOS À BRIANÇON.

Propriétaire: MINISTÈRE DE LA GUERRE; Ingénieur-Constructeur: M<sup>r</sup> PIKETTY.

Fig. 3.  
Coupe verticale  
d'une cloison intérieure.

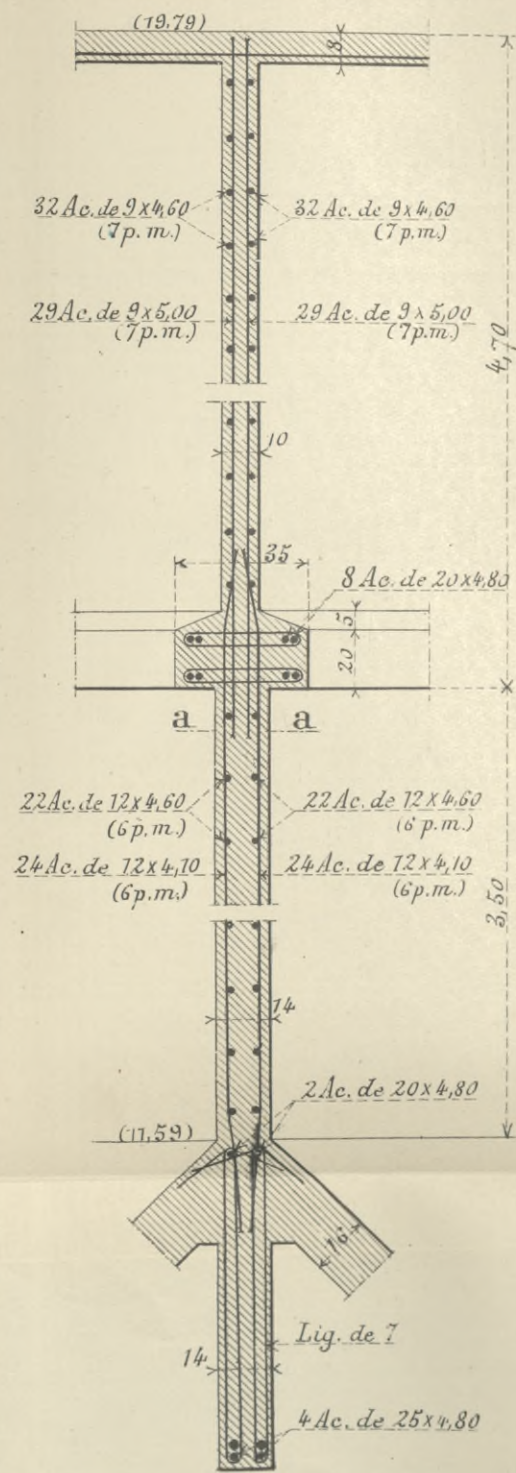


Fig. 4.  
Plan-coupe suivant a a (fig. 3).

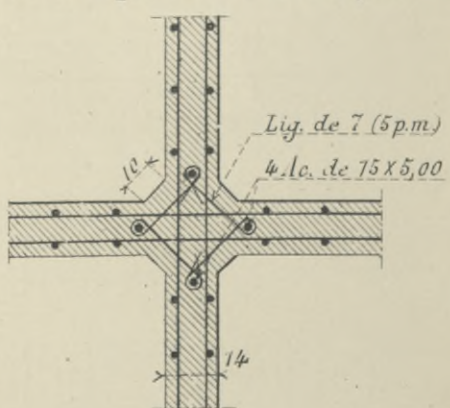


Fig. 1. Coupe d'une mamelle.

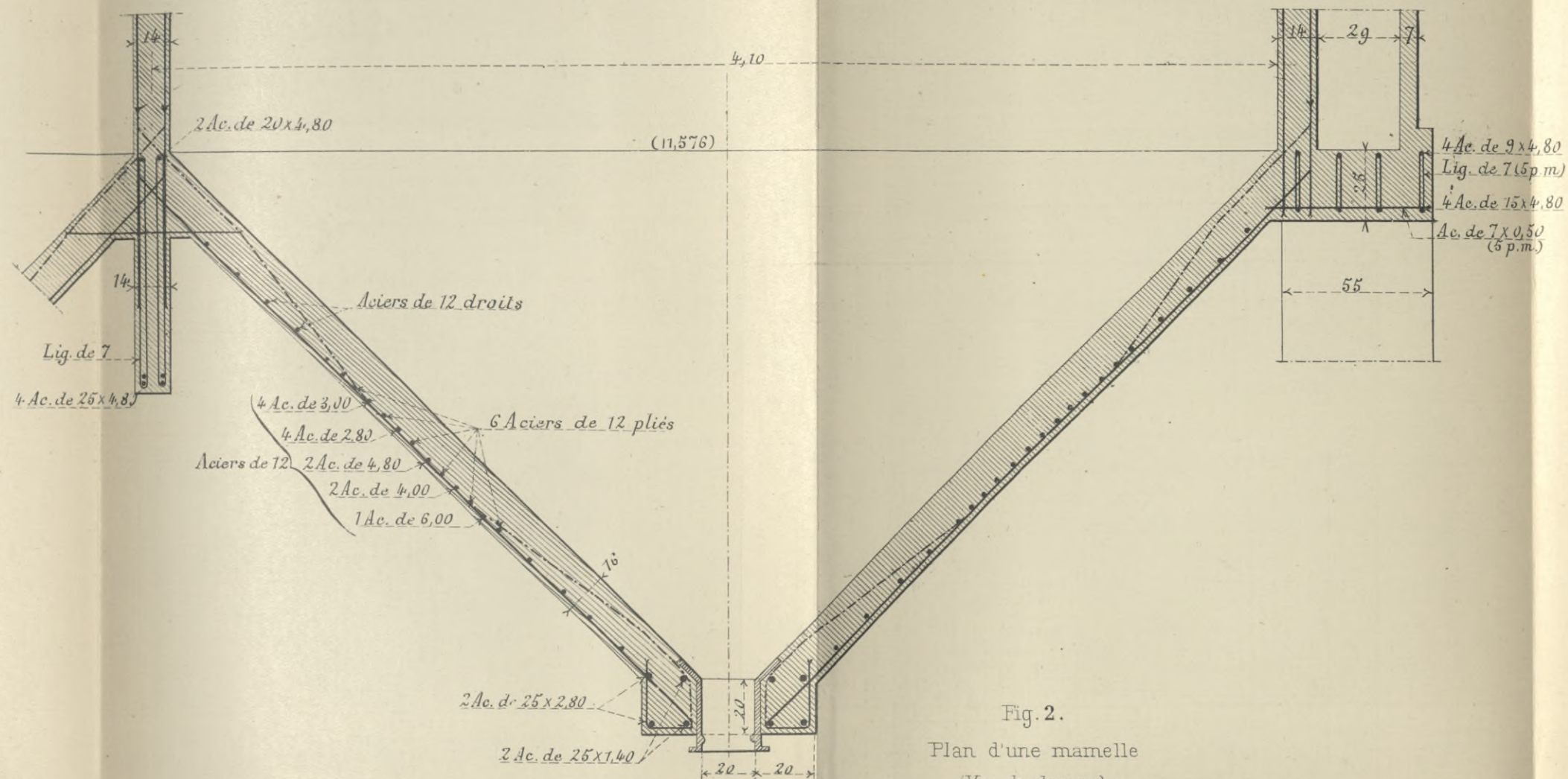


Fig. 2.  
Plan d'une mamelle  
(Vue du dessus).

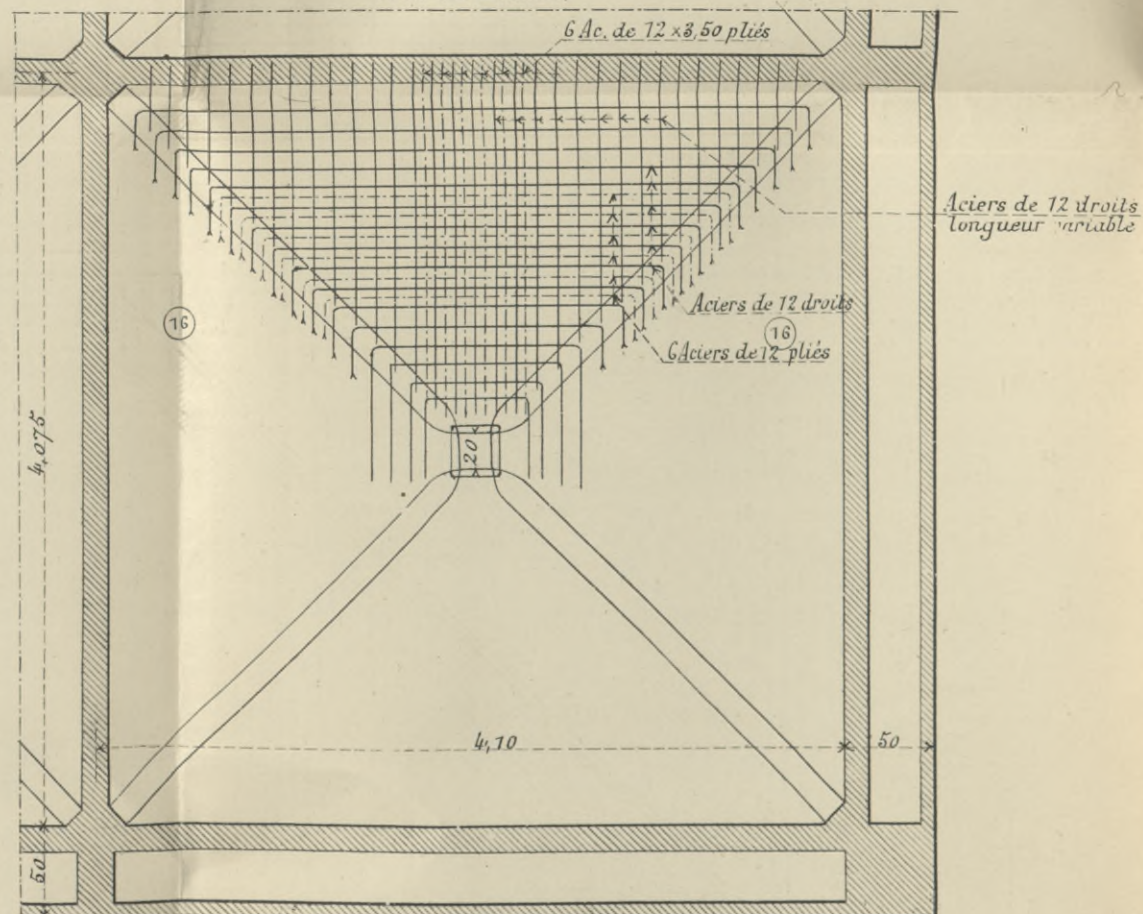


Fig. 5.  
Détail  
d'un angle

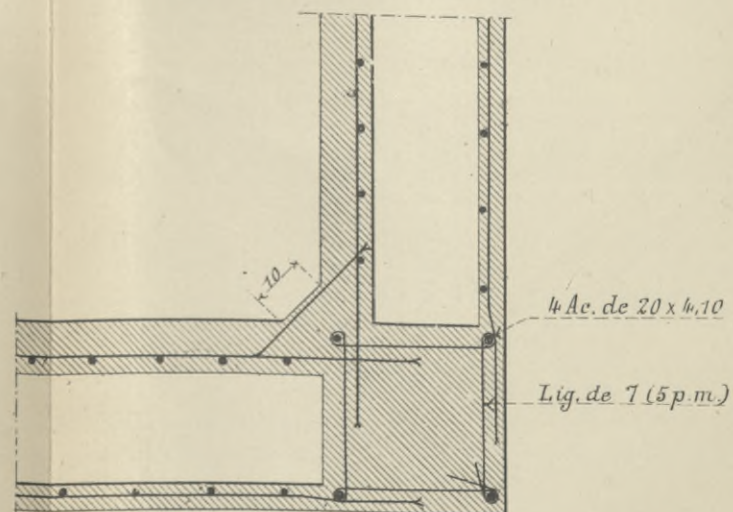


Fig. 6.  
Coupe verticale  
d'une cloison extérieure.

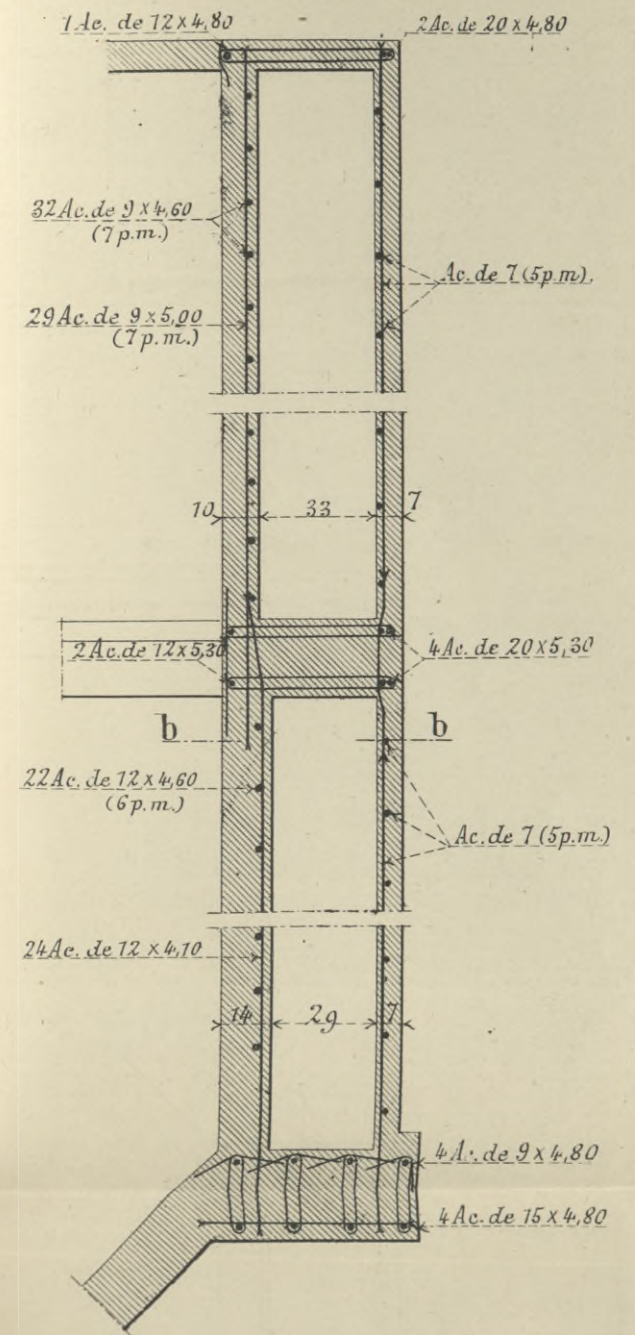
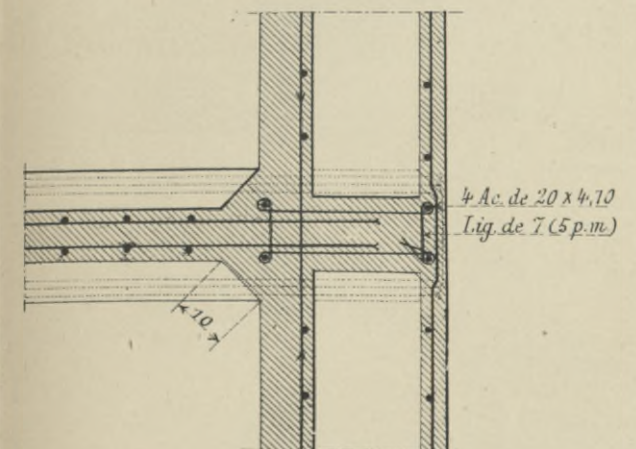
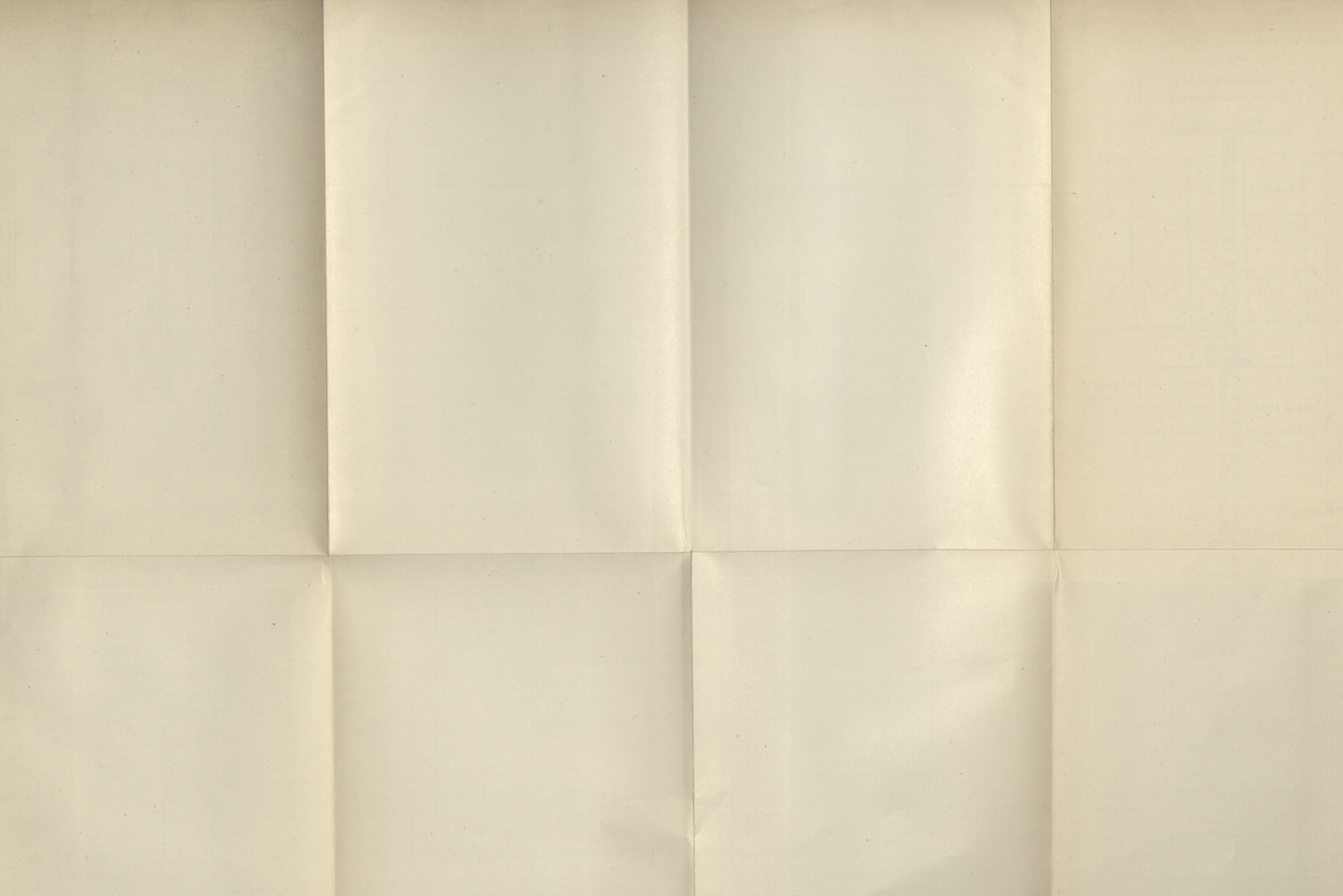


Fig. 7.  
Plan-coupe  
suivant b b (fig. 6)





**HUITIÈME PARTIE**  
**RÉSERVOIRS — BARRAGES**  
**CANALISATIONS ET DIVERS**



## CHAPITRE PREMIER

### RÉSERVOIRS

---

#### CLASSIFICATION

Suivant les besoins auxquels répondent les réservoirs, on les construit : 1° partiellement enterrés et découverts ; 2° complètement enterrés et couverts ; 3° surélevés sur pylone ou sur tour.

**Réservoirs découverts.** — Les grands réservoirs sont carrés, rectangulaires, quelquefois polygonaux de façon à utiliser la forme du terrain sur lequel ils sont construits ; le réservoir carré a la plus grande contenance relativement au développement des murs. Les grands réservoirs cylindriques, armés comme tels, ne sont pas avantageux puisque la section de l'armature est proportionnelle au diamètre. De plus, ils sont soumis à des efforts secondaires, coûteux à annuler et susceptibles de causer des fissures très préjudiciables à l'étanchéité : la partie supérieure du cylindre augmente de diamètre sous l'effort de la poussée intérieure, tandis que la partie inférieure, solidaire du radier, ne peut prendre aucun accroissement de diamètre ; il en résulte des efforts de flexion dirigés verticalement, une extension à 30 ou 60 centimètres au-dessus du radier à la face interne de la paroi, une extension à la face externe, vers la partie supérieure du cylindre.

La paroi est généralement verticale dans les réservoirs rectangulaires à faible profondeur ; elle est armée en porte-à-faux sur le fond. Pour les réservoirs de plus de 2,50 m. de profondeur, on la constitue

de préférence par un rideau oblique, renforcé par des contreforts, établi comme un barrage et trouvant sa stabilité dans sa propre construction. Souvent on se contente d'un revêtement étanche simplement appuyé sur le talus d'un remblai établi *ad hoc* (fig. 354, *a*, *b* et *c*).

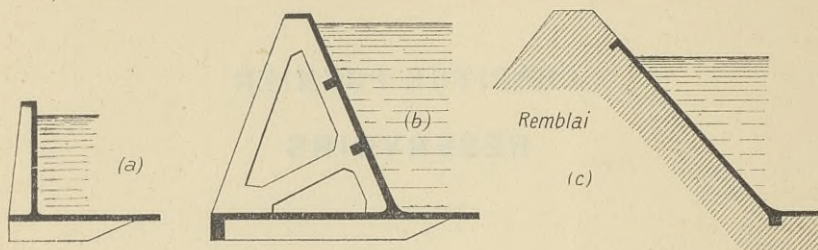


Fig. 354. — Types divers de parois de réservoirs découverts.

**Réservoirs couverts et enterrés.** — Si la cote du fond et la contenance seulement sont données, pour déterminer les dimensions laissées au choix du constructeur, on se base sur une profondeur d'eau de 2,50 à 3 mètres pour les petits réservoirs, de 4 à 5 mètres pour les grands.

La couverture est constituée par un simple plancher reposant sur les parois et des poteaux en briques, en béton ordinaire ou en béton armé et répartissant la charge sur le radier par des empattements appropriés. La couverture peut être aussi constituée très avantageusement, surtout dans les réservoirs cylindriques, par un dôme très surbaissé. Elle est rendue étanche par une chape en mortier à 600 kilogrammes de ciment au mètre cube et, d'une façon générale, elle est recouverte d'une couche de terre végétale de 25 à 40 centimètres d'épaisseur pour protéger le réservoir contre les variations de température.

La paroi prend appui sur le radier et sur la couverture et travaille en flexion sous l'action de la poussée intérieure due à l'eau et de la poussée extérieure due aux terres.

**Réservoirs sur pylone ou sur tour.** — Pour des contenances de 100 à 200 mètres cubes on emploie indifféremment le réservoir de section circulaire ou carrée; la forme carrée demande plus de matériaux, mais simplifie la construction et permet l'emploi d'un pylone

de meilleure assise. Pour des contenances supérieures, on adopte généralement le réservoir cylindrique. Le fond est constitué par un plancher plat ou de préférence par une calotte sphérique et un tronc de cône (pl. IX, p. 524). La couverture préférée est le dôme surbaissé.

Pour protéger l'eau contre les variations de température, on construit, à 10 ou 20 centimètres à l'extérieur du réservoir et concentriquement à celui-ci, un tambour cylindrique en briques légères ou en béton armé. Ce tambour peut porter une couverture en bois et tuile ou une terrasse recouverte de 10 centimètres de gravier.

On constitue le pylone par un groupe de quatre, six ou huit colonnes, simplement entretoisées par des poutres en béton armé. Ou bien on prévoit des colonnes et des linteaux suffisants pour porter un remplissage en briques et dont l'ensemble forme une tour polygonale. Dans ce cas, l'entretoisement intérieur est fait par des planchers qui peuvent servir à porter les pompes ou être utilisés pour recevoir des appareils d'épuration.

Les fondations sont sur pieux, sur radier, ou sur semelles isolées suivant les charges et la nature du sol.

### POUSSÉES DUES A UN LIQUIDE

La poussée totale en kilogrammes dues à un liquide de poids  $d$  kilogrammes au mètre cube sur une surface plane  $\omega$  (en mètres carrés), dont la distance du centre de gravité à la surface du liquide est  $H$  (en mètres), est égale à :

$$d\omega H.$$

Cette pression est normale à la surface et agit en un point dont la distance  $y$  à la surface du liquide est déterminée par l'équation :

$$y = \frac{I}{M_s}$$

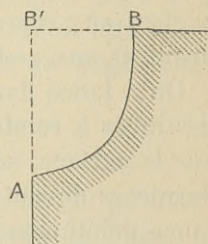


Fig. 355.

$I$  et  $M_s$  étant respectivement le moment d'inertie et le moment statique de la projection verticale de la surface pris par rapport à un axe placé à la surface du liquide.

La composante horizontale de la résultante des pressions exercées

sur une paroi courbe AB (fig. 355) est la même que celle des pressions qui s'exercent sur BB'. La composante verticale de la résultante des pressions a pour valeur l'aire du triangle mixtiligé ABB'.

### ÉTANCHÉITÉ

Pour assurer l'étanchéité d'un réservoir il est essentiel que tous les efforts d'extension, principaux ou secondaires, soient déterminés exactement dans le calcul et que des armatures soient disposées pour les annuler. La fatigue de l'acier doit toujours rester inférieure à la moitié du taux de travail à la limite d'élasticité; son allongement doit être assez faible pour que le béton qui l'enrobe ne dépasse pas sa limite d'élasticité et ne se fissure pas, tout au moins dans les parties exposées à l'eau. Il est de bonne pratique de limiter l'allongement à 0,5 mm. par mètre et par suite la fatigue de l'acier doux à environ 10 kilogrammes par millimètre carré. La section de l'armature secondaire qui s'oppose au retrait du béton pendant le durcissement et aux variations linéaires dues à la température doit être d'une section égale à environ  $\frac{1}{300}$  de la section de béton. Les armatures doivent former un réseau aux mailles ne dépassant pas 12 à 16 centimètres dans leur plus grande dimension.

Pour l'imperméabilité du béton, voir paragraphe : Propriétés du béton. On emploie de préférence un béton sec, en veillant soigneusement aux reprises, en évitant de faire celles-ci suivant une ligne droite et aux endroits travaillant à l'extension.

On a lancé dans le commerce un grand nombre de préparations destinées à rendre les constructions étanches, soit par application sur la surface, soit par addition au béton pendant le gâchage; ces dernières devant former par leur mélange avec le ciment une substance gélatineuse qui n'empêche pas la cristallisation et le durcissement, mais qui s'oppose à l'absorption de l'eau. Le cadre de cet ouvrage n'en permet pas la description.

Les impuretés contenues dans l'eau, principalement les sels de magnésie et de chaux, suffisent souvent pour fermer les pores; elles sont entraînées dans l'espèce de percolation qui se produit pendant les premiers temps de la mise en service et au bout de quelques



semaines, même de quelques jours, elles peuvent parfaire l'imperméabilité du béton et assurer l'étanchéité du réservoir. Une bonne précaution à prendre pour éviter la percolation ou tout au moins l'atténuer grandement est de déboiser la paroi qui doit être en contact avec l'eau avant que le béton ait pris son durcissement définitif et de serrer les pores par un lissage très énergique de la surface ; on fait ce lissage à la truelle ; le boisage de l'autre paroi restant en place et empêchant absolument toute déformation du mur.

La méthode la plus sûre d'obtenir une étanchéité parfaite est de recouvrir la surface en contact avec l'eau d'un enduit de 2 centimètres d'épaisseur en mortier de ciment, ou d'une couche de bitume, asphalté ou d'un autre produit imperméable. Ces derniers produits ne peuvent évidemment être employés que dans les réservoirs qui ne renferment pas d'eau pour la consommation ; ils doivent être appliqués par des ouvriers spéciaux et d'une façon générale il est préférable de laisser aux firmes qui vendent le produit le soin de l'appliquer, en les obligeant à une exécution parfaite par un cahier de charges rigides mais spéciales à chaque travail et dépendant des conditions extérieures. Le constructeur du béton armé doit s'assurer que la place est tout à fait suffisante pour que l'application de l'enduit étanche puisse se faire facilement, car s'il en est autrement, l'enduit risque beaucoup plus d'être défectueux ; il faut aussi que le travail soit fait régulièrement et sans endommager le béton, qu'il n'ait pas lieu en temps de gelée et plus généralement qu'il soit fait en conformité avec le cahier des charges. La surveillance doit être constante puisque la bonne exécution est la seule garantie de l'étanchéité.

### RÉSERVOIRS ENTERRÉS

**Détails de construction. — RADIER.** — Si le sous-sol est parfaitement drainé et capable de porter, en plus du poids de l'eau, la charge des poteaux convenablement répartie, le radier est simplement constitué par un revêtement étanche de 8 à 10 centimètres d'épaisseur ; l'armature en quadrillage est composée d'aciers de 8 à 10 millimètres de diamètre espacés de 16 à 25 centimètres ou d'un treillis métallique de résistance à peu près égale. On place les semelles de répartition des poteaux indifféremment au-dessus ou en dessous du

radier ; on les entretoise par deux aciers de 15 ou 18 millimètres noyés dans l'épaisseur du radier, on coule le béton armé sur une couche de béton maigre ou une couche de sable grossier.

Si le sous-sol est inondé et que l'eau peut monter à l'extérieur du réservoir, on constitue le radier de voûtes renversées, capables de résister à la sous-pression, ou d'un plancher à poutres renversées ; il faut nécessairement vérifier que les charges verticales apportées par les parois et les poteaux, lorsque le réservoir est vide, sont suffisantes pour assurer les réactions d'appui des voûtes ou des poutres.

Pour obtenir l'étanchéité contre l'eau extérieure, on a recours à une couche d'argile battue, d'environ 15 centimètres d'épaisseur. On la recouvre d'une couche mince de sable grossier avant de couler le béton armé.

Le fond a une pente d'environ  $\frac{1}{100}$  vers des puisards d'où partent les tuyaux de vidange.

**PAROI.** — On considère la paroi comme appuyée en bas sur le radier, en haut sur la couverture. Lorsque sa hauteur est inférieure à 2 mètres ou 2,50 m., on la constitue d'un simple rideau armé verticalement avec quelques contreforts pour porter la couverture. Pour les parois de hauteur supérieure à 2,50 m., on arme le rideau horizontalement en faisant varier l'armature et quelquefois l'épaisseur du béton de la base au sommet ; le rideau s'appuie sur des contreforts espacés de 1,50 m. à 2 mètres et ancrés dans le radier et la couverture.

On calcule les éléments de la paroi pour résister :

1° A la poussée extérieure des terres et des surcharges qui peuvent s'exercer sur le remblai ;

2° A la poussée intérieure de l'eau ;

3° Aux charges apportées par la couverture.

Lorsque l'excavation est faite dans un sol résistant, coupé presque verticalement, on peut faire un remplissage soigné en béton maigre ou en gravillon bien damé entre le côté de l'excavation et la paroi ; on peut alors admettre qu'une partie, sinon la totalité de la poussée due à l'eau, est annulée par la résistance du sol ; la paroi est un simple revêtement, que l'on peut constituer économiquement de deux

couches de béton de 3 à 4 centimètres d'épaisseur séparées par un enduit de 1 à 2 centimètres de mortier de ciment pur.

COUVERTURE. — Voir détails des planchers de bâtiment et dômes de châteaux d'eau.

TUYAUTERIE. — Les tuyaux pénètrent à même dans les parois ou le fond du réservoir. Pour assurer l'étanchéité, on emploie de préférence des tuyaux raccords à quadruple bride (fig. 356). On scelle le raccord au ciment dans une ouverture laissée à cet effet pendant la coulée ; les deux brides *a* dont l'écartement est légèrement supérieur à l'épaisseur du béton armé forment joints ; les deux autres brides *b* reçoivent les longueurs de tuyaux qui y sont fixés par rondelles et boulons.

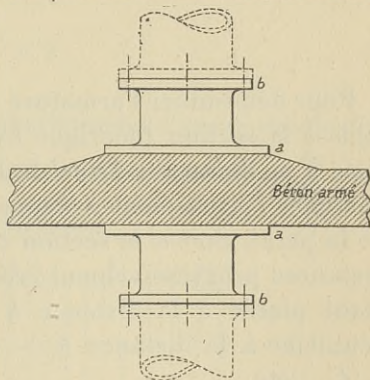


Fig. 356.

On prévoit, pour chaque réservoir, au moins : un tuyau d'arrivée, un de sortie, un tuyau de trop-plein et un de vidange, des ventilateurs, des trous d'homme avec échelles pour la visite et le curage.

## CHATEAUX D'EAU

Calculs. — PAROI. — La poussée de l'eau par mètre courant sur un mur vertical retenant une hauteur d'eau  $H$  (exprimée en mètres) est égale à  $500 H^2$  kilogrammes. Elle est horizontale et s'exerce au  $\frac{1}{3}$  de la hauteur à partir de la base.

La pression par mètre carré sur une surface verticale dont le centre de gravité est à la distance  $h$  mètres en dessous du niveau de l'eau égale  $1\,000 h$  en kilogrammes.

Dans un réservoir cylindrique, si  $D$  est le diamètre (en mètres),  $R_a$  le taux de travail admis pour l'armature par centimètre carré, la section d'acier  $\Omega$  (en centimètres carrés) à distribuer sur toute la hau-

teur  $H$  de la paroi, du fond au niveau de l'eau égale

$$\frac{250 H^2 D}{R_a}$$

La section d'acier pour une tranche de 1 mètre de hauteur dont la partie inférieure est à la distance  $h$  mètres en dessous du niveau de l'eau égale

$$\frac{500 h D}{R_a}$$

Pour déterminer l'armature qui répond aussi exactement que possible à la section théorique exigée, le procédé le plus simple consiste à se donner *a priori* le diamètre des aciers à employer et de chercher l'écartement à donner à ces aciers aux diverses hauteurs de la paroi. Soit  $\omega$  la section connue d'une barre, soient  $a, b, c$  les distances progressivement croissantes entre les barres, la première étant placée à la distance  $h$  en dessous du niveau de l'eau, la deuxième à la distance  $h - a$ , la troisième à la distance  $h - a - b \dots$ , etc.

Les écartements sont donnés par les formules

$$a = \frac{\omega R_a}{500 D h} ; \quad b = \frac{\omega R_a}{300 D (h - a)} ; \quad c = \frac{\omega R_a}{300 D (h - a - b)} \dots, \text{ etc.}$$

Au lieu de faire croître les écartements un à un, on peut admettre que cinq écartements successifs sont égaux. On calcule les cinq premiers par la formule :  $a = \frac{\omega R_a}{500 D h}$ .

Les cinq suivants par la formule  $b = \frac{\omega R_a}{500 D (h - 5a)}$  ; etc.

MM. Coignet et de Tédesco donnent dans le *Bulletin des Ingénieurs civils* (1894) la méthode géométrique suivante pour déterminer les écartements des armatures :

Soit (fig. 357)  $AB$  la hauteur  $h$  du réservoir,  $BC$  la section d'acier nécessaire au fond du réservoir et égale à  $\frac{500 h D}{R_a}$  ; la surface  $ABC$  représente la somme totale des sections des aciers à répartir dans la paroi. La première directrice de section  $\omega$ , située à la profondeur  $y_1$ , doit remplacer le triangle  $Ab_1c_1$ , d'où :  $\omega = \frac{e_1 y_1}{2}$ .

Mais  $\frac{e_1}{y_1} = \frac{e}{h}$  et par suite  $\omega = \frac{1}{2} y_1^2 \frac{c}{h}$  ;  $y_1^2 = 2\omega \frac{h}{e} \times 1$ .

Les deux premières directrices remplacent le triangle  $Ab_2c_2$ , de hauteur  $y_2$ .

On trouve encore :  $y_2^2 = 2\omega \frac{h}{e} \times 2$ .

En procédant de même pour toutes les directrices et en appelant  $N$  leur nombre total, on obtient finalement :

$$h^2 = y_N^2 = 2\omega \frac{h}{e} \times N.$$

Les profondeurs  $y_1, y_2 \dots y_N$  sont donc les ordonnées d'une parabole  $AD$  tangente en  $A$  à la verticale et le nombre des directrices  $N = \frac{he}{2\omega}$ .

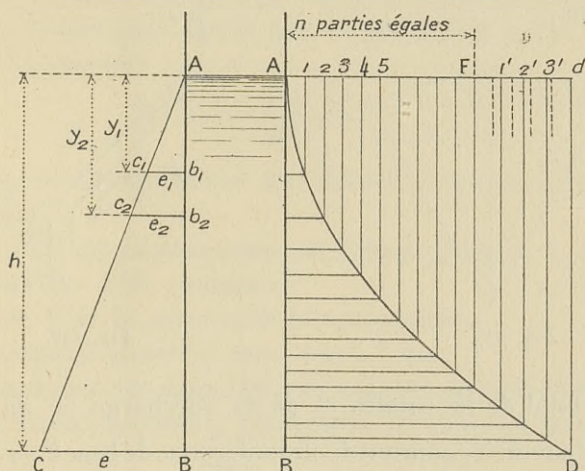


Fig. 357. — Répartition des armatures dans la paroi d'un réservoir circulaire.

En pratique, on trace une parabole  $AD$  de base  $BD$  quelconque ; on divise la base  $BD$  ou  $Ad$  en  $N$  parties égales ; on mène des abscisses par chacun des points de division 1, 2, 3, 4... Les ordonnées correspondantes déterminent les positions des directrices. Si l'écartement des directrices devient trop faible, par exemple en  $F$ , lorsqu'on a disposé les  $n$  premières armatures à partir du haut, on peut choisir une barre de section plus grande et déterminer le nouvel écartement à l'aide de la même parabole. On cherche le

nombre  $N'$  des aciers de cette nouvelle section  $\omega'$  qui seraient nécessaires sur la hauteur  $h$  :  $N' = \frac{he}{2\omega'}$ . On divise alors la base  $Ad$  en  $N'$  parties égales et à partir du point  $F$  on trace les abscisses correspondant aux nouveaux points de division trouvés 1', 2', 3'... Les ordonnées correspondantes fixent la position des armatures.

COUVERTURE OU FOND EN FORME DE CALOTTE SPHÉRIQUE. — On peut déterminer les efforts intérieurs par la méthode graphique indiquée pour les dômes ou appliquer les formules suivantes :

Soient  $p$  la charge au mètre carré y compris le poids propre ;

$2a$  la corde de l'arc sphérique

(fig. 358) ;

$f$  sa flèche ;

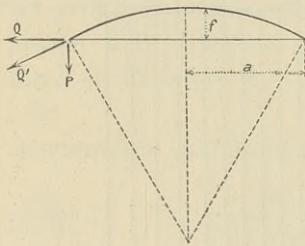


Fig. 358.

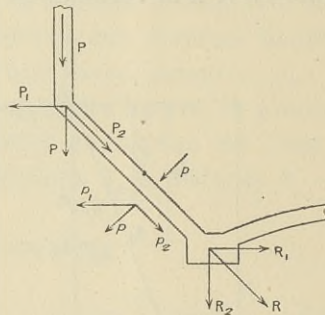


Fig. 359.

Le poids total de la calotte et de sa surcharge =  $\pi p (a^2 + f^2)$  ;

La charge par mètre courant de circonférence de base  $P = \frac{p(a^2 + f^2)}{2a}$  ;

La poussée horizontale par mètre courant de circonférence de base  $Q = \frac{p(a^4 - f^4)}{4a^2f}$  ;

La tension dans la ceinture de base  $T = Qa = \frac{p(a^4 - f^4)}{4af}$  ;

La poussée tangentielle par mètre courant de circonférence de base  $Q' = \sqrt{P^2 + Q^2}$ .

En désignant par  $R_a$  le taux de travail de l'acier à l'extension,

—  $R_b$  — du béton en compression,

la section de la ceinture de base =  $\frac{Qa}{R_a} = \frac{p(a^4 - f^4)}{4afR_a}$  ;

L'épaisseur minimum de la calotte à la base  $= \frac{Q'}{R_b}$  ;

L'appui de la ceinture de base doit aussi être suffisant pour porter la charge  $P$  par mètre courant.

Ces formules sont correctes dans le cas seulement d'une calotte uniformément chargée sur toute sa surface de charges radiales. Comme dans tous les réservoirs les charges sont progressivement croissantes du sommet à la base, il en résulte des efforts secondaires qu'il y a lieu de déterminer dans les cas les plus importants. Pour tenir compte de ces efforts secondaires dans les dômes de moins de 6 mètres de diamètre, il est suffisant de forcer de  $\frac{1}{3}$  l'épaisseur minimum donnée par la formule précédente.

Une autre formule employée par certains constructeurs et donnant une section d'acier plus élevée que la précédente pour la ceinture de base est la suivante :

$$\frac{p(a^2 + f^2) \times a}{4fR_a} =$$

Dans tous les cas on prévoit une double armature à l'intrados et à l'extrados.

TRONC DE CÔNE DE RACCORDEMENT DU FOND A LA PAROI. — La charge d'un tel cône (fig. 359) comprend :

1° Le poids  $P$  de la paroi et de la couverture ;

2° La pression  $p$  au mètre carré due à l'eau.

En décomposant ces deux charges suivant deux directions, l'une horizontale, l'autre suivant la génératrice du cône, on trouve :

$$\begin{aligned} P_1 &= P \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} ; & P_2 &= \frac{P}{\sin \alpha} \\ p_1 &= \frac{p}{\sin \alpha} ; & p_2 &= p \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} . \end{aligned}$$

Les efforts  $P_1$  et  $p_1$  sont annulés par des ceintures horizontales ; les efforts  $P_2$  et  $p_2$  sont annulés par la résistance du béton en compression ; ce qui détermine l'épaisseur du cône. On conserve l'épaisseur à la base sur toute la hauteur du cône et généralement on dispose une armature en quadrillage sur les faces externe et interne. La section de l'armature suivant les directrices égale  $\frac{1}{300}$  de la section de béton.

La somme des deux efforts  $P_2$  et  $p_2$  donne une résultante  $R$  qui se décompose en deux forces :

1°  $R_1$  force horizontale annulant en totalité ou en partie la poussée du dôme;  $R_1 = R \cos \alpha$ ;

2°  $R_2$  force verticale;  $R_2 = R \sin \alpha$ .

POUTRE CIRCULAIRE SUR POTEAUX. — M. Ketchum dans son ouvrage *Walls, bins and grain elevators* donne le tableau reproduit ci-après pour les efforts tranchants et les moments dans une poutre circulaire chargée d'un poids total  $C$ ; le rayon de l'axe de la poutre étant  $r$ .

La distance  $\gamma$  de la sixième colonne est la distance angulaire du poteau à la section où se produit le moment de torsion maximum. Ces efforts s'ajoutent aux efforts de tension et de compression directs résultant des poussées  $Q$  et  $R_1$  déterminées plus haut.

TABLEAU N° 74

NOMBRE des poteaux.	CHARGE sur chaque poteau.	EFFORT tranchant maximum.	MOMENT FLÉCHISSANT VERTICAL		DISTANCE $\gamma$	MOMENT de torsion maximum.
			à l'aplomb du poteau.	au milieu de la portée entre 2 poteaux.		
4	$\frac{C}{4}$	$\frac{C}{8}$	-0,03415 Cr	0,02762 Cr	19° 12'	0,00530 Cr
6	$\frac{C}{6}$	$\frac{C}{12}$	-0,01482 Cr	0,00751 Cr	12° 44'	0,00151 Cr
8	$\frac{C}{8}$	$\frac{C}{16}$	-0,00827 Cr	0,00416 Cr	9° 33'	0,00063 Cr
12	$\frac{C}{12}$	$\frac{C}{24}$	-0,00365 Cr	0,00190 Cr	6° 21'	0,00018 Cr

Si la poutre est solidaire d'un mur vertical également circulaire et la surplombant, ce mur peut résister aux efforts de flexion et de torsion; on se contente d'armer la poutre d'une ou deux barres de tension et on y accroche les aciers verticaux du mur.



**PYLONE.** — A la charge directe sur chaque colonne donnée dans le tableau n° 74 ci-dessus, on ajoute une charge additionnelle due au vent. Cette charge est de bas en haut pour les colonnes du côté du pylone exposé au vent, de haut en bas de l'autre côté.

En supposant que les colonnes soient placées symétriquement par rapport à un axe XX (fig. 360) normal à la direction du vent et en appelant :

M le moment de renversement dû à la poussée du vent ;

A, B, C... les colonnes situées d'un côté de l'axe XX ;

$p_a, p_b, p_c...$  les charges additionnelles respectives sur ces colonnes ;

$a, b, c...$  la distance de chacune des colonnes à l'axe XX ;

on a les égalités suivantes :

$$\frac{p_a}{a} = \frac{p_b}{b} = \frac{p_c}{c} = \dots K$$

$$\frac{M}{2} = K (a^2 + b^2 + c^2 + \dots).$$

De là on tire  $K$  et par suite  $p_a = aK, p_b = bK, p_c = cK...$  etc.

La charge additionnelle due au vent atteint les valeurs maxima suivantes sur la colonne la plus éloignée du centre, en supposant toutes les colonnes disposées sur un cercle fictif de rayon  $r$  :

$\pm \frac{M}{2r}$	pour un pylone à 4 colonnes.
$\pm \frac{M}{3r}$	—      6      —
$\pm \frac{M}{4r}$	—      8      —

Si le pylone comporte seulement des poteaux verticaux et des entretoises horizontales sans triangulation, poteaux et entretoises sont soumis à des moments d'encastrement aux joints comme ceux d'une pile de pont (voir ce paragraphe).

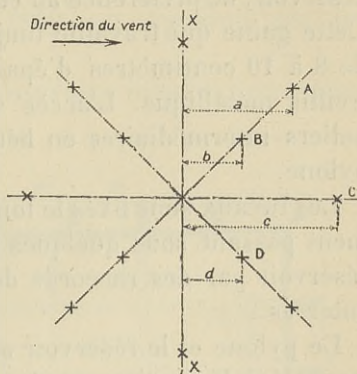


Fig. 360.

**Détails de construction.** — Pour permettre l'accès dans le réservoir on construit souvent un escalier en spirale passant à travers le réservoir, de préférence au centre et isolé par une gaine cylindrique. Cette gaine qui travaille toujours à la compression a généralement de 8 à 10 centimètres d'épaisseur et son armature consiste en un treillis métallique. L'accès se fait aussi par échelles en fer avec paliers intermédiaires en béton armé portés par les entretoises du pylone.

Les tuyaux sont fixés le long d'un poteau par des pattes de scellement passant sous quelques-unes des brides. Ils pénètrent dans le réservoir par des raccords de même genre que pour les réservoirs enterrés.

Le pylone et le réservoir sont généralement laissés bruts de coffrage. Une décoration simple consiste à dessiner six ou huit panneaux sur le corps du cylindre et à les blanchir à la chaux.

Dans le cas où l'on construit un tambour cylindrique extérieur au réservoir pour protéger celui-ci contre les variations de température, cette enveloppe est faite indépendante du réservoir ; elle ne porte que son poids mort et quelquefois une couverture légère. On lui donne 8 à 10 centimètres d'épaisseur avec une armature faite d'un treillis de fils de 3 millimètres ou 4 millimètres, mailles de 80 millimètres.

De nombreux constructeurs préfèrent les petits profilés aux barres rondes pour les armatures principales des ceintures de base des calottes et du cône. Il les cintrent à la machine, éclissent soigneusement les joints et obtiennent ainsi une ossature très rigide sur laquelle ils fixent les petits aciers. Quelquefois on emploie ces mêmes profilés comme armatures des calottes sphériques suivant les cercles parallèles. On est certain de cette façon d'obtenir la position exacte des petits aciers qui complètent le réseau de l'armature.

#### EXEMPLES DE TRAVAUX EXÉCUTÉS

La maison L.-G. Mouchel a fait exécuter à Londres pour le compte du ministère des Travaux Publics d'Angleterre un petit réservoir couvert figures 361 et 362. Contenance : 4 100 mètres cubes.

La couverture fut calculée pour porter une surcharge uniformément répartie de 1 100 kilogrammes au mètre carré.

Un double réservoir souterrain dont les détails furent publiés par les *Annales de la construction* de 1909 est reproduit par les figures 363 à 365.

Il se compose en réalité de deux réservoirs jumelés, contenant

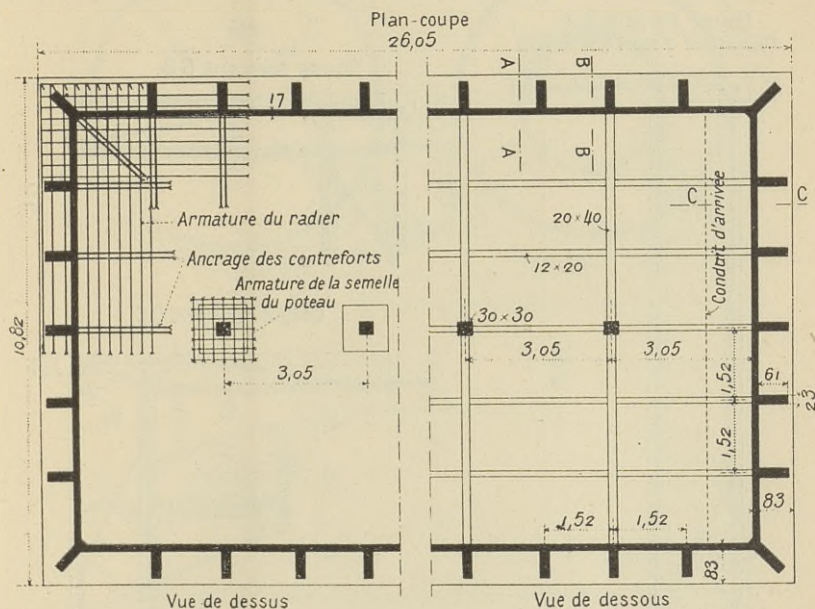


Fig. 361. — Réservoir rectangulaire à Londres.

chacun 1 600 mètres cubes d'eau, ils ont été construits à Osnabrück, d'après les plans de la maison Robert Grastorf de Hanovre.

Ces deux réservoirs (fig. 1 à 3 p. 519) ont chacun 25,30 m. de diamètre extérieur et 23,20 m. de diamètre intérieur ; la hauteur de l'eau, dans les réservoirs, s'élève à 4,50 m. Leur écartement est de 26,40 m. d'axe en axe ; ils sont réunis dans le haut par l'intermédiaire d'une chambre de 5 mètres  $\times$  6 mètres faisant partie d'un petit bâtiment à deux étages qui abrite les accessoires de service.

Ces réservoirs sont de forme lenticulaire ; leur base est une cuvette de 28 centimètres d'épaisseur renforcée suivant une zone

circulaire sur laquelle sont montées huit colonnes à section carrée de  $55 \times 55$  centimètres. Sur le sommet de ces colonnes court une nervure circulaire de 30 centimètres de largeur où prennent naissance la voûte centrale en forme de calotte et la voûte latérale qui vient rejoindre le bord de la cuvette de base.

La voûte centrale a 22 centimètres d'épaisseur et la voûte laté-

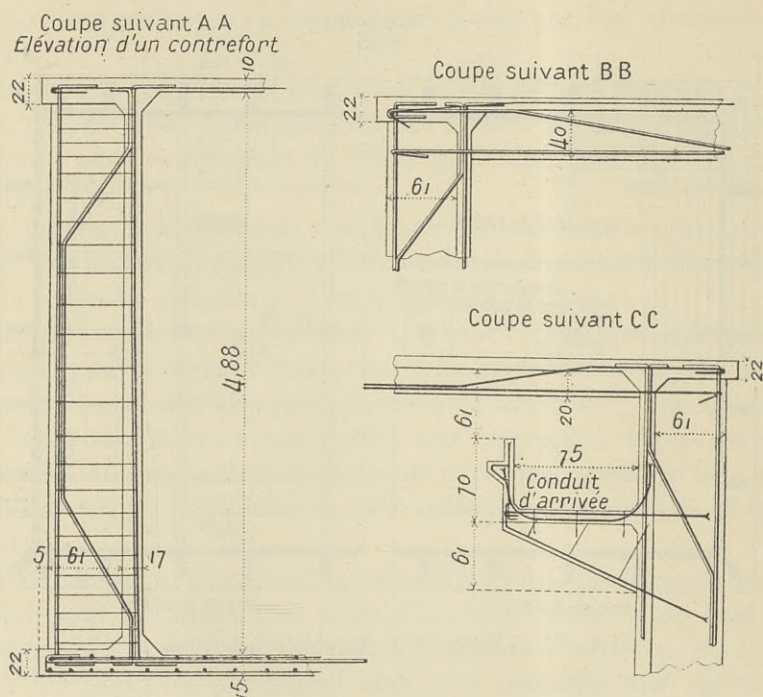


Fig. 362. — Détails d'armature d'un réservoir rectangulaire.

rale, 20 centimètres. La naissance des voûtes portées par les colonnes a 30 centimètres d'épaisseur ; elle est armée par sept barres de fer rond de 30 millimètres de diamètre. Le renfort de la cuvette est armé par quatre barres de fer rond de 20 millimètres de diamètre. Le tout est d'ailleurs réuni, selon les méthodes de construction usuelles, par des treillis en barres de fer rond noyées dans l'épaisseur du ciment et disposées : les unes, circulairement ; les autres, suivant des plans méridiens.

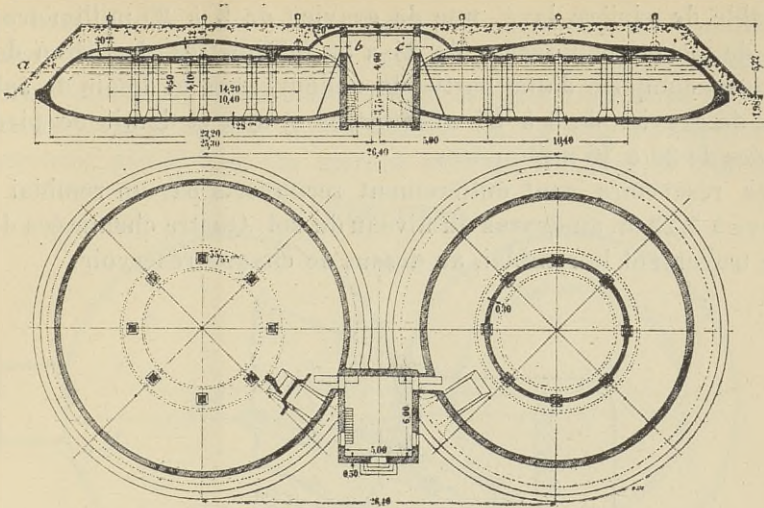


Fig. 363 à 365. — Réservoir lenticulaire double.

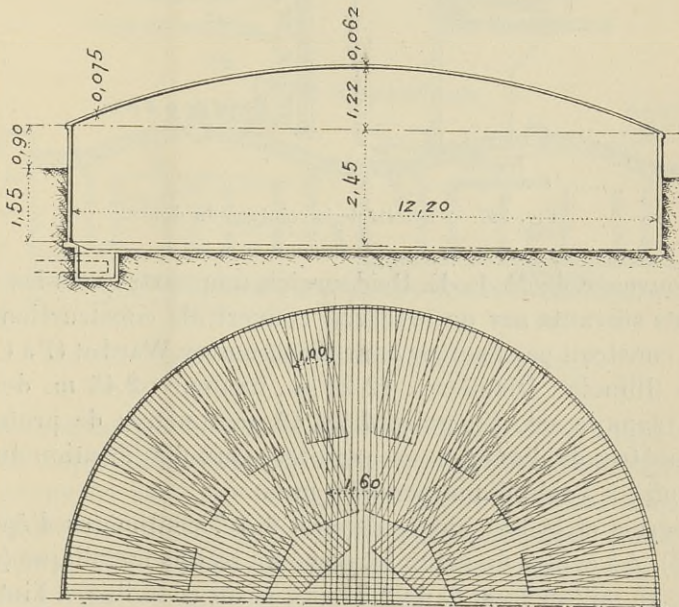


Fig. 366. — Réservoir circulaire couvert à Chicago Heights.

Le béton de la cuvette se compose d'une partie de ciment, quatre

de sable de rivière lavé, une de gravier de 5 à 25 millimètres et cinq de pierres concassées de 25 à 50 millimètres. Le béton de la voûte se compose d'une partie de ciment, trois et demie de sable, deux de gravier de 5 à 25 millimètres et une et demie de pierres cassées de 20 à 30 millimètres.

Les réservoirs sont entièrement recouverts par un remblai qui s'élève à 5,22 m. au-dessus du niveau du sol. Quatre cheminées d'aé-  
rage traversent le remblai, au-dessus de chaque réservoir.

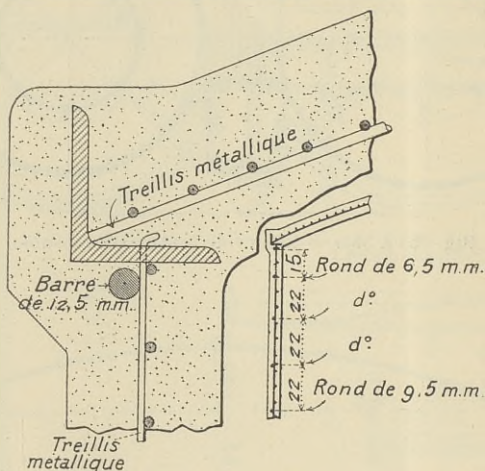


Fig. 367. — Détails de la ceinture du dôme.

De l'ouvrage de M. L.-E. Heidenreich nous extrayons les renseignements suivants sur un réservoir couvert, de construction particulière, construit par l'auteur pour Montgomery Ward et C<sup>o</sup> à Chicago Heights (Illinois). Diamètre : 12,20 m., hauteur : 2,45 m. dont 1,55 environ dans le sol. Un puisard de 45 centimètres de profondeur, 30 centimètres de diamètre, recevait les eaux d'infiltration du sol et était épuisé à l'aide d'une pompe à main.

Les parois et le toit ont seulement 6 à 7 centimètres d'épaisseur (fig. 366). Au centre du béton fut placé un treillis métallique (mailles de 25 × 15 millimètres, fil de 2,9 mm.) et sur ce treillis, à l'intérieur, furent ligaturées les armatures. Le fond à 7,5 cm. d'épaisseur et il est armé de deux treillis placés perpendiculairement l'un à l'autre ; le béton est à 1 de ciment pour 3 de sable.

Le terrain était assez ferme pour que l'excavation se maintienne verticale sur 1,55 m. de hauteur; de sorte qu'il n'y eut pas besoin de coffrage dans le sol. Le treillis vertical et l'armature étant fixés sur de petits piquets de bois fichés dans le sol, la pose du mortier fut commencée par le bas. Ce mortier était de consistance telle qu'il

## Plan-coupe

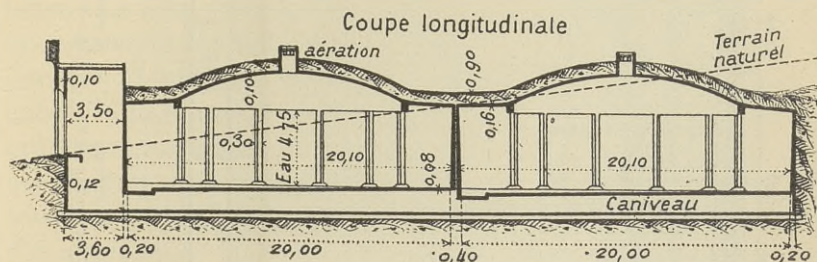
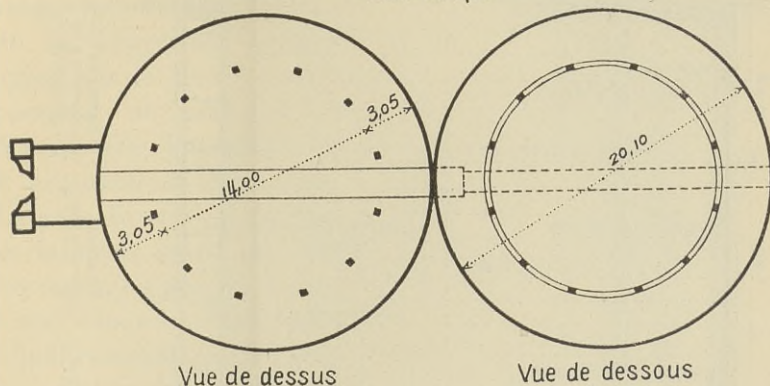


Fig. 368. — Réservoir circulaire double à Lons-le-Saulnier.

était juste retenu par le treillis à travers les mailles duquel on le jetait pour l'appliquer contre la terre. Quelques minutes après que le premier ouvrier avait jeté la première partie, un deuxième ouvrier jetait la deuxième couche qui recouvrait les armatures d'une épaisseur d'environ 1 centimètre. Environ une demi-heure après, suivait un troisième ouvrier qui posait une couche de 1 à 2 centimètres d'épaisseur. Quand celle-ci était presque prise, le finisseur posait un enduit de 1 centimètre en mortier 1 : 2 et le lissait à la truelle, en lui donnant une surface unie et brillante. Pour la partie des parois

au-dessus du sol, on fit un boisage léger et on appliqua la même

Coupe sur la paroi du réservoir

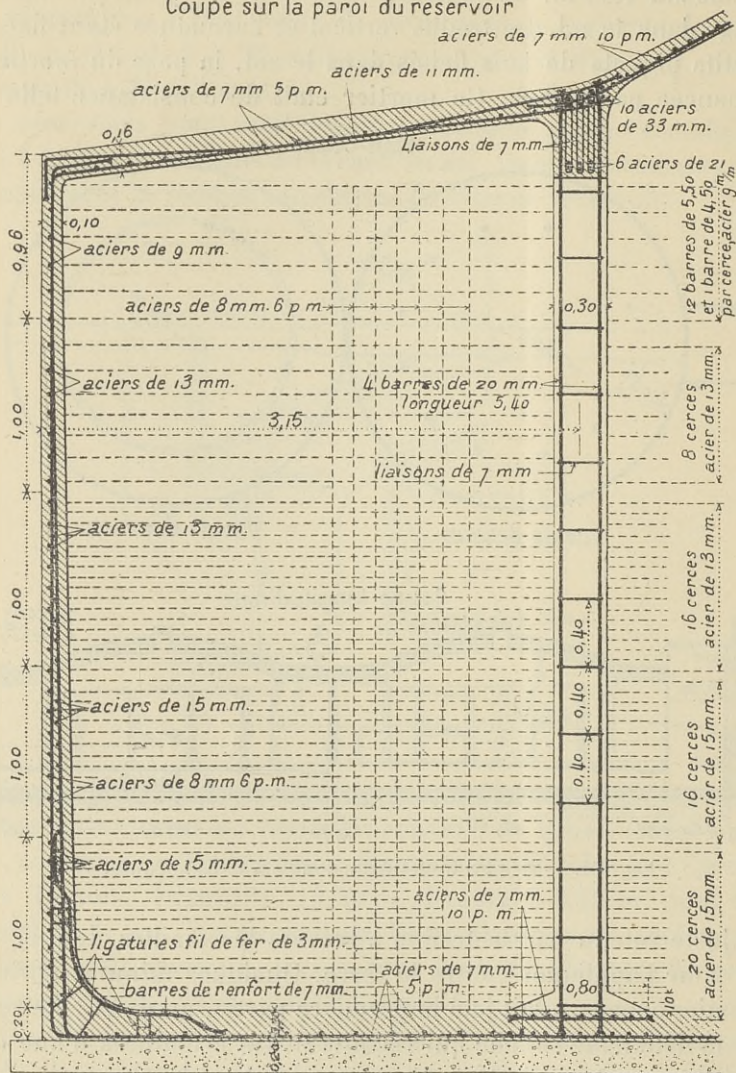


Fig. 369. — Détails d'armature d'un réservoir circulaire.

méthode pour la pose du mortier. Cette pose pour l'ensemble des murs prit deux jours à quatre cimentiers et deux aides.



La tension de la ceinture du toit est prise par une cornière dont une des ailes est percée pour laisser passer les brins du treillis vertical du mur qui servent d'ancre (fig. 367). Le boisage de la couverture prenait appui sur le fond; il était composé de planches de  $5 \times 15$  avec un couchis de 2 centimètres d'épaisseur. La pose du mortier fut faite de la même façon que pour les murs. Le puisard fut fait à sec, l'épuisement des eaux d'infiltration étant continuée jusqu'à la prise complète du béton. Le prix du réservoir fut seulement de 6 500 francs (environ 22 francs par mètre cube); le bon marché extraordinaire provenant de ce que le prix du boisage fut très réduit ainsi que les frais d'épuisement.

Un réservoir composé de deux cuves cylindriques jumelées, de contenance totale 3 000 mètres cubes, construit à Lons-le-Saulnier, en système Piketty, est représenté figures 368 et 369. Sa couverture, en calotte sphérique, porte une épaisseur de terre de 90 centimètres; elle est supportée par les murs de

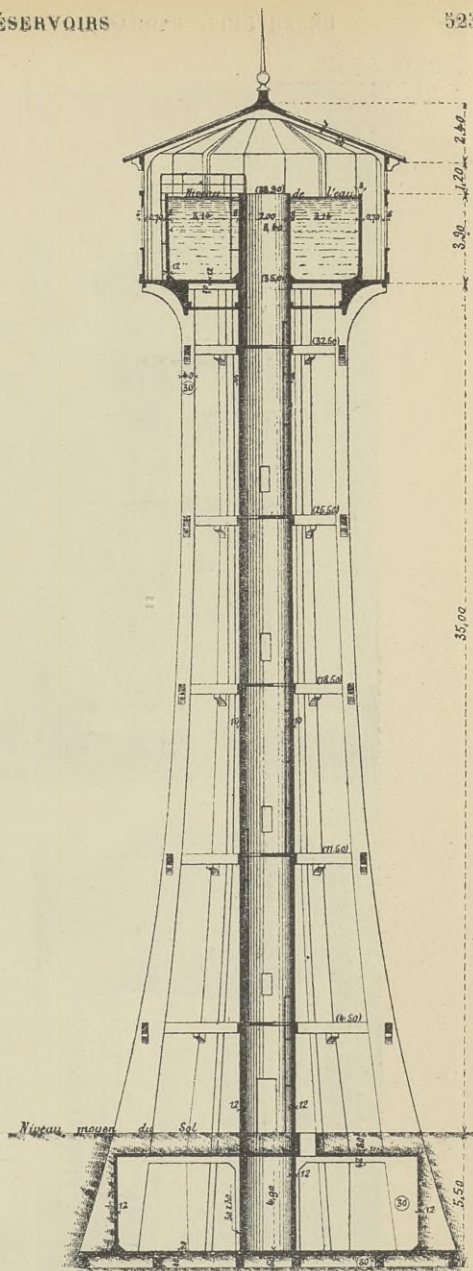


Fig. 370. — Château d'eau et citerne à Chezal-Benoit (Cher).

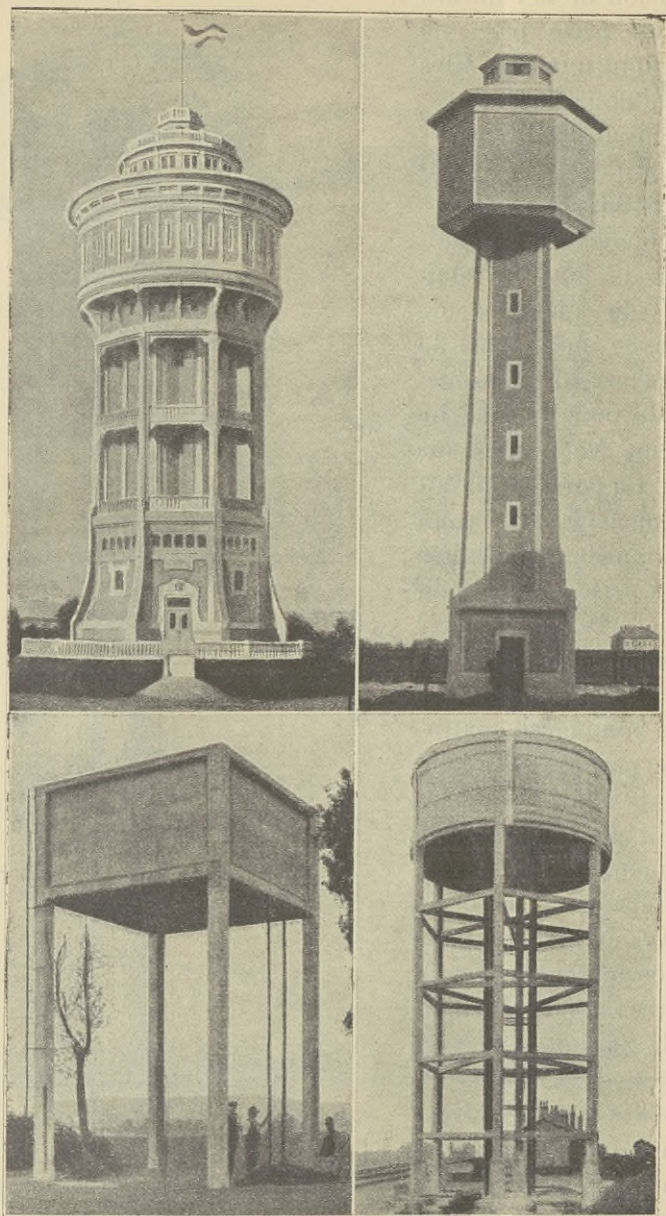


Fig. 371. — Châteaux d'eau.





pourtour et une série de poteaux disposés circulairement. Un large caniveau, dans l'axe du réservoir, passe sous le fond pour assurer l'écoulement des eaux d'infiltration des terrains avoisinants.

Un réservoir de 100 mètres cubes sur tour en béton armé, également construit par M. Piketty, à Lyon Croix-Rousse est représenté planche n° IX page 524.

Un réservoir de 185 mètres cubes monté sur un pylone ouvert de 35,00 mètres de hauteur est montré sur la figure 370. La construction comporte en outre à la base une citerne enterrée de 400 mètres cubes de contenance. Ce travail a été exécuté en système Hennebique pour la colonie agricole de Chezal-Benoit (Cher).

La figure 371 donne la photographie de quatre châteaux d'eau pour illustrer la façon différente dont ces réservoirs peuvent être traités au point de vue apparence extérieure, naturellement variable suivant les circonstances.

## CHAPITRE II

# BARRAGES, CANALISATIONS, AQUEDUCS ET TUNNELS

### BARRAGES

On peut construire en béton armé des barrages ou des murs de réservoir de grande profondeur ayant une section droite analogue à celle des murs en béton ordinaire. Ils sont essentiellement formés d'un rideau vertical, formant le parement mouillé, relié à une semelle d'appui par des contreforts. Pour en assurer la stabilité on charge

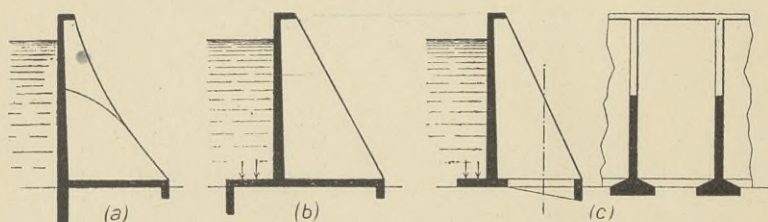


Fig. 372. — Types de barrages à parement vertical.

la semelle de sable, gravier, rocs, remblai ou de matériaux quelconques (fig. 372, *a*) ou bien l'on prolonge la semelle d'appui pour former un éperon à l'avant du mur (fig. 372, *b*). Dans ce cas la pression de l'eau sur cet avant-radier s'oppose aussi bien au glissement qu'au renversement. Lorsque le sol est très résistant on supprime une partie de la semelle d'appui et on construit les contreforts avec de larges empattements (fig. 372, *c*).

La stabilité de ce type de mur se calcule exactement comme celle d'un mur de retenue des terres. Il importe toujours de vérifier que la pression sur le sol ne dépasse pas la charge que ce dernier peut porter avec sécurité et que le mur ne peut pas glisser tout d'un bloc sous l'effort de la poussée de l'eau. Plus que dans un mur de soutènement il faut que la répartition des charges sous la semelle

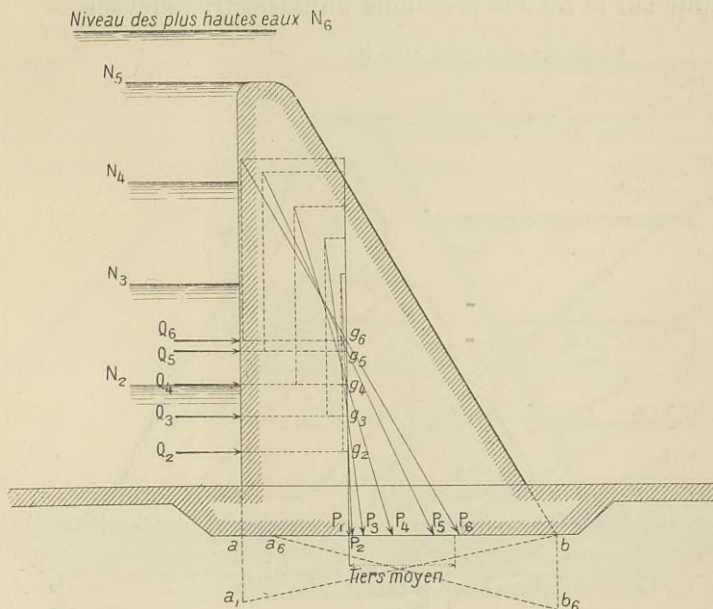


Fig. 373. — Résultantes des efforts dans un barrage.

d'appui soit telle que l'avant du mur ne tende pas à se détacher du sol; car ce serait appeler les infiltrations sous la semelle d'appui et avec elles les sous-pressions excessivement dangereuses pour la stabilité.

Pour éviter autant que possible les infiltrations on prévoit généralement un avant-radier assez étendu ou mieux un éperon vertical pénétrant dans les couches inférieures imperméables. Cet éperon peut d'ailleurs concourir à la résistance au glissement s'il est armé en conséquence.

La figure 373 donne le diagramme des efforts extérieurs lorsque l'eau est à différents niveaux à l'intérieur du réservoir. Le profil du mur est choisi de telle sorte que la résultante coupe la base au point

extrême avant du tiers central lorsque le réservoir est vide; à mesure que le niveau de l'eau monte dans le réservoir, la résultante se déplace vers l'aval; elle atteint le point extrême aval du tiers moyen lorsque les eaux arrivent à leur niveau le plus élevé. Dans ce cas extrême les pressions sur le sol sont données par les ordonnées du triangle  $a_6 b b_6$  et comme le mur est très lourd par construction il en résulte sur le sol des pressions unitaires très élevées.

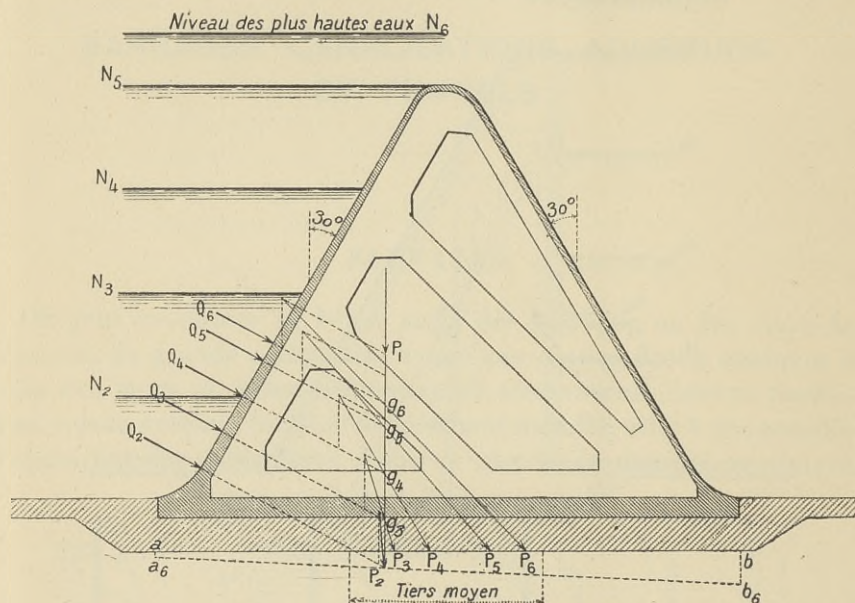


Fig. 374. — Résultante des efforts dans un barrage.

La figure 374 donne le même diagramme pour un mur d'un profil différent, dont la stabilité est assurée par la pression même de l'eau. Le poids de ce mur, en effet, est  $\frac{1}{4}$  ou  $\frac{1}{6}$  seulement du poids du mur précédent, mais par suite de l'inclinaison du parement mouillé la résultante des forces extérieures coupe toujours la base dans le tiers central quel que soit le niveau de l'eau. Il en résulte sur le sol une pression maximum à peine moitié de la pression déterminée par le mur de la figure 373.

Si on augmente l'angle que fait le parement mouillé avec la verticale la résultante des charges se rapproche plus encore du milieu



de la base d'appui que dans la figure 374 et on peut assurer une répartition des pressions presque uniforme sur toute la base, ou même obtenir la pression maximum à l'arête amont, ce qui empêche les infiltrations. On remarquera cependant que la longueur du parement mouillé augmente, la pression de l'eau croît également et la pression moyenne sur le sol peut devenir supérieure à celle de la figure 374.

On peut encore dans le mur à parement incliné supprimer le radier et le remplacer par des empattements aux contreforts, lorsque le sol est résistant. Surtout dans ce cas ce mur est préférable au mur à parement vertical. Ce dernier est pourtant le seul qui convienne, en élargissant considérablement la semelle d'appui, lorsque la pro-

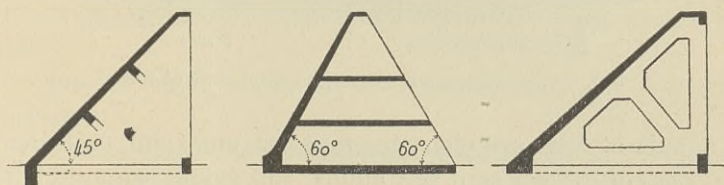


Fig. 375. — Types de barrages à parement incliné.

fondeur d'eau est élevée et le sol peut résister ; par exemple un mur de plus de 20 mètres de hauteur reposant sur un sol qui ne peut supporter plus de 2 kilogrammes par centimètre carré. Trois types de murs à parement incliné sont donnés schématiquement en coupe sur la figure 375.

Avant la construction du mur il faut boucher soigneusement les crevasses du sol, vider les poches de terre perméable et les remplir de glaise battue, drainer le sous-sol de toutes les eaux d'infiltration et sous le radier ou les semelles des contreforts couler un lit de béton maigre. Toutes les fois que, malgré les précautions prises, on peut craindre des infiltrations sous le radier, on y dispose un système de drainage complet et on ménage dans le radier des ouvertures pour éviter que les eaux ne provoquent des sous-pressions.

Dans les grands barrages le rideau est constitué par des voûtes encastrées sur les contreforts ou bien par des voûtains portés par des poutres en arc qui prennent appui sur les contreforts. La résistance est évidemment proportionnée aux efforts à supporter et l'épaisseur

du rideau augmente avec la profondeur de l'eau. Dans les murs de moindre importance on emploie généralement la dalle nervurée. On considère toutes les pièces comme parfaitement encastrées sur

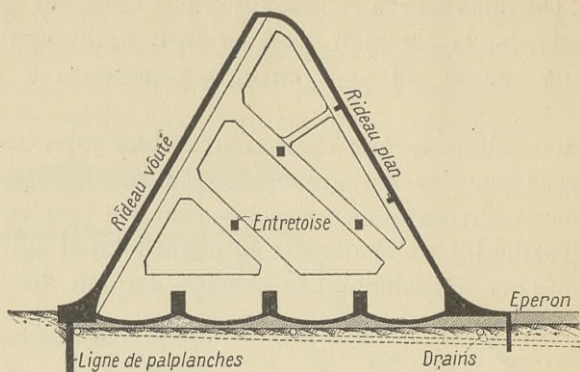


Fig. 376. — Coupe d'un barrage complètement fermé.

leurs appuis et toujours chargées uniformément sur toute leur longueur. Les contreforts sont soit pleins, soit évidés, suivant l'étendue de leur surface et entretoisés par des longrines. Le radier général

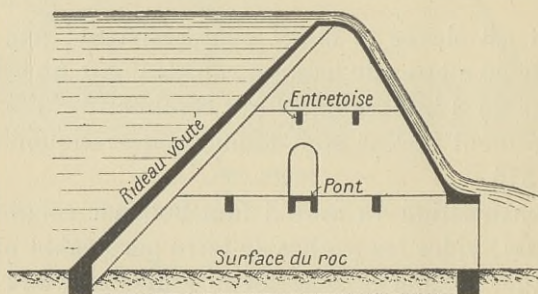


Fig. 377. — Coupe d'un barrage partiellement ouvert.

est très souvent composé de voûtes en berceau. L'éperon vertical à l'avant du mur est avantageusement constitué d'un rideau de palplanches.

Tous les barrages se font ouverts à l'arrière, sauf au droit du déversoir où il y a lieu de prévoir un tablier que l'on peut faire descendre jusqu'au bas du mur (fig. 376) ou arrêter à 2 ou 3 mètres de hauteur au-dessus du sol (fig. 377) en le recourbant pour diriger le

jet horizontalement. En face du déversoir le radier aval doit être prolongé suffisamment loin pour éviter tout affouillement de la semelle d'appui. Il faut aussi ménager tout près de la crête du déversoir des trous pour permettre des rentrées d'air en dessous de la nappe ; on détruit ainsi le vide qui tend à se former sous la nappe liquide lorsque la vitesse d'écoulement devient élevée, vide qui peut occasionner des vibrations de l'ensemble d'un ouvrage de poids relativement faible.

## CANALISATIONS

**Calcul des tuyaux.** — *Pression intérieure.* — Si  $p$  est la pression intérieure en kilogrammes par mètre carré dans un tuyau de section circulaire ;

$d$ , le diamètre intérieur du tuyau en centimètres,  $e$  son épaisseur en centimètres ;

$\Omega_a$ , la section d'acier en centimètres carrés des directrices par mètre de longueur de tuyau ;

$R_a$ , la fatigue de l'acier en kilogrammes par centimètre carré ;  
et si on néglige la résistance du béton à l'extension :

$$\Omega_a = \frac{100 pd}{2 R_a}$$

On choisit le taux de travail  $R_a$  de façon à ce que l'allongement de l'acier sous cette fatigue soit relativement faible, que le béton ne se fissure point. On la limite souvent à 1 000 kilogrammes par centimètre carré pour l'acier doux. On répartit la section  $\Omega_a$  en un certain nombre de directrices écartées de 8 à 15 centimètres suivant que la pression intérieure est forte ou faible. Perpendiculairement à ces aciers on dispose, suivant les génératrices, de petits aciers de répartition que l'on peut calculer en se basant sur la condition suivante :

Entre deux directrices, la dalle formée par la paroi du tuyau tend à fléchir sous la pression intérieure. La génératrice qui en est l'armature doit résister à l'effort de tension développé par le moment de flexion, et doit être placée de façon à éviter toute fissure du béton.

On trouve aussi en se basant sur la même condition l'épaisseur minimum à donner à la paroi ; cette épaisseur est d'ailleurs souvent

augmentée pour des considérations de construction ou pour pouvoir résister aux efforts extérieurs.

Certains constructeurs considèrent que dans le ciment armé soumis à l'extension les deux matériaux semblent résister solidairement aux efforts ; ils choisissent pour l'armature principale un taux de travail de 1500 kilogrammes par centimètre carré, en supposant que le métal travaille seul ; ils déterminent ensuite l'épaisseur du béton en considérant que les deux matériaux travaillent simultanément et que leur taux moyen de travail ne dépasse pas 12 kilogrammes par centimètre carré de section ramenée en béton. Si l'on prend  $m = 15$  il en résulte les formules suivantes :

$$\Omega_a = \frac{100 pd}{2 \times 1500} = \frac{pd}{30}$$

$$100 e + 15 \Omega_a = \frac{100 pd}{2 \times 12}$$

$$e = \frac{11 dp}{300} .$$

*Pression extérieure.* — La pression extérieure à laquelle est soumise une canalisation enterrée est très incertaine, aussi bien peu après la pose qu'ultérieurement. La poussée exercée par le remblai est variable suivant les soins que l'on apporte au remplissage de la tranchée ; les surcharges concentrées qui peuvent être imposées au sol au-dessus du tuyau se répartissent d'une façon très variable. On admet généralement que le tuyau porte une charge uniforme composée de deux parties :

1° Le poids mort de toute la colonne de terre immédiatement au-dessus ;

2° La charge uniforme obtenue en répartissant la charge isolée à travers le remblai jusqu'au niveau du point le plus élevé du tuyau. Dans la figure 378 le tuyau porte par mètre courant le poids du parallépipède de base  $abcd$  et de 1 mètre de longueur, et la surcharge uniforme  $\frac{P \times cd}{l^2}$ .

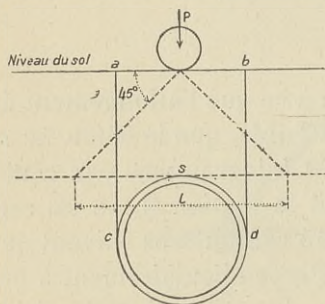


Fig. 378.

D'après M. A.-N. Talbot (bulletin n° 22, *University of Illinois, Urbana*) la résistance de la terre sur les côtés du tuyau est très importante et a pour effet de réduire le moment de flexion développé par la charge verticale. Mais la continuité de cette résistance est incertaine. Il semble que dans le remplissage des tranchées on est loin de créer une pression uniforme sur le tuyau, soit horizontalement, soit verticalement. Si la plus grande résistance s'exerce sur des points bien placés sur les flancs du tuyau, le moment fléchissant dans l'épaisseur même du tuyau est considérablement réduit. On

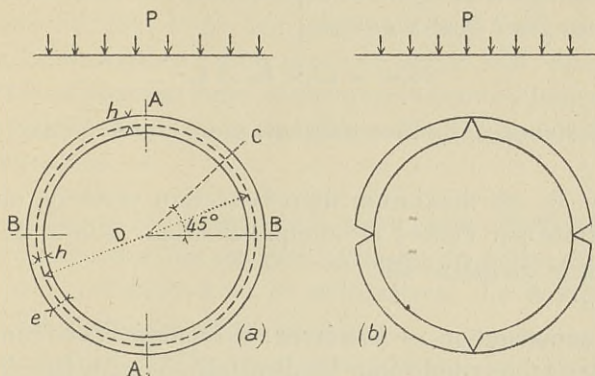


Fig. 379.

obtient ce résultat en préparant soigneusement le berceau sur lequel on coule le tuyau ou en renforçant ce dernier par des contreforts.

D'après M. Talbot pour un tuyau mis en place dans les conditions ordinaires, en appelant  $P$  la charge totale sur le tuyau,  $D$  son diamètre moyen, le moment fléchissant développé dans chacune des sections en  $A$  et  $B$  (fig. 379) est égal à :

$$\frac{PD}{16}$$

C'est le moment que donne la même charge  $P$  répartie uniformément sur le diamètre horizontal  $BB$  lorsque le tuyau ne subit aucune pression latérale. On considère donc que le défaut d'uniformité de la charge verticale est contrebalancé par la résistance qu'apporte la terre sur les côtés du tuyau.

Une charge verticale  $P$  concentrée sur la génératrice la plus élevée du tuyau donnerait un moment  $\frac{PD}{6,3}$ .

Lorsque le tuyau est chargé d'une force  $P$  répartie uniformément sur le diamètre horizontal, le moment de flexion est positif dans les sections A, négatif dans les sections B, et nul aux points tels que C, situés sur les rayons à  $45^\circ$  avec l'horizontale. Sous l'action de cette charge le tuyau tend à s'ouvrir comme indiqué figure 379 (b).

A ce moment fléchissant le tuyau oppose son moment résistant. Comme celui-ci est en général dépendant de la résistance de l'acier à l'extension, il est égal à environ :

$$0,87 \times \Omega_a \times R_a \times h.$$

$h$  étant la distance de la fibre extrême comprimée à l'axe de l'armature.

La fatigue  $R_a$  est maximum dans la section verticale en A. En B elle est réduite par l'effort de compression qui résulte de la charge verticale sur le diamètre BB.

**Détail de construction. — ARMATURE. —** La plupart des constructeurs emploient des aciers ronds pour les directrices et pour les génératrices.

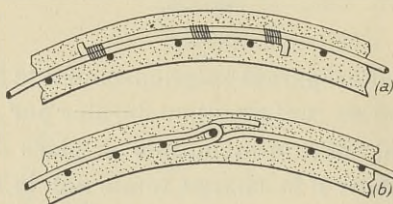


Fig. 380.

Cependant MM. Bonna et Bordenave qui se sont faits une spécialité des canalisations donnent leur préférence à de petits profilés. Le premier emploie des sections en croix, à branches égales ou inégales, le deuxième des petits fers I. Ces profilés ont un moment d'inertie propre beaucoup plus élevé que des ronds de même section (de quatre à huit fois); ils conservent mieux la forme circulaire qui leur est donnée et forment une ossature moins déformable.

Dans les tuyaux de faible diamètre les directrices sont constituées

par un hélice dont le pas est déterminé comme l'écartement des frettes isolées. Les extrémités de deux hélices consécutives sont repliées en forme de crochet et placées côte à côte sur une longueur égale à environ quarante fois le diamètre de la barre ; elles sont de plus ligaturées en trois ou quatre endroits avec du fil doux recuit (fig. 380, *a*). Pour les tuyaux où l'on emploie des frettes isolées en acier rond on prend les mêmes précautions pour les joints de chacune des frettes. Quelquefois on soude les extrémités à réunir ou l'on forme avec les crochets une espèce de boucle (fig. 380, *b*) dans laquelle on passe un acier rond formant l'une des génératrices et fermant d'un seul coup toutes les directrices d'un tronçon de tuyau. MM. Bonna et Bordenave enroulent souvent leurs armatures en forme d'hélice, ou bien, si elles sont indépendantes et circulaires, ils éclissent les joints de leurs petits profilés.

**BÉTON.** — Suivant l'épaisseur de la paroi et les efforts à supporter, on emploie du mortier fait de gros sable ou du béton de petit gravillon (passé au crible de 8 ou 10 millimètres). Le dosage varie de 500 à 1 000 kilogrammes au mètre cube.

Lorsqu'on compte sur le béton seul pour assurer l'étanchéité, il faut choisir avec soin les matériaux et naturellement prévoir une épaisseur en conséquence avec la pression intérieure. Certains constructeurs prennent pour l'épaisseur du tuyau  $\frac{1}{20}$  du diamètre. D'autres la calculent comme indiqué au paragraphe précédent. On a quelquefois employé la section montrée sur la figure 381 qui présente des avantages évidents pour résister aux efforts indiqués précédemment. M. Bonna se contente dans la plupart des canalisations d'épaisseurs de 3 à 6 centimètres pour des diamètres atteignant 3 mètres avec du béton à 800 kilogrammes de ciment au mètre cube. M. Bordenave emploie du mortier au dosage de 1 100 kilogrammes de ciment au mètre cube de sable sous des épaisseurs de 5 centimètres pour des tuyaux soumis à des pressions de 20 ou 30 mètres d'eau.

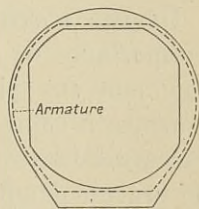


Fig. 381.

**ÉTANCHÉITÉ ET REVÊTEMENT.** — Pour assurer l'étanchéité sous des

pressions supérieures à quatre atmosphères, on emploie une tôle d'acier de 2 à 3 millimètres d'épaisseur, enroulée en forme de cylindre, dont les bords sont rivés ou de préférence repliés, agrafés et soudés. Cette tôle peut assurer seulement l'étanchéité ou contribuer en même temps à la résistance du tuyau. Elle peut former le parement intérieur ou être placée dans l'épaisseur même de la paroi entre deux séries de directrices.

Lorsque les pressions intérieures sont faibles, le colmatage qui se fait naturellement suffit pour assurer l'étanchéité. Dans les canalisations qui doivent transporter des eaux chargées de matières terreuses et du sable ou bien des eaux légèrement acides, on recouvre le béton, du moins dans la partie inférieure du tuyau, par un revêtement en terre cuite ou en céramique. Pour les eaux plus acidulées on emploie un revêtement en asphalte.

On fait quelquefois des tuyaux de drainage en béton armé; on se contente de ménager dans la partie haute du tuyau des trous espacés de 20 centimètres environ dans les deux sens; la moitié inférieure reste étanche et sert à l'écoulement des eaux qui pénètrent dans les trous précités.

DÉTAILS D'EXÉCUTION. — Les procédés d'exécution varient avec l'importance de la canalisation et son diamètre. On construit généralement sur place les tuyaux d'un diamètre supérieur à 2 ou 3 mètres à cause de la difficulté à transporter, mettre en position et raccorder des tronçons moulés à l'avance, mais il y a lieu naturellement de prévoir des joints de dilatation. Dans la tranchée même on prépare le lit du tuyau et on dispose les armatures en les suspendant à un chevalet approprié. On ligature soigneusement les directrices aux génératrices de façon à faire une ossature rigide. On dispose alors les portions inférieures du moule formées de planches assemblées sur des vaux (fig. 382) et on commence la coulée par la partie la plus basse du tuyau. On construit des moules métalliques extensibles pour faciliter la pose et le décoffrage (fig. 383).

Pour les petits diamètres on fabrique les tuyaux debout, par tronçons dans un chantier à proximité de la tranchée. Dans les travaux de faible importance on se contente d'une série de quelques moules formés d'un coffrage extérieur en deux ou trois parties, assemblées



par boulons et d'un mandrin intérieur extensible. Pour hâter la prise et restreindre le nombre de moules, on peut employer le ciment

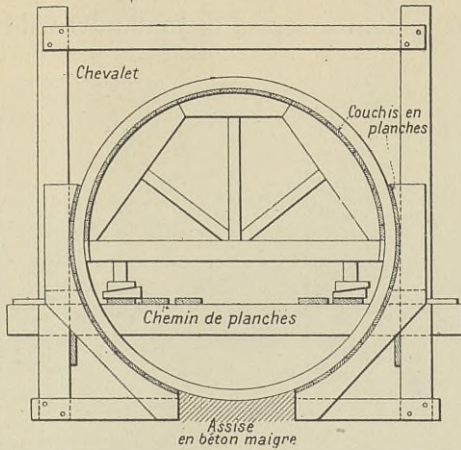


Fig. 382. — Coffrage en bois pour tuyaux.

prompt seul ou mélangé au ciment à prise lente. Pour les canalisations importantes on installe des chantiers avec outillage complet

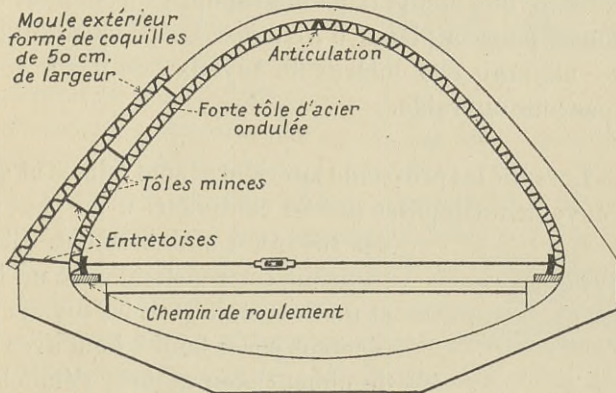


Fig. 383. — Coffrage métallique pour tuyaux.

de grues et plateformes roulant sur rails, des ateliers pour la préparation des armatures et des tôles d'étanchéité. On coule les tuyaux verticalement en tronçons de 2 à 3 mètres de longueur. Les moules

en tôle d'acier sont formés d'un mandrin intérieur extensible et d'un moule extérieur en trois coquilles ; ils sont desservis par une plateforme située à 2,5 ou 3,5 m. au-dessus du sol et placée sur un chariot mobile. Une grue roulante sert à la manœuvre de mise en place

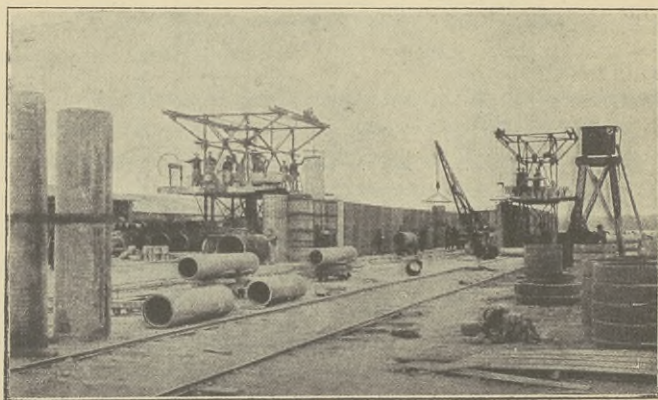


Fig. 384. — Chantier de construction de tuyaux à Achères.

des armatures et des moules, au démoulage et au transport des tuyaux. La figure 384 donne la photographie d'un chantier de tuyaux système Bonna pour la plaine d'Achères. La production avec deux plateformes atteint 800 mètres de tuyaux, de 0,5 à 1 mètre de diamètre, par jour ouvrable.

**JOINTS.** — Lorsque les pressions intérieures sont faibles et que le diamètre des tuyaux ne dépasse pas 80 centimètres, on peut employer des tuyaux à emboîtement. Chacun des tronçons est construit avec un bout mâle et un bout femelle et les tuyaux sont simplement posés bout à bout avec un coulis de ciment pour assurer l'étanchéité.

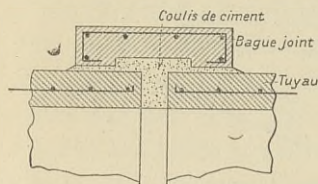


Fig. 385. — Joint pour tuyaux.

Mais dans la grande majorité des ouvrages on constitue les joints à l'aide de bagues construites exactement comme un tronçon de tuyau et disposées comme montré sur la figure 385.

M. Bonna, qui préfère recourir, pour les tuyaux soumis à une

pression intérieure supérieure à 20 mètres, à un tube en acier doux soudé à la soudure autogène, combiné à une armature en aciers profilés, tube et armature contribuant à la résistance contre les efforts développés, emploie diverses sortes de joints dont nous reproduisons quatre types (fig. 386).

*a)* Pour les faibles pressions intérieures, inférieures à 20 mètres, (sans tôle d'acier) ;

*b)* Pour les pressions moyennes, inférieures à 70 mètres. Le joint se fait sur le tube en acier en coulant une matière plastique composée de brai caoutchouté ;

*c)* Pour les hautes pressions avec torons de corde goudronnée et plomb maté ;

*d)* Pour très hautes pressions (chutes d'eau) avec deux brides rivées et soudées au tube d'acier et une rondelle de plomb matée après serrage des boulons des brides.

Tous ces joints peuvent être recouverts de la bague en sidéro-ciment, avec un tube en acier, de construction semblable à celle du tuyau.

**ÉGOUTS.** — Certaines maisons se font une spécialité de tuyaux de petit diamètre, spécialement pour canalisations de faible importance, aqueducs sous routes, égouts, et possèdent en magasin des stocks importants de tuyaux armés ou non. Ces tuyaux sont généralement moulés dans une machine à presser ou à l'aide de machines spéciales à damer le béton dans les moules. Les épaisseurs et les résistances sont variables avec les constructeurs. Les tableaux nos 75 et 76 donnent quelques chiffres moyens de l'épaisseur et du poids de ces tuyaux ainsi que la charge de rupture approximative que peut supporter un tuyau de 1 mètre de longueur ; cette charge étant appliquée sur la génératrice supérieure pendant que le tuyau repose sur

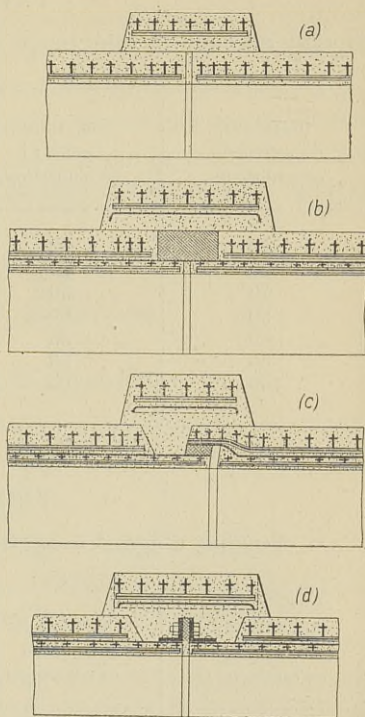


Fig. 386. — Joints Bonna.

une surface plane sans recevoir de pression ou de support sur les côtés.

TABLEAU N° 75

Tuyaux de section intérieure circulaire, avec surface d'appui plane.

DIAMÈTRE intérieur en centimètres.	ÉPAISSEUR minimum en millimètres.	POIDS en kilogrammes par mètre courant.	CHARGE DE RUPTURE en kilogrammes par mètre courant.
20	32	60	2 000
30	40	115	2 200
40	50	180	2 500 à 2 800
50	60	270	—
60	65	350	—
80	80	540	—
100	95	800	—

TABLEAU N° 76

Tuyaux d'égout à section intérieure de forme ovoïde.

DIAMÈTRES intérieurs en centimètres.	ÉPAISSEUR minimum en millimètres.	POIDS en kilogrammes par mètre courant.	CHARGE DE RUPTURE en kilogrammes par mètre courant.
20-30	38	90	3 000
30-45	45	160	3 000
40-60	60	275	3 200 à 3 500
50-75	70	400	3 500 à 4 000
60-90	90	600	—
80-120	100	1000	—
100-150	120	1350	—

### AQUEDUCS

Les aqueducs peuvent être de section rectangulaire et dans ce cas le fond, les parois verticales et la couverture sont calculés comme des dalles. Plus généralement ils affectent la forme montrée en coupe sur la figure 387, *a* et *b*.

On estime que la charge verticale sur le dessus de l'aqueduc est uniformément répartie et composée, comme dans les tuyaux, de deux parties :

- 1° Le poids mort des terres immédiatement au-dessus de l'aqueduc ;
- 2° La surcharge imposée sur la surface du remblai et répartie à  $45^\circ$  jusqu'au plan qui passe par la génératrice la plus élevée.

L'arc formant la couverture est calculé comme un arc ordinaire, soit par les formules de Bresse, soit par la méthode graphique donnée dans le chapitre des arcs. Dans les petites portées on se contente

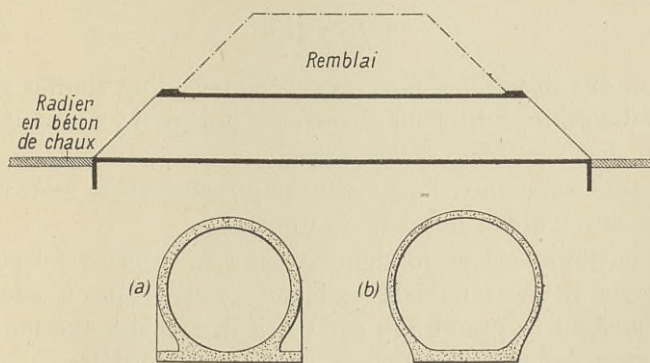


Fig. 387. — Coupe longitudinale et coupes transversales d'un aqueduc.

d'appliquer la méthode indiquée pour le calcul des tuyaux. Suivant la nature du terrain traversé et le soin apporté pour déposer le remblai autour de l'aqueduc on considère la poussée de la partie supérieure transmise à la base d'appui et on dispose des contreforts en conséquence, ou bien on considère cette poussée annulée par la réaction du remblai sur les côtés de l'aqueduc. Lorsque l'aqueduc est profondément enterré on détermine la ligne des pressions comme pour un tunnel. On a prouvé dans diverses expériences de laboratoire et on a constaté dans la construction même de nombreux travaux, qu'un remblai formé de matériaux ordinaires (terre végétale, argile, gravier argileux, roches, mais *pas* de sable sec) a tendance à former voûte au-dessus de l'aqueduc. Cette voûte peut porter toutes les terres au-dessus d'elle ; à tel point que la hauteur de la partie du remblai qui charge réellement l'aqueduc est souvent inférieure à la largeur de l'aqueduc. Les surcharges à la surface du

remblai n'ont naturellement aucune action dans les cas où l'aqueduc est profondément enterré.

L'armature se compose toujours de deux séries de barres, situées l'une à l'intrados, l'autre à l'extrados et reliées par des ligatures ou des étriers. La construction a généralement lieu dans la tranchée même, avec des moules analogues à ceux employés pour les tuyaux.

A l'aval et à l'amont on prévoit un éperon vertical et un avant-radier en béton maigre destinés à empêcher les infiltrations d'eau sous l'ouvrage.

### TUNNELS

La ligne des pressions dans le revêtement d'un tunnel est assez difficile à déterminer de façon rigoureuse puisqu'il y a toujours incertitude sur les poussées et les pressions que peuvent exercer les terres. D'ailleurs, celles-ci sont souvent de consistance et de cohésion différentes sur toute la hauteur du tunnel.

Quand le tunnel est profondément enterré, dans un sol peu résistant, d'angle de talus naturel  $\varphi$ , la forme théorique à adopter est une ellipse dont le grand axe est vertical, le petit axe horizontal; les longueurs des deux axes étant reliées par la relation :

$$\frac{\text{grand axe}}{\text{petit axe}} \geq \text{tg} \frac{90 - \varphi}{2}$$

Lorsque le sol est de la vase dont l'angle  $\varphi = 0$ , le rapport ci-dessus = 1 et l'ellipse se ramène à un cercle.

Généralement on ne construit pas l'ellipse complète, mais seulement les deux tiers supérieurs. Si le sol est peu résistant on remplace le tiers inférieur par une voûte surbaissée. Si le terrain peut porter une charge assez élevée on construit les piédroits sur un soubassement de largeur appropriée à la résistance du sol.

Lorsque le tunnel n'est pas profondément enterré, la moitié supérieure du revêtement doit affecter la forme de l'arc géostatique que l'on fait dériver de l'arc hydrostatique. L'axe vertical du premier est le même que celui du second; l'axe horizontal est celui de l'arc hydrostatique réduit dans la proportion  $\text{tg} \frac{90 - \varphi}{2}$ .

Soit  $a$  le demi-axe vertical,  $b$  le demi-axe horizontal de l'arc hydrostatique;

$a_1$  le demi-axe vertical,  $b_1$  le demi-axe horizontal de l'arc géostatique ;

$x_o$  la profondeur du sommet de l'ellipse en dessous du niveau du sol :

$$a_1 = a ; \quad b_1 = b \operatorname{tg} \frac{90 - \varphi}{2}$$

Généralement l'une des deux dimensions  $a_1$  ou  $b_1$  est fixée en vue

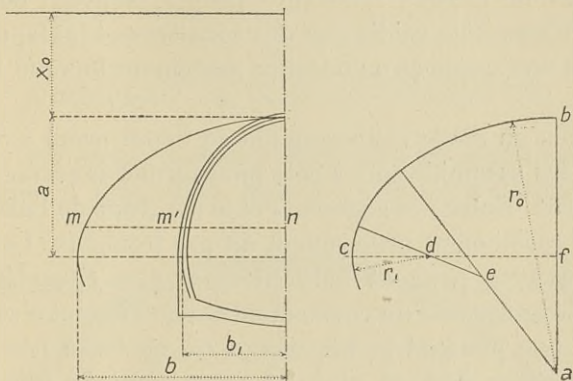


Fig. 388. — Détermination de la forme d'un tunnel.

de l'utilisation de l'ouvrage et par suite l'un des deux axes  $a$  ou  $b$ . Ces deux-ci sont liés par la relation :

$$b \geq y - \frac{y^2}{30a} \text{ dans laquelle } y = a \sqrt[3]{\frac{x_o + a}{x_o}}$$

Si on désigne par  $r_o$  le rayon de courbure au sommet de l'arc hydrostatique ;

Si on désigne par  $r_1$  le rayon de courbure à l'extrémité de l'axe horizontal :

$$r_o = a + \frac{a^2}{2x_o} ; \quad r_1 = a - \frac{a^2}{2(x_o + a)}$$

Pour tracer l'arc hydrostatique on porte (fig. 388)  $ab = r_o$  ;  $cd = r_1$ . Du point  $d$  on trace l'arc de cercle  $de$  avec un rayon  $de = fb - cd$ . Du point  $a$  on trace l'arc  $ae$  avec un rayon de longueur  $af$ . Les trois points  $a, e, d$  sont les centres d'un quart de l'arc cherché.

Dans les revêtements des tunnels et des galeries de mine on emploie

toujours une armature double et on la constitue souvent de petits aciers profilés, cintrés, et assemblés à l'avance à l'aide d'autres profilés ou de fers plats. Par ce procédé on a l'avantage d'avoir une ossature très rigide, capable de résister à un moment élevé, rapidement mise en place et pouvant servir à porter les coffrages.

Comme on peut craindre que la poussée des terres s'exerce sur le revêtement avant que le béton ait acquis toute sa dureté, on prévoit des coffrages de grande résistance propre, souvent constitués de segments en forte tôle raidie par des cornières et juxtaposés comme les pierres d'une voûte et on décoffre seulement lorsque le béton est presque sec.

Quelquefois on coule ces segments en béton armé avec des nervures et on les assemble côte à côte pour former la surface intérieure du revêtement. Entre ces segments et le pourtour de l'excavation on construit le revêtement proprement dit par tronçons. Les segments coulés à l'avance peuvent naturellement être considérés comme faisant partie intégrante du revêtement et contribuant à sa résistance à condition que pendant le bétonnage on ne fasse pas tomber de terre sur le béton déjà en place et qu'on empêche ainsi la liaison entre les deux parties.

La plus grande difficulté à vaincre pendant le bétonnage est due à la présence d'eau courante dans l'excavation. On ne peut que détourner la source dans des rigoles que l'on remplit ensuite de béton, ou bien aveugler si possible la voie d'eau par des injections de mortier de ciment sous pression ; car il est de toute nécessité de ne pas déposer de béton dans l'eau courante qui enlève le ciment et laisse un béton sans valeur. On a aussi employé la congélation avec succès pour arrêter l'écoulement de l'eau et il semble bien que le béton mis en place à une température de  $-2^{\circ}$  ou  $-3^{\circ}$  seulement fasse une bonne prise et acquière une résistance normale, mais le procédé doit être appliqué avec précaution. Surtout dans les cas où l'eau est présente, il faut employer un béton très gras ; il y a d'ailleurs presque toujours avantage à employer un dosage élevé et des matières inertes très résistantes (granit, porphyre), car on peut réduire en proportion l'épaisseur du revêtement et le cube des fouilles.

Les revêtements composés de blocs moulés à l'avance et assem-





représentés sont espacés de 4,20 m. d'axe en axe et reposent sur des fondations en maçonnerie.

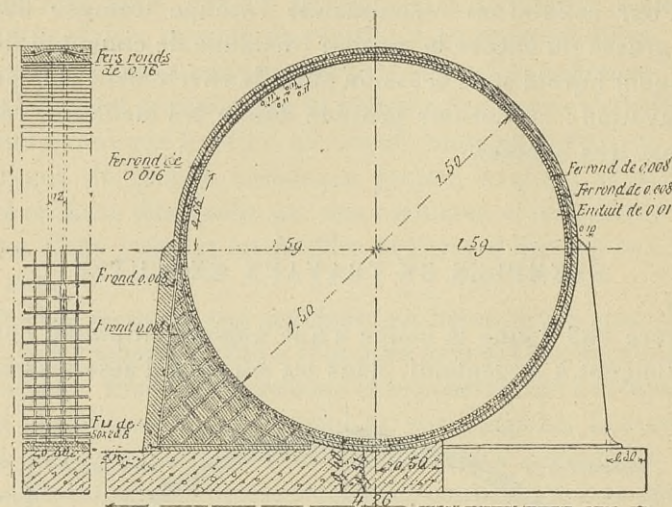


Fig. 390. — Aqüeduc à Achères.

Ces deux travaux furent parmi les tout premiers exécutés en béton armé pour le compte d'administrations publiques en France.

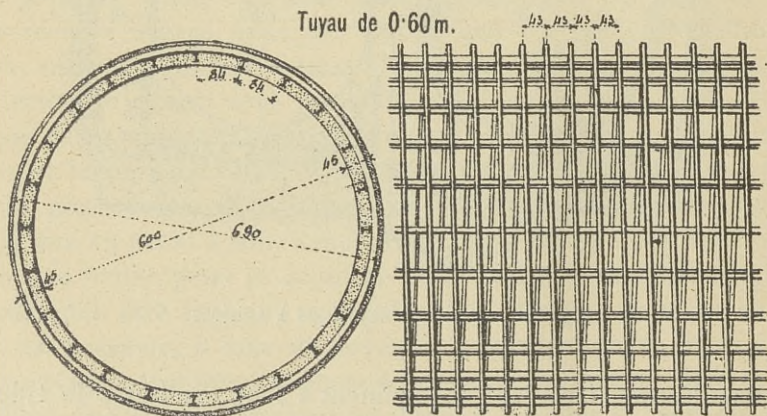


Fig. 391. — Détails de construction d'un tuyau pour pression de 30 mètres.

La figure 391 montre l'ossature d'un tuyau Bordenave de 0,60 m.

de diamètre établi pour supporter une pression de 30 mètres et la figure 392 le joint pour ce même tuyau.

La figure 393 montre la coupe transversale de la conduite du Simplon exécutée en système Hennebique. Cette conduite a 3.000 mètres de longueur et est établie à flanc de montagne. Elle est supportée par des chevalets espacés de 5 mètres en général,

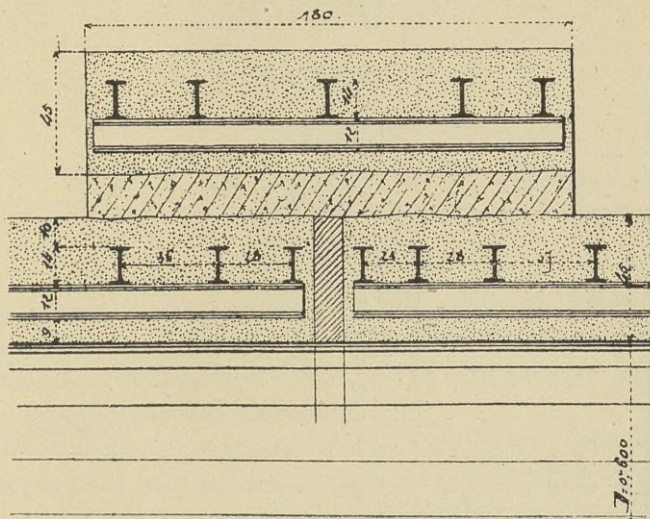


Fig. 392. — Détails du joint.

de 10 mètres au-dessus des routes traversées. Elle est considérée comme une poutre creuse portant le poids mort et le poids de l'eau transportée, les parois verticales constituant deux âmes rigides et la couverture constituant l'aile comprimée. La couverture est en outre calculée pour résister à une sous-pression de 0,40 m. d'eau.

Pour éviter la continuité au-dessus des appuis et permettre les variations linéaires, la conduite a été établie par tronçons de 5 mètres de longueur, séparés par des joints de rupture placés au-dessus des chevalets.

La figure donne le détail des accrochages des armatures et les barres de renfort dans les angles. Dans les parois verticales il y a en outre des aciers pliés, parallèles à la face inférieure sur un tiers de la longueur, et relevés pour atteindre la partie supérieure au-



## CHAPITRE III

### DIVERS

---

#### CHEMINÉES

**Construction.** — On construit des cheminées en béton armé de deux types distincts, différant par la façon dont elles sont élevées :

1° Celles dont le béton est coulé au fur et à mesure de l'avancement du travail dans des coffrages ;

2° Celles qui sont composées de blocs moulés à l'avance sur le sol, bardés et montés en position, et fixés au mortier de ciment.

Dans les deux types on emploie le béton de gravillon de 20 millimètres ou le mortier de gros sable, le dosage en ciment variant de 350 à 450 kilogrammes au mètre cube. Les fondations sont sur pieux, si le sol est peu résistant, ou sur radier général en béton maigre, de surface suffisante pour répartir les charges sur une couche consistante. Même dans le second type, le soubassement est coulé sur place dans des coffrages ordinaires ; la semelle d'appui peut être circulaire ou carrée ; elle est reliée à l'amorce du fût par des contre-forts placés radialement et dont les armatures se prolongent dans le fût. Dans le soubassement sont ménagées les ouvertures pour les carneaux, le trou de visite et la chambre à suie. Généralement la partie inférieure de la cheminée est garnie sur une hauteur de 6 à 10 mètres d'un revêtement en briques réfractaires ou en béton, indépendant du fût ; certains constructeurs laissent même entre le fût et le revêtement une chambre à air annulaire pour mieux protéger le béton extérieur contre les variations brusques de température ; le

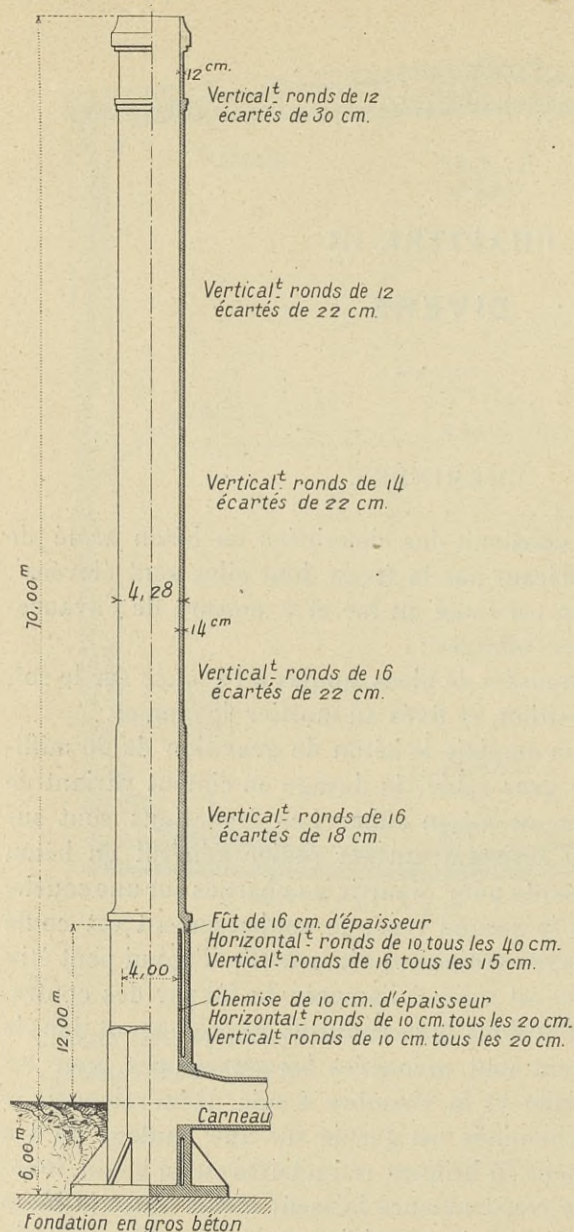


Fig. 394. — Cheminée cylindrique coulée sur place.

revêtement n'est nécessaire que si la température des gaz est supérieure à 600° ou si les fumées contiennent des vapeurs acides susceptibles d'attaquer le béton.

L'épaisseur du fût à sa base n'est généralement pas inférieure à 15 centimètres; elle peut être plus forte naturellement si les efforts le demandent; à la partie supérieure elle ne descend pas en dessous de 10 centimètres. On compose l'armature de frettes horizontales servant surtout à la liaison et d'aciers verticaux travaillant en compression et en tension sous les efforts du vent. Les aciers verticaux sont des ronds ou des petits profilés avec des joints soigneusement ligaturés; leur écartement dépasse rarement 50 centimètres. L'un de ces aciers peut servir de

conducteur pour le paratonnerre à condition que les épissures en soient bien faites et qu'il soit prolongé jusqu'à une couche humide du sous-sol.

Les cheminées coulées à la façon ordinaire du béton armé sont généralement cylindriques du haut en bas (fig. 394) ou bien elles sont constituées de tronçons cylindriques de diamètres légèrement différents, ceci pour diminuer autant que possible le prix du moule. Celui-ci en effet n'embrasse qu'une petite portion de la longueur du fût et se monte à mesure de l'avancement du travail. La partie extérieure est composée de quatre à six sections, suivant le diamètre du fût, réunies entre elles par des ferrures démontables. La partie intérieure est constituée de même et réunie à la précédente par des boulons qui prennent appui sur la partie de la cheminée déjà construite. Le moule est de hauteur suffisante pour recevoir la coulée d'une journée de travail; chaque matin on le démonte et on le relève pour couler une nouvelle section. A quelques mètres au-dessus du moule, fixé à ce dernier par quelques ferrures appropriées, on dispose un anneau formé de madriers à plat pour servir de guide aux armatures verticales. On peut monter les matériaux à l'intérieur de la cheminée en fixant la poulie à l'anneau susdit, évitant ainsi l'emploi d'échafaudage extérieur.

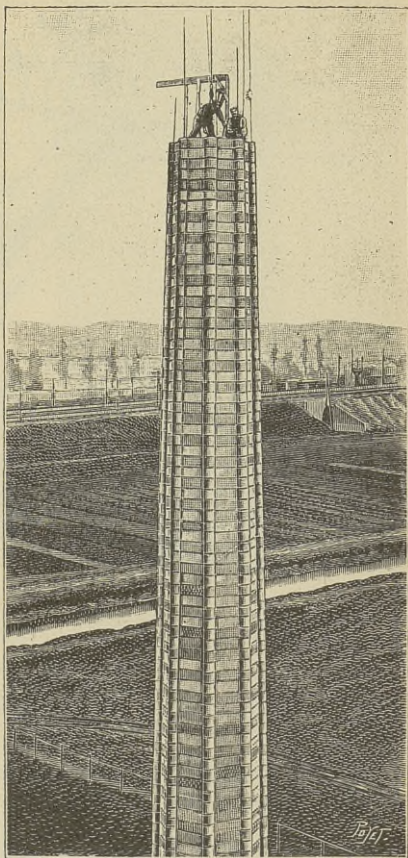


Fig. 395.

Dans le système *Wiederholt* employé aux États-Unis, on se sert de blocs creux minces, en terre cuite, ayant la forme de H et qu'on

empile à demeure les uns sur les autres. Ils tiennent lieu de coffrages, ce qui supprime l'emploi des moules décrits précédemment.

La cheminée du *système Monnoyer*, brevetée en tous pays, constitue l'un des meilleurs exemples des cheminées du deuxième type

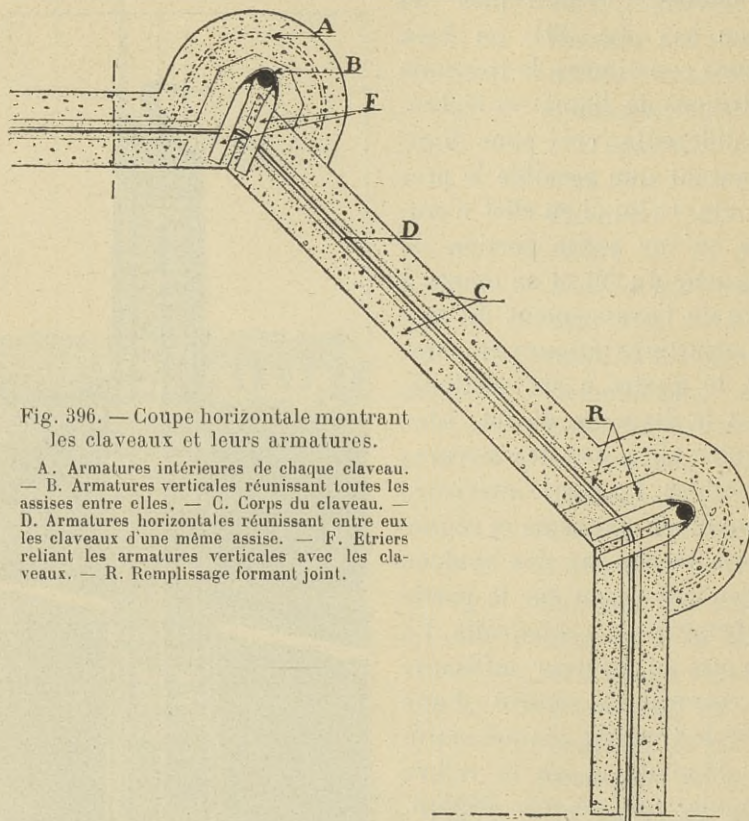


Fig. 396. — Coupe horizontale montrant les claveaux et leurs armatures.

A. Armatures intérieures de chaque claveau. — B. Armatures verticales réunissant toutes les assises entre elles. — C. Corps du claveau. — D. Armatures horizontales réunissant entre eux les claveaux d'une même assise. — F. Etriers reliant les armatures verticales avec les claveaux. — R. Remplissage formant joint.

(fig. 395). Le fût est constitué par des claveaux de 25 centimètres de hauteur pour les diamètres courants. Chacun de ceux-ci porte à l'une de ses extrémités une saillie évidée (fig. 396) qui vient se superposer à celle du claveau en dessous. Ces saillies constituent ainsi des nervures verticales dans lesquelles sont disposées les armatures. La longueur et le nombre des claveaux variant suivant le diamètre de la cheminée, le nombre des nervures varie également. Les claveaux sont moulés dans l'atelier ou au pied même de la cheminée et



sont armés de façon à pouvoir supporter la fatigue du transport et de mise en place. Chaque assise présente à sa partie supérieure une rainure dans laquelle vient se loger une armature horizontale noyée dans le joint.

L'extrémité d'un claveau peut coulisser dans la tête du claveau immédiatement suivant et être ainsi engagée dans le logement que constitue la nervure. Cela permet, tout en conservant le même type de claveaux, de faire varier à chaque assise le diamètre de la cheminée et d'obtenir la conicité indispensable pour réaliser un aspect favorable.

Le montage s'opère très rapidement de l'intérieur de la cheminée.

Ce système de construction est aussi employé pour les réfrigérants, tours à poussière (fig. 397) et châteaux d'eau.

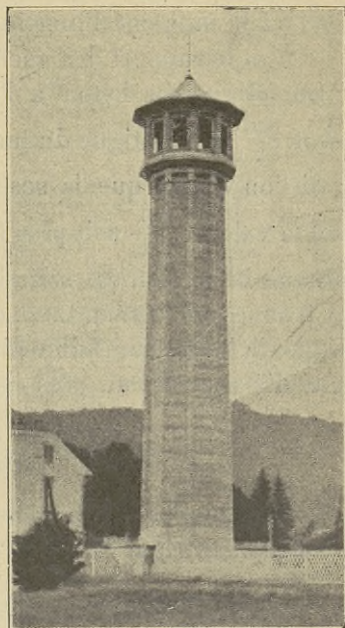


Fig. 397. — Tour à poussière construite en claveaux Monnoyer.

**Calculs.** — On calcule les cheminées comme des solides soumis à la flexion composée résultant de l'action des forces extérieures, poids propre et poussée du vent.

On admet pour le calcul de la stabilité que la pression résultant du vent frappant une surface plane verticale est de 270 kilogrammes par mètre carré; pour la détermination des efforts dans une section on réduit généralement cette pression à 170 kilogrammes. Si la cheminée est de section circulaire ou polygonale, on considère la poussée comme s'exerçant sur une surface égale à la projection verticale et la pression unitaire  $p$  que donne le vent sur une surface plane réduite dans les proportions suivantes :

- Pour une section circulaire : 0,56  $p$ .
- hexagonale : 0,75  $p$ .
- octogonale : 0,66  $p$ .

Soit  $M$  le moment de la poussée du vent au niveau d'une section droite ;

Soit  $D$  le diamètre extérieur de la cheminée ;

$I$  le moment d'inertie de la section considérée ;

$m$  le rapport des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton.

La fatigue du béton à l'arête comprimée sous l'effort du vent est  $\pm \frac{MD}{2I}$  ; la fatigue du métal est voisine de  $m$  fois cette valeur.

Si l'on désire que la section soit tout entière comprimée, il faut que la valeur  $\frac{MD}{2I}$  soit plus faible que l'effort moyen de compression lorsque la section est soumise au poids mort seulement. Pour cela on trouve que la résultante de ce poids et de la poussée du vent doit couper la base à une faible distance du centre de gravité de la section ; cette distance est au plus égale au rapport :

$$\frac{\text{module de résistance de la section}}{\text{surface de la section}}$$

Pour une pièce homogène, annulaire, de diamètre intérieur  $d$  de diamètre extérieur  $D$ , cette distance est

$$\frac{\pi}{32} \frac{D^4 - d^4}{D} : \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = \frac{D}{8} \left[ 1 + \left( \frac{d}{D} \right)^2 \right]$$

Cette formule est applicable aux cheminées en briques qui ne sont stables que grâce à leur poids, mais dans les cheminées en béton armé, on s'attache rarement à réaliser cette condition puisque la section peut travailler à l'extension par ses armatures verticales.

Toutes les méthodes empiriques de calcul conduisent à des résultats erronés d'autant plus dangereux qu'une faible différence dans la détermination de la position de la ligne neutre entraîne des différences considérables dans la valeur des efforts intérieurs, surtout des efforts de compression. L'équilibre d'une section est en effet tel que le segment CAD seulement d'un côté de la ligne neutre (fig. 398), et par suite une surface très restreinte, supporte tous les efforts de compression dus au poids mort et à la flexion.

La méthode suivante, employée par MM. Monnoyer, est en conformité avec les hypothèses et les coefficients de la Circulaire ministérielle de 1906 et permet de déterminer les éléments d'une cheminée

circulaire de hauteur et de diamètre connus, en se donnant tout d'abord les fatigues maxima de l'acier et du béton et le poids de la cheminée au-dessus de la section considérée. Le calcul terminé, il faut évidemment vérifier que le poids supposé est voisin du chiffre réel et rectifier les calculs s'il y a lieu.

Soit  $m = 15$  le rapport des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton ;

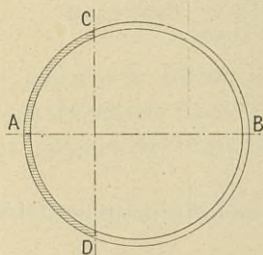


Fig. 398.

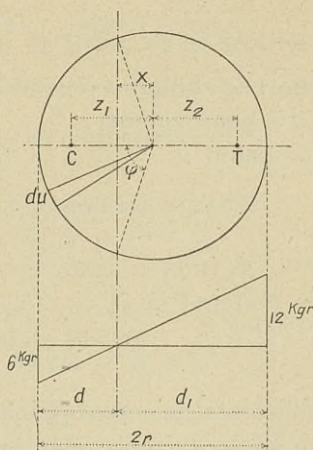


Fig. 399.

$R_b = 40$  kilogrammes par centimètre carré la fatigue maximum admise pour le béton en compression ;

$R_a = 1200$  kilogrammes par centimètre carré la fatigue maximum admise pour l'acier en tension ;

$m R_b = 600$  kilogrammes par centimètre carré la fatigue maximum admise pour l'acier en compression ;

P le poids de la cheminée au-dessus de la section en kilogrammes ;

M le moment de la poussée du vent dans cette section en kilogrammètres ;

$E_a$  l'épaisseur (en mètres) d'une paroi fictive d'acier équivalente aux barres verticales constituant les armatures.

$E_b$  l'épaisseur en mètres de la paroi du béton.

Si l'on désigne dans une section de rayon moyen  $r$  par  $d$  et  $d_1$  les distances des fibres les plus comprimées et les plus tendues à la ligne neutre (fig. 399), on a, en supposant les fatigues limites atteintes :

$$\frac{d}{d_1} = \frac{d}{2r - d} = \frac{6}{12} = 0,5$$

d'où l'on déduit :

$$d = \frac{2r}{3}; \quad u = \frac{r}{3}$$

et aussi

$$\frac{r}{3} = r \cos \varphi; \quad \cos \varphi = \frac{1}{3}; \quad \sin \varphi = 0,943.$$

L'effort de compression unitaire en un point M de coordonnée angulaire  $u$  a pour valeur :  
pour le béton :

$$c_1 = R_b \frac{r \cos u - \frac{r}{3}}{\frac{2r}{3}} = 200\,000 (3 \cos u - 1)$$

pour l'acier :

$$c_2 = 15 \times 200\,000 (3 \cos u - 1).$$

L'effort total de compression sur un élément infiniment petit découpé par un angle  $du$  aura pour valeur :

$$dc = E_b r du \times c_1 + E_a r du \times c_2 = 200\,000 (E_b + 15 E_a) r (3 \cos u - 1) du.$$

L'effort total de compression sur la zone comprimée CAD est égal à :

$$C = 2 \times 200\,000 (E_b + 15 E_a) r \int_0^{\frac{\pi}{3}} (3 \cos u - 1) du = 400\,000 (E_b + 15 E_a) r (3 \sin \varphi - \varphi)$$

$$C = 640\,000 \times (E_b + 15 E_a) r.$$

On établit de même que l'effort total de tension est égal à :

$$T = 28\,434\,420 \times E_a r.$$

Les positions des centres de compression et de tension sont définies, d'autre part, par leur distance au centre de gravité de la section, qui s'obtient en faisant le quotient du moment des pressions correspondantes par la pression totale.

On trouve :

$$z_1 = 0,858 r; \quad z_2 = 0,702 r.$$

L'équilibre des forces qui sollicitent le solide s'exprime par les relations :

$$P = C - T.$$

$$M = 0,858 rP + (0,858 + 0,702) rT.$$

En remplaçant les lettres par leur valeur, on a :

$$\frac{P}{r} = 640\,000 (E_b + 15 E_a) - 28\,434\,420 E_a$$

$$\frac{M}{r^2} = 0,858 \frac{P}{r} + 1,56 \times 28\,434\,420 E_a.$$

d'où l'on déduit l'épaisseur de la paroi de béton et la section totale d'acier dans la section considérée soit :

$$E_b = \frac{M}{15\,000 r^2} + \frac{P}{10\,000 r} \text{ en centimètres.}$$

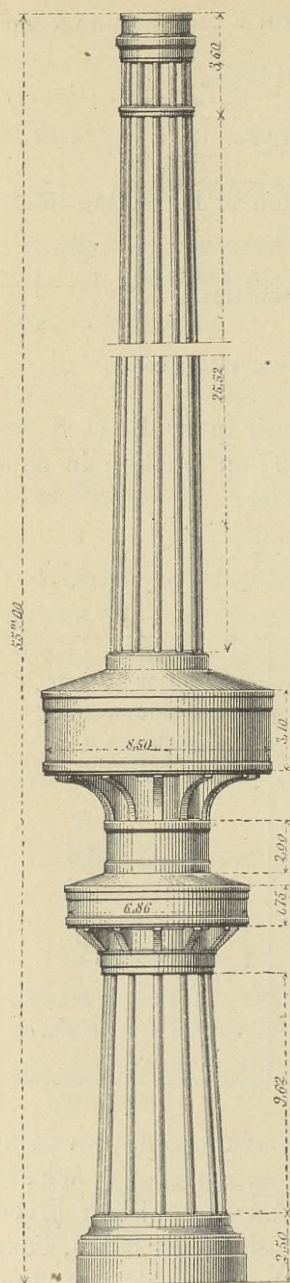
$$S_a = 2\pi r E_a = 0,140 \frac{M}{r} - 0,120 P \text{ en millimètres carrés.}$$

En suivant la même marche, on peut obtenir pour  $E_b$  et  $S_a$  les valeurs indiquées dans le tableau ci-après n° 77 en fonction de nouvelles valeurs des fatigues du béton et de l'acier.

TABLEAU N° 77

FATIGUE du béton en kilogrammes au centimètre carré.	FATIGUE de l'acier en kilogrammes au millimètre carré.	ÉPAISSEUR de la paroi en centimètres.	SECTION TOTALE d'acier en millimètres carrés.
45	8,5	$\frac{M}{30\,000 r^2} + \frac{P}{9\,800 r}$	$\frac{M}{4,6 r} - \frac{P}{5,6}$
45	10	$\frac{M}{24\,500 r^2} + \frac{P}{10\,200 r}$	$\frac{M}{5,6 r} - \frac{P}{6,6}$
45	11,5	$\frac{M}{17\,800 r^2} + \frac{P}{10\,700 r}$	$\frac{M}{6,5 r} - \frac{P}{7,7}$
40	12	$\frac{M}{15\,000 r^2} + \frac{P}{10\,000 r}$	$\frac{M}{7,1 r} - \frac{P}{8,3}$

On peut remarquer qu'il n'est pas toujours avantageux, au point de vue économique, de faire travailler les deux matériaux, acier et béton, au taux de travail maximum permis. En effet, si l'on prend pour l'acier en tension un taux de travail relativement faible, l'axe neutre se trouve comparativement rapproché du centre de la section



et une plus grande longueur d'arc travaille en compression. Comme l'effort total de compression diminue et que le taux de travail de la compression ne change pas, l'épaisseur du béton diminue (et par suite le poids et l'effort total de compression). L'économie qui en résulte peut compenser l'accroissement de prix de la section d'acier en tension.

Si la semelle d'appui est carrée, que la longueur du côté soit  $l$ , la pression unitaire sous cette semelle en temps calme  $= \frac{P}{l^2}$ ; la pression unitaire à l'arête lorsque le vent souffle  $= \frac{P}{l^2} + \frac{6M}{l^3}$ , avec la condition qu'il n'y a pas tension à l'arête opposée et que  $P \geq \frac{6M}{l}$ .

Si la semelle d'appui est circulaire, de diamètre  $D$ , la pression unitaire en temps calme  $= \frac{4P}{\pi D^2}$  et lorsque le vent donne  $= \frac{4P}{\pi D^2} + \frac{32M}{\pi D^3}$ .

$P$  est évidemment le poids de l'ouvrage jusqu'au niveau de la semelle d'appui et  $M$  le moment de renversement dû au vent à ce même niveau.

Voir aussi le paragraphe : Répartition des charges sur les fondations, dans le chapitre des murs de soutènement.

**Exemple de cheminée avec réservoirs.** — Des *Annales de la Construction* 1909 sont extraites les figures 400 à 405 donnant les

Fig. 400. — Cheminée avec réservoir à Anderny-Chevillon.

détails d'une cheminée aux mines d'Anderny-Chevillon, exécutée en système Monnoyer.

Le fût, de 55 mètres de hauteur totale, 4,20 m. de diamètre à la

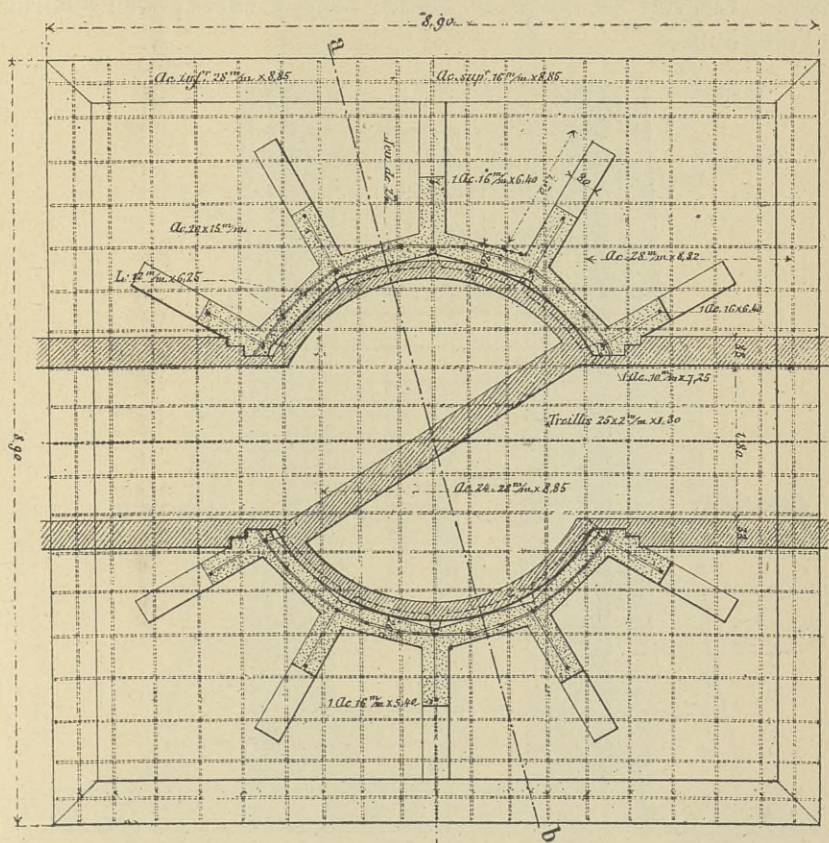


Fig. 401. — Plan du radier général.

base, 2,40 m. au sommet, porte deux réservoirs, l'un de 100 mètres cubes de capacité, l'autre de 23 mètres cubes de capacité, dont les fonds sont respectivement à 20,27 m. et 14,12 m. au-dessus du sol. La section de la cheminée est un polygone à douze côtés, monté à l'aide de claveaux moulés à l'avance sur le sol. Les réservoirs sont construits d'après les méthodes habituelles dans des coffrages établis sur place. On y accède par des ouvertures ména-

gées entre la cheminée et le mur intérieur du réservoir à l'aide d'échelles scellées à l'extérieur de la cheminée. Sont de même fixés les tuyaux d'alimentation, de distribution et de trop plein. La toiture de chaque réservoir est munie de quatre châssis vitrés pour l'éclairage de l'intérieur.

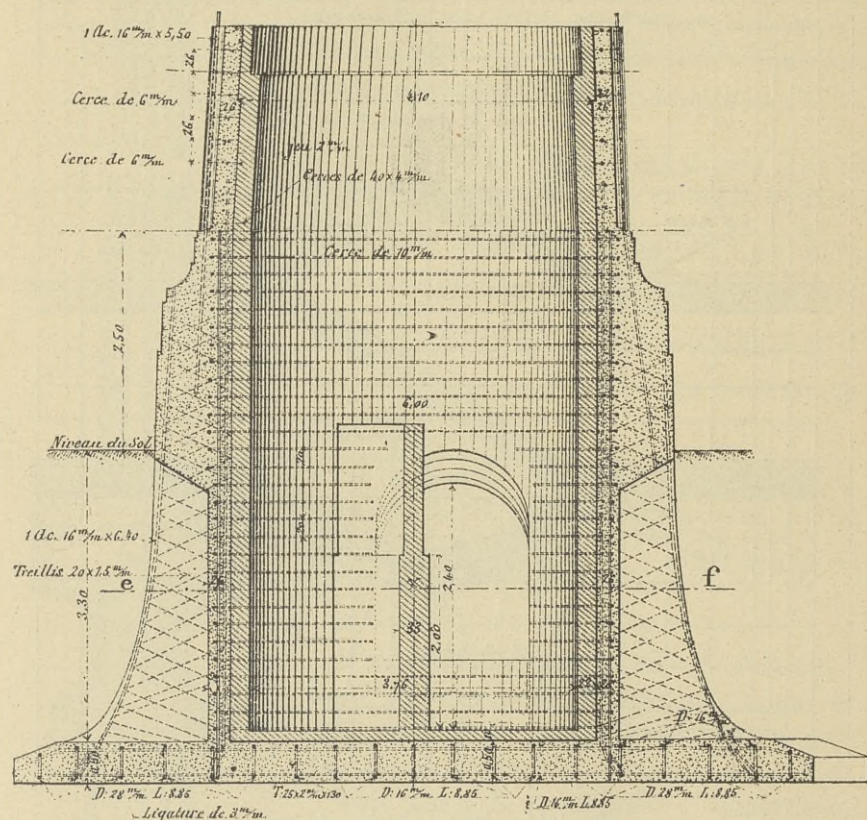


Fig. 402. — Coupe verticale à la base de la cheminée.

## TRAVERSES POUR VOIES DE CHEMINS DE FER

On a breveté un grand nombre de systèmes de traverses pour voies de chemins de fer et actuellement un certain nombre de traverses de plusieurs de ces systèmes sont à l'essai sur des lignes en exploitation où elles sont soumises à l'examen de la part des agents





des Compagnies. Leur mise en service remonte à une date trop rapprochée pour permettre de se prononcer définitivement sur leur valeur, mais la bonne tenue de la plupart de celles en usage fait pré-

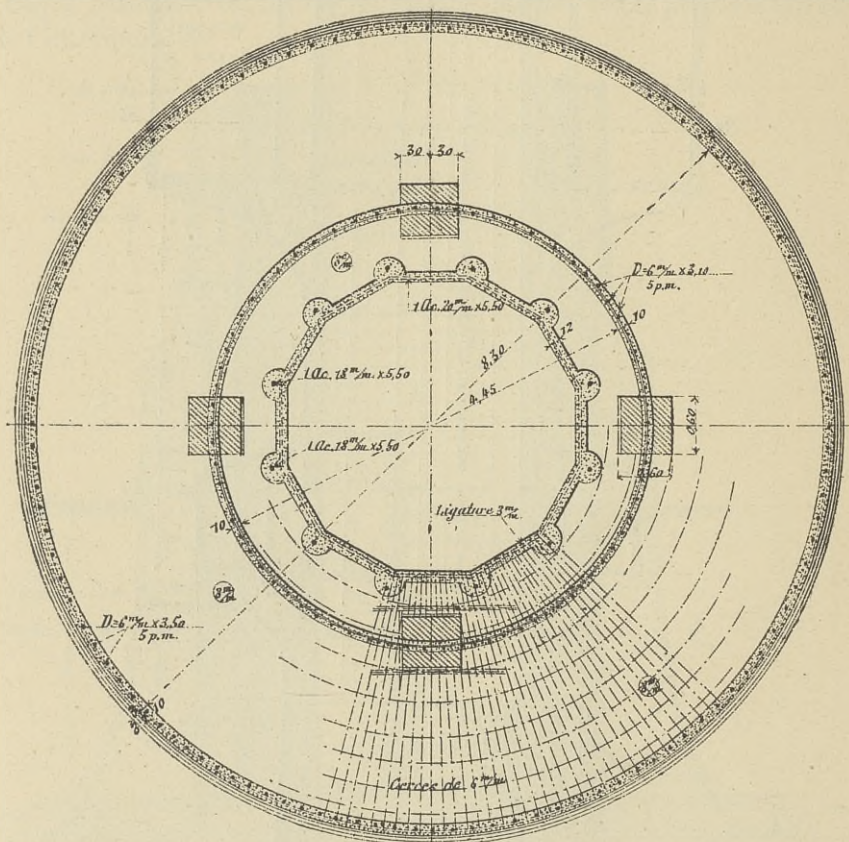


Fig. 404. — Plan-coupe dans le grand réservoir.

sumer qu'on arrivera à de bons résultats, dès qu'on sera arrivé à remédier aux points faibles, car, dans ce cas surtout, on doit se baser sur les expériences pratiques et les résultats acquis pour perfectionner les modèles existants.

D'après les *Annales de la Construction* 1906 auxquelles sont empruntés les extraits et les figures suivantes, des expériences sur la ligne de Bourg à Saint-Amour (Jura) ont permis de constater les faits



centrale ; il suffit de ménager une surface d'appui de 35 centimètres de chaque côté de l'axe du rail, en donnant à cette surface la plus grande largeur possible.

On construit donc des traverses complètement en ciment armé et des traverses mixtes, en ciment armé et fer, composées de deux tronçons formant surfaces d'appui et d'une partie médiane formant entretoise entre les deux tronçons. Leur longueur totale dépasse rarement 2,20 m. pour les chemins de fer à voie normale de 1,50 m. de largeur d'axe en axe des rails. Mais on construit aussi des traverses

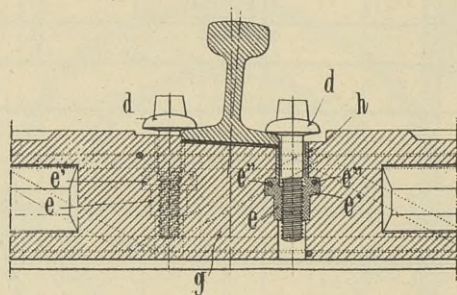


Fig. 406. — Fixation du rail sur la traverse Voirin.

à section constante sur toute leur longueur, analogues aux traverses en bois, atteignant 2,50 m. de longueur, 28 centimètres de largeur, 10 à 15 centimètres d'épaisseur. Leur section est tantôt rectangulaire, tantôt trapézoïdale, triangulaire, en T ordinaire ou renversé, en  $\sqcup$  droit ou renversé.

Dans tous les systèmes de traverses l'armature cherche à liasonner le mieux possible le béton et à répartir la charge apportée par le rail sur la plus grande surface possible. Elle peut être constituée de fers ronds, droits ou pliés, de fers plats, de fers profilés assemblés et rivés ou simplement noyés dans la masse, de réseaux métalliques formant une espèce de frettage, de vieux rails, de plaques de bois, etc.

Plus encore que le mode d'armature les méthodes de fixation des rails sont très variées. Les unes sont trop mécaniques pour être courantes et économiques ; les autres, surtout celles qui comportent les chevilles en bois, ne sont pas assez résistantes : celles des figures 406, 407, 408 offrent de sérieuses garanties de solidité, de

durée et de facilité de pose. La figure 406 donne la méthode employée dans la traverse *Voirin*. Des écrous en acier sont mis en place pendant la coulée du béton : ils comportent une douille filetée *e* munie de deux oreilles *e'* traversées par deux tiges de fer *e''* qui augmentent leur résistance à l'arrachement. La partie supérieure se termine en gaine non filetée pour servir de guide au corps du tirefond et éviter son déversement. Dans la figure 407 qui donne une coupe de la traverse *Villet*, on voit une garniture métallique *b* enroulée en hélice dans laquelle le tire-fond *a* vient se visser. Pour la mettre en place on la visse sur un tire-fond et on laisse celui-ci dans la masse pendant la coulée du béton ; lorsque celui-ci commence à durcir, on retire le tire-fond qui laisse la trace *c* de ses filets.

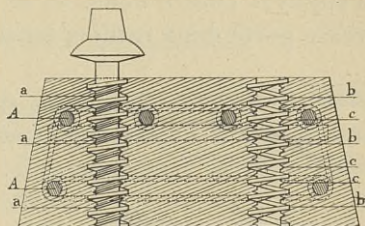


Fig. 407. — Fixation du rail sur la traverse Villet.

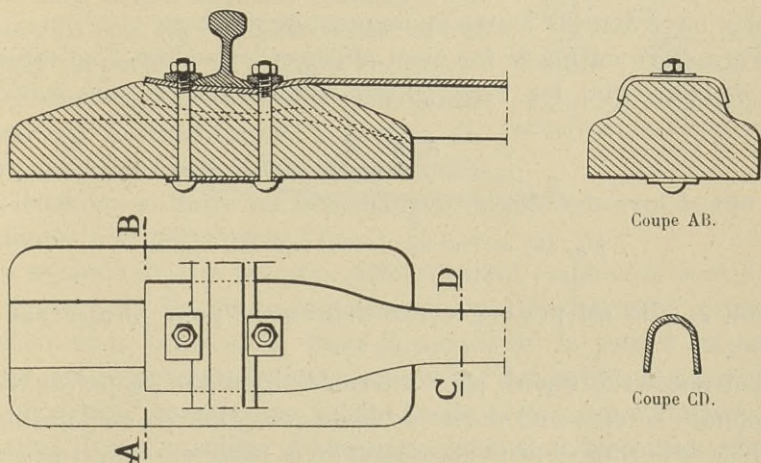


Fig. 408 à 411. — Détails de la traverse Livesey.

Dans la traverse *Livesey* (fig. 408) le rail est fixé par deux boulons qui traversent le bloc de béton formant l'appui des rails. Ces boulons servent en même temps à fixer la pièce de fer emboutie qui relie les deux blocs d'appui, car cette traverse est une

traverse mixte. Les figures 409 à 411 en complètent les détails.

La traverse *Gallotti* (fig. 412 à 416) a ses extrémités élargies et la partie centrale servant d'entretoise relevée par rapport au plan de pose. Des saillies 2 sont disposées pour que le rail puisse s'appuyer contre elles. Si le rail est à double champignon, la traverse porte deux saillies entre lesquelles on engage un coin *a*. Si la

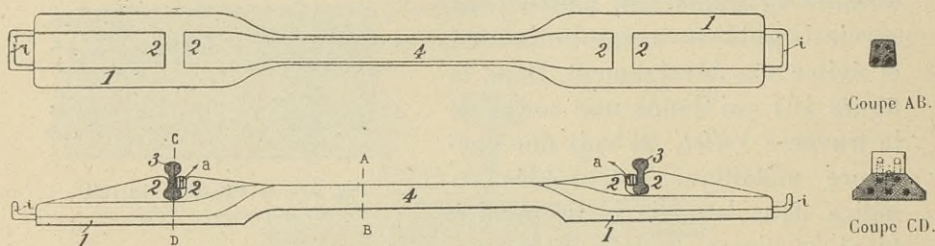


Fig. 412 à 415. — Détails de la traverse Gallotti pour rail à double champignon.

voie est formée de rails à patin, il existe une seule saillie et le rail est fixé par une platine serrée par un écrou *d* qui se visse dans un boulon noyé dans la masse au moment du moulage.

L'armature en fils de fer vient affleurer les saillies 2 à l'extérieur de manière que les rails portent contre elle et non contre le

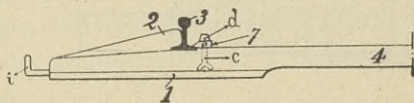


Fig. 416. — Traverse Gallotti pour rail à patin.

béton, et elle est prolongée extérieurement pour former des poignées.

Souvent le rail repose par l'intermédiaire d'une plaque de feutre, de plomb, de chêne ou même de liège comprimé ou quelquefois sur un bloc de bois noyé dans l'épaisseur de la traverse, mais il ne semble pas que cet intermédiaire soit utile ou nécessaire.

Il faut autant que possible que la traverse ne soit pas de section uniforme sur toute sa longueur ou que sa surface inférieure ne soit pas plane, car elle présente moins de résistance au ripage ; qu'elle se prête facilement au bourrage du ballast et pour cela que sa surface inférieure ne présente pas de cavités fermées ; qu'elle présente

une résistance considérable et une certaine élasticité et enfin un prix d'établissement faible.

Le poids des traverses varie de 100 à 180 kilogrammes et leur prix de 6 à 12 francs la pièce.

### SUPPORTS DE CANALISATIONS AÉRIENNES

Ces supports travaillent à la flexion composée puisqu'ils sont soumis : d'une part, à une charge verticale résultant du poids des canalisations et de leur poids propre, d'autre part à un effort de traction horizontale s'exerçant à la tête. On considère généralement que les tensions des fils s'équilibrent de part et d'autre des supports, ou seulement qu'un ou deux d'entre eux sont rompus, car pour résister à la tension de tous les fils d'un seul côté du poteau il faudrait des pièces d'un prix prohibitif. Mais il faut toujours considérer la pression du vent sur le poteau même et les fils qu'il supporte et le calculer en conséquence. Suivant les cas l'effort horizontal apporté par la canalisation à la tête du poteau varie entre 100 et 300 kilogrammes et on considère en outre sur le poteau une pression du vent de 150 kilogrammes par mètre carré.

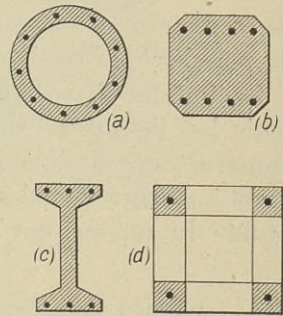


Fig. 417. — Section droite de poteaux de divers types.

Les sections droites les plus généralement employées sont données figure 417; les plus avantageuses étant évidemment la forme annulaire et la forme en T. Dans la section (d) le poteau est composé de quatre potelets distincts, réunis par des entretoises horizontales, et calculé comme une poutre droite évidée (voir chapitre II, 6<sup>e</sup> partie). Il a l'avantage de résister également bien aux efforts horizontaux dans deux directions orthogonales, mais il est de construction assez compliquée. La section annulaire est généralement obtenue à l'aide d'un moule conique en bois et d'un noyau extensible, formé de deux coquilles en tôle, également conique.

La difficulté d'exécution des supports en général n'est pas très grande, mais comme ils sont toujours fabriqués en série et que le

prix de la main-d'œuvre de fabrication forme la partie la plus importante du prix de revient, c'est à la question du moule et de l'outillage du chantier qu'il faut apporter la plus grande attention. Les moules complètement métalliques semblent être préférables et le béton plastique avec du ciment demi-lent, coulé dans le moule sans pilonnage, donne de bons résultats.

La partie supérieure du poteau est toujours pleine, de section ou carrée, ou circulaire avec des méplats, sur lesquels on boulonne les traverses en bois qui supportent les godets. La partie inférieure qui pénètre dans le sol a une longueur allant de 0,80 m. pour les poteaux de 7 mètres de hauteur jusqu'à 2 mètres pour les poteaux de plus de 10 mètres de hauteur et très chargés. Dans ce cas, il est prudent de combler l'excavation de béton maigre de chaux hydraulique.

Le système d'armatures varie naturellement avec les constructeurs, mais les ligatures transversales sont de rigueur. La plupart des constructeurs diminuent la section des armatures longitudinales au fur et à mesure que diminue le moment fléchissant et ne conservent à la tête du support que quatre petits aciers longitudinaux.

## BARQUES, PONTONS ET CAISSONS FLOTTANTS

(D'après M. T.-J. Guéritte dans *Ferro-Concrete*, 1913.)

Le bateau construit en 1849 par Lambot, à Miraval, dans le Var, fut un des premiers exemples de construction en béton armé. Composé de mortier gras de chaux hydraulique, il est armé d'un treillis de petits fers ronds et a une épaisseur d'environ 5 centimètres.

Exposé à Paris en 1852 et en service depuis plus de soixante ans, il existe encore aujourd'hui (fig. 418).

En 1900, MM. Grancher et Singlar ont mis en service, sur la Lozère, une péniche pour le dragage du gravillon (fig. 419). En Italie, en Allemagne et aux États-Unis on a aussi construit de nombreuses barques et pontons en béton armé. Généralement l'épaisseur est de 5 à 6 centimètres, renforcée par des nervures distantes de 1,50 m. environ. L'armature de la paroi est un treillis métallique et souvent le béton est appliqué à la truelle de chaque côté de ce treillis par enduits successifs et bien lissés de façon à être tout à fait imperméable.



Parmi les travaux exécutés à l'aide de coffrages et à la façon ordinaire du béton armé, on peut citer un bateau-drague exécuté pour la Compagnie du Canal maritime de Manchester (fig. 420, montrant le bateau pendant l'opération du lancement). Ce bateau a environ :



Fig. 418. — Bateau construit en 1849.

30 mètres de longueur, 8,5 m. de largeur, 4 mètres de profondeur totale et tire 1,70 m. d'eau à pleine charge. L'épaisseur des parois

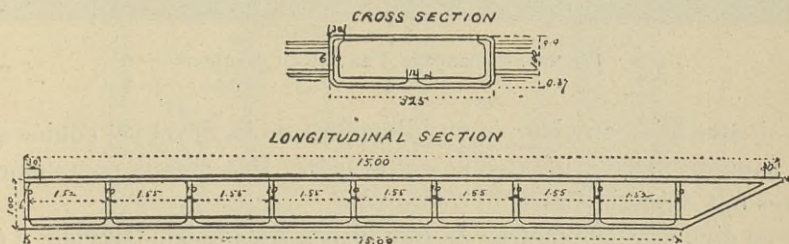


Fig. 419. — Péniche sur la Lozère.

est de 10 centimètres sous la batterie des chaudières et 7,5 cm. ailleurs.

Également exécutée en béton armé, système Hennebique, est la batterie des Maures, construite par MM. Schneider et C<sup>ie</sup> du Creusot, afin de servir à l'essai de torpilles dans la baie de Léoube, près de Hyères. La construction (fig. 421 et 422) mesure à la base

23,5 m.  $\times$  14,8 m. et a une hauteur totale de 15,5 m. Elle fut presque entièrement exécutée, à sec, dans un bassin de radoub de la Seyne; l'eau fut alors admise dans le bassin, la batterie sortie du bassin et amarrée dans le port où on acheva la coulée du béton et on commença le ballastage jusqu'à ce qu'elle tirât 8 mètres d'eau (déplacement, 2 600 tonnes). La batterie fut alors remorquée où elle

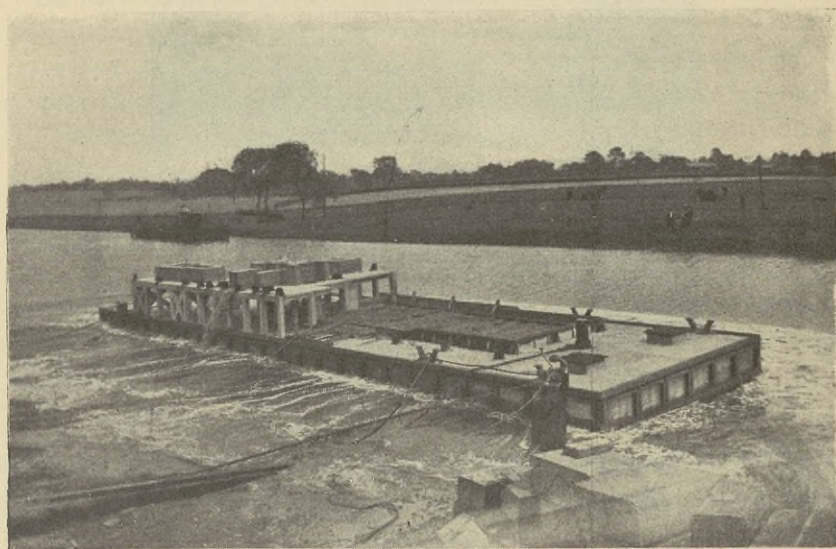


Fig. 420. — Lançage d'un bateau drague.

devait être mise en place (à 40 kilomètres de la Seyne) et coulée sur un banc de pierres préalablement préparé. Des détails complémentaires ont été publiés par le *Génie civil*.

Une digue de 100 mètres de longueur à Alexandrie (Égypte) a été constituée à l'aide de cinq caissons de chacun 20 mètres de longueur, 8 mètres de largeur, construits sur la plage, lancés et coulés en position sur un banc de pierres préalablement nivelé. Trois de ces caissons ont 7 mètres de hauteur, les deux autres 5,40 m. Tous sont entretoisés par une cloison continue longitudinale et quatre voiles transversaux. Chaque grand caisson pesait environ 400 tonnes, avait un volume extérieur de 1 100 mètres cube, et tirait 2 mètres d'eau, à vide. Rempli de ballast il pèse environ 2 500 tonnes et offre donc

une stabilité extraordinaire contre les coups de mer. Tous les cais-

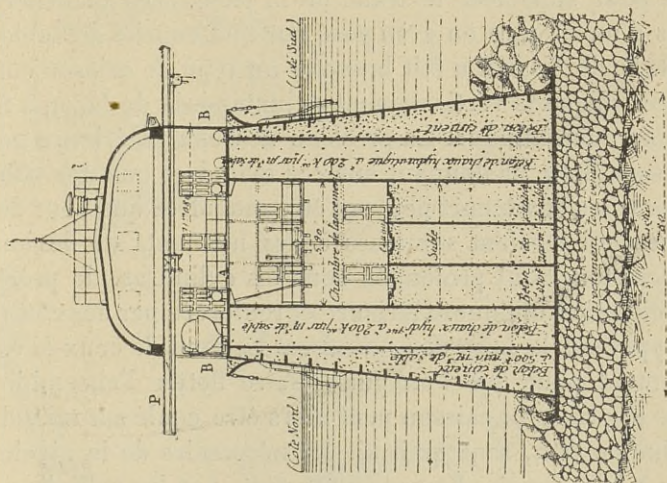


Fig. 422. — Coupe transversale de la batterie des Maures.

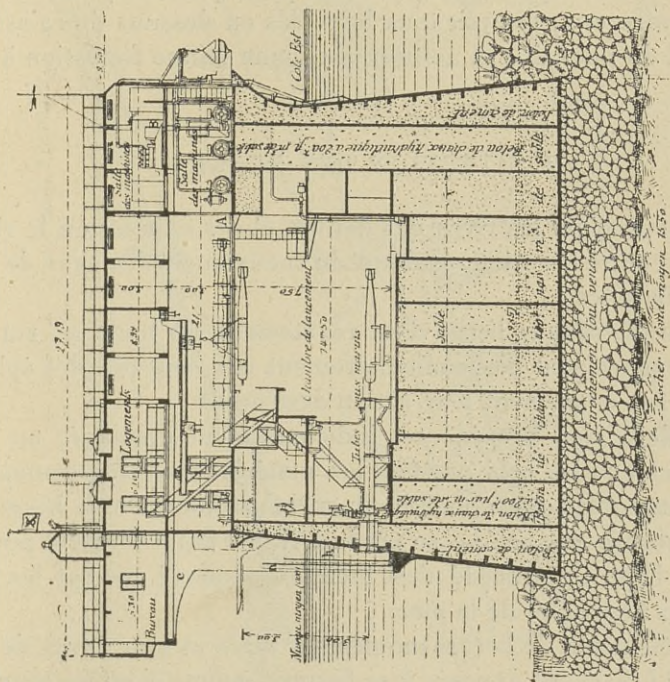


Fig. 421. — Coupe longitudinale de la batterie des Maures.

sons ont été construits avec un plancher à leur surface supérieure,

s'étendant en porte-à-faux à 0,50 m. en dehors des murs extérieurs, et calculé pour supporter le trafic de la jetée. Ces planchers sont recouverts d'un pavage en grès posé sur une couche de sable.

M. J.-R.-S. de Vesian a fait breveter un type de caisson composé de cylindres disposés verticalement et juxtaposés de façon à former un ensemble monolithique. La pression de l'eau extérieure pendant que le caisson flotte ne donnant sur ces cylindres que des efforts de compression, les épaisseurs peuvent être moindres que pour des surfaces planes qui seraient soumises à des moments de flexion. Les murs de pourtour sont prolongés sous les cylindres, de préférence dans une direction oblique extérieure et renforcés par des contreforts prenant appui sur la base des cylindres. Le fond de ceux-ci est clos provisoirement pour que l'on puisse faire flotter l'ensemble et le remorquer en place. Le caisson peut alors être coulé sur un sol quelconque, dur ou non, sans qu'il ait été nécessaire de le niveler à la drague ou à la caisse à plongeurs. On peut, par les cylindres et les espaces entre eux, remplir tous les vides en dessous du caisson de gravier et de pierraille et assurer ainsi une bonne fondation à l'ouvrage.

## PROTECTION DES BERGES

On peut protéger les rives des fleuves et des canaux ou le rivage de la mer contre l'érosion résultant du mouvement des eaux de deux façons différentes :

- 1° En recouvrant la berge d'un revêtement sur toute sa surface;
- 2° En construisant perpendiculairement aux courants des épis qui les brisent et empêchent leur action destructive.

Si ce deuxième procédé est judicieusement appliqué, on peut arriver à ce que les épis arrêtent les matériaux solides transportés par les courants et ainsi obtenir un surhaussement de la berge. Au fur et à mesure que celui-ci se produit, il faut naturellement pouvoir surélever l'épi. Ce procédé n'est toutefois employé que sur les rives des grands fleuves et de la mer.

Les revêtements de berges moulés sur place et sans joints de dilatation sont forcément exposés à se fissurer, même si on les arme fortement. Or, ces fissures sont à éviter puisque l'eau peut alors attaquer

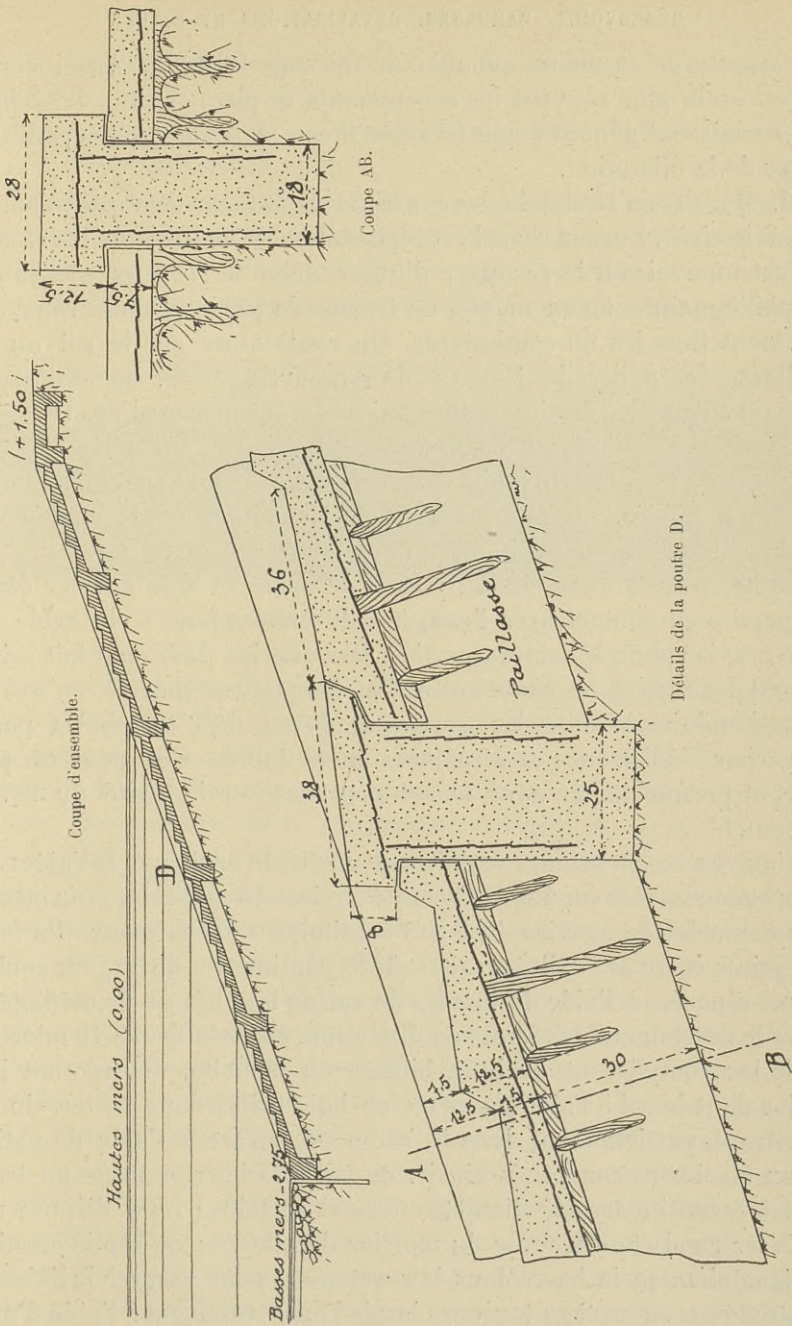


Fig. 423 à 425. — Détails du revêtement de berges, système Muralt.

les armatures et même affouiller le sol sous la dalle. Aussi constitue-t-on le plus souvent les revêtements de plaques avec des joints qui ne laissent pénétrer que très peu d'eau et permettent cependant le jeu de la dilatation.

M. Muralt, en Hollande, les constitue de la façon suivante (d'après le *Génie civil*). Lorsque le sol est résistant, on se contente de le damer; s'il est mauvais on le recouvre d'une couche de roseaux séchés ou de paille maintenue au moyen de tresses de paille posées transversalement tous les 50 centimètres. On coule alors sur le sol ou la paillasse des dalles de 1,80 m. de largeur, 2,40 m. de longueur, laissant entre elles des intervalles qui recevront plus tard des châssis-poutres, et présentant à leur surface supérieure une série de gradins (fig. 423 à 425). On maintient l'armature en métal déployé (poids de 1,9 à 2,7 kg. au mètre carré) en place pendant la coulée en la clouant sur de petits piquets en bois.

Le béton est à 3 de ciment pour 5 de sable et 8 de gravier dans les parties en contact avec l'eau, à 4 de ciment pour 3 de sable et 4 de gravier pour les autres parties. Dès que les dalles ont fait prise et sont décintrées, on coule entre elles les poutres-châssis, en ayant soin d'enduire d'huile les parties de béton déjà terminées pour empêcher l'adhérence des poutres aux dalles. Ces poutres pénètrent profondément dans le sol pour assurer la fixité du revêtement.

D'autres constructeurs établissent un lit de drainage à l'aide de pierres concassées sur une épaisseur d'environ 10 centimètres ou même d'une couche de gravier de 5 à 8 centimètres d'épaisseur. Ils font des joints entre des dalles étroites (de 50 centimètres de largeur seulement) séparées à l'aide de bandes de carton bitumé; ou ils ménagent dans le revêtement des joints de dilatation, espacés de 5 à 10 mètres, et ils les remplissent de brai, bitume ou asphalte. Ils ancrent les dalles dans le sol à l'aide de pieux en bois fichés dans le terrain et pénétrant partiellement dans le béton ou encore à l'aide de petits pieux en ciment constitués ainsi : on fait à la barre à mine un trou de 4 à 5 centimètres de diamètre normal au talus; on y dispose un petit fer rond et on y coule du mortier de ciment; on replie ensuite horizontalement la barre dans le revêtement pour assurer la liaison. En tout cas, on protège toujours le pied du revêtement à l'aide d'une

haute poutre moulée dans le sol ou d'une ligne de petites palplanches.

Le prix de revient de ces revêtements varie généralement entre 4 et 5 francs par mètre carré.

Les épis sont des espèces de barrages verticaux dont la construction est variable suivant la nature du sol de la berge et selon que les courants transportent du sable ou du gravier. Si le sol est rocheux, on y creuse des trous d'environ 75 centimètres en tous sens et espacés

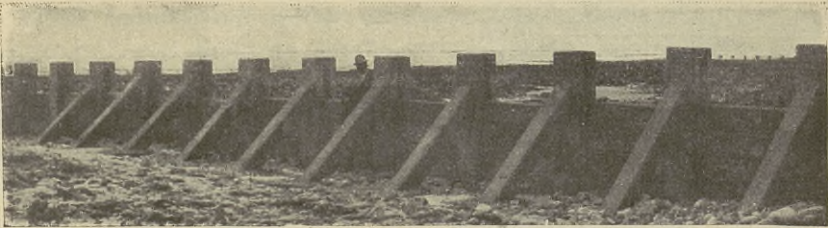


Fig. 426. — Épi à Brighton. (Angleterre).

d'environ 2 mètres. On dispose alors verticalement dans ces trous des poteaux moulés à l'avance que l'on scelle au béton de ciment. Ces poteaux sont généralement de section carrée, ont de 30 à 40 centimètres de côté et présentent sur deux faces et sur toute leur longueur une rainure de 8 centimètres environ de profondeur. On descend alors entre les poteaux, guidées et maintenues par les rainures, des dalles également moulées à l'avance. Poteaux et dalles sont naturellement armés de façon variable suivant la violence des courants, l'expérience étant le plus sûr des guides. Quelquefois il est nécessaire d'adjoindre aux poteaux des contre-fiches obliques dont le pied est également scellé dans le roc (fig. 426). Lorsque le courant transporte des sables fins, les dalles peuvent être d'épaisseur moindre que les poteaux. Mais si le courant transporte des graviers, les arêtes vives des poteaux sont rapidement rongées par la friction des grains, et il ne faut que peu d'années pour mettre les armatures à nu. On construit alors les dalles de même épaisseur que les piliers, ou, si l'on veut réduire le cube de béton, on se sert de dalles relativement minces dans leur milieu et portant aux deux extrémités un renflement qui vient affleurer et protéger les arêtes des piliers. Il est sou-

vent avantageux de constituer les faces exposées de béton de granit concassé et fortement dosé en ciment : dans de nombreux cas, ce béton a seul pu résister au frottement continu des graviers.

Dans les plages sablonneuses on remplace les poteaux par des pieux portant également une rainure sur deux de leurs faces. Ces pieux sont battus jusqu'au banc de glaise ou de roc du sous-sol et contribuent à fixer le banc de sable. (Il va sans dire que le battage est souvent facilité par injection d'eau sous pression.)

Dans les sables mouvants cependant, les pieux peu profondément fichés dans le sous-sol sont emportés par le mouvement du lit de sable et il faut avoir recours à des pylones en béton coulés dans des puits et s'ancrant profondément dans les bancs fixes du sous-sol.

Dans le cas où le rehaussement de la berge est probable, il faut évidemment prévoir les poteaux ou les pieux suffisamment hauts pour que l'on puisse ajouter des dalles et ainsi surélever l'épi dès que le moment sera venu.

## BLOCS FACTICES EN BÉTON NON ARMÉ MOULÉS A L'AVANCE

Sources de renseignements : *Cement Age, Engineering News.*

Pour produire de bons blocs, réguliers de forme et d'aspect, il faut apporter de grands soins dans le choix des matériaux et leur mise en œuvre.

M. S. B. Newsbury recommande l'emploi de sable de grains de grosseurs variables, avec bonne proportion de grains fins; de gravillon passant à l'anneau de 20 millimètres, à grains arrondis, sans argile ni autres matières étrangères. Il mélange ces matières inertes au ciment dans les proportions en volume de 6 à 7 pour 1 suivant le pourcentage des vides.

M. Rice recommande les proportions suivantes en volume :

1 ciment, 2 sable, 4 gravillon si le gravillon a 35 p. 100 de vides ;

1 ciment, 3 sable, 5 gravillon si le gravillon a 50 p. 100 de vides ;

1 ciment, 4 sable pour du mortier.

Tous deux emploient du ciment Portland à prise lente.



On obtient l'imperméabilité du bloc en mélangeant certains produits au ciment avant ou pendant le gâchage ; en constituant la face exposée du bloc sur une épaisseur de 2 centimètres d'un mortier riche en ciment et placé pendant le moulage ; en appliquant un enduit sur la face exposée.

Le mélange est de préférence fait à la machine. M. Rice a trouvé que la résistance des blocs en béton gâché à la main est seulement de 60 à 87 p. 100 de la résistance des blocs faits de béton gâché à la bétonnière. La plus petite valeur se rapporte à des bétons âgés de sept jours, la plus forte se rapporte à des blocs moulés depuis un an.

La quantité d'eau de gâchage peut être légèrement inférieure à 8 p. 100 du poids des autres matériaux. On obtient ainsi un béton sec qui permet de démouler rapidement et de faire rendre aux moules le nombre maximum de blocs mais ceux-ci peuvent être poreux, rugueux et le béton peut faire mal sa prise par insuffisance d'eau. La quantité d'eau de 8 à 9 p. 100 semble la meilleure : le béton remplit bien toutes les cavités du moule, on peut le damer facilement ou lui appliquer une pression assez forte régulièrement sur toute la surface. Une plus grande quantité d'eau permet de réduire le damage puisque le béton pénètre mieux dans les angles, les faces ont un grain plus fin, mais il peut y avoir tendance à la séparation des gros matériaux du mortier et le nombre de moules exigé est plus grand pour une même production.

Il existe un grand nombre de machines à mouler les blocs. La

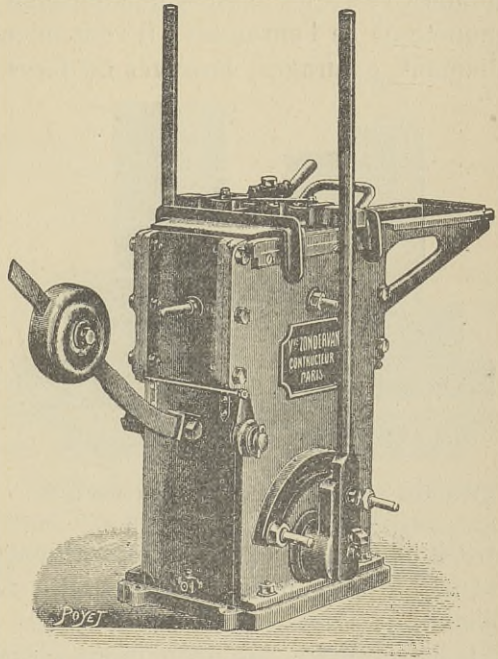


Fig. 427. — Machine à mouler les blocs.

plus solide et la plus simple est la meilleure. Elle doit avoir un jeu de plaques pour donner à volonté aux blocs une face unie ou ornementée ; l'imitation de pierre brute est difficile à obtenir à cause du nombre élevé de dessins différents qu'il faut avoir pour éviter la monotonie de l'ensemble ; il vaut mieux s'en tenir aux pointes de diamant, gaufrages, bossages ou faces rainurées. La machine doit

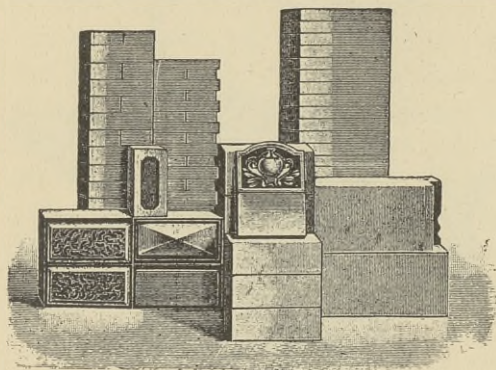


Fig. 428. — Blocs factices en béton non armé.

avoir des arrangements pour permettre de mouler des blocs de longueur variable et des blocs d'angle à  $90^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $30^\circ$ . Dans les machines à blocs creux les noyaux horizontaux permettent plus facilement de constituer la face extérieure d'un mortier spécial. On trouve des machines employant du béton sec, humide ou

très humide. La figure 427 représente une machine fournie par la maison V<sup>o</sup> Zondervan et la figure 428 les blocs que l'on peut obtenir.

Il faut prendre des précautions sérieuses pour le séchage aussi bien que pour le proportionnement exact des matériaux, si on veut obtenir des blocs de teinte uniforme. Les blocs doivent être espacés pour sécher, exposés à l'air sur toutes leurs faces ; ils doivent être protégés du soleil, et arrosés fréquemment, d'autant plus souvent que le béton a été gâché plus sec, au moins pendant une semaine. On ne doit les employer que bien secs afin d'éviter le retrait qui se produit inévitablement pendant le durcissement. On a essayé le séchage par la vapeur ; les résultats ne sont pas concluants. Avant la pose, il faut mouiller les blocs pour éviter qu'ils absorbent l'eau du mortier.

M. Richey emploie pour la fabrication de ses blocs du béton dont les proportions sont en volume : 1 de ciment, 3 de sable, 5 de gravillon. Sur la face exposée, il dispose pendant le moulage une épaisseur de 2 centimètres en mortier de 2 pour 1, ce qui assure l'im-

perméabilité des blocs. Avec du ciment à 46,50 fr. par tonne, du sable et du gravier à 7 francs le mètre cube, le salaire des compagnons à 15 francs par jour, il évalue ainsi le prix de revient du mètre carré de surface d'un mur composé de blocs de 20 centimètres d'épaisseur :

Matériaux . . . . .	3,75 fr.
Fabrication des blocs . . . . .	1.80 fr.
Mortier pour l'imperméabilité. . . . .	1 fr.
Mise en place (y compris mortier) . . . . .	3,75 fr.
Total. . . . .	10,30 fr.

Le journal *Concrete and Constructional Engineering*, mars 1911, donne pour un mur fait de pièces moulées à l'avance les renseignements suivants :

Mur de 2300 mètres de longueur, de 2,30 m. de hauteur (2,90 m. au droit des pilastres), de 12,7 cm. d'épaisseur ; prix au mètre courant : 28,50 fr. Les pilastres de section  $30 \times 25$  sont écartés de 4,15 m. et scellés dans un bloc de béton ; ils portent deux rainures pour recevoir les blocs formant les panneaux et à leur partie supérieure ils portent cinq rangées de fils ronces. Les blocs ont comme dimensions  $0,70 \times 0,23 \times 0,127$  ; ils sont composés de béton dont les proportions sont 1 de ciment pour 4 de gravillon passant à l'anneau de 12 millimètres. Six hommes en moulaient 400 en dix heures dans une machine qui donnait deux blocs à la fois ; un compagnon et deux aides posaient une travée par jour y compris le pilastre.

On peut de même mouler à l'avance nombre de pièces de toutes descriptions, en dehors de celles déjà citées dans le courant de l'ouvrage ; telles sont : les conduits d'aspiration de fumée dans les garages de locomotives ; de petits réservoirs ; des fondations portatives que l'on expédie par rail ou route dans les endroits où la pierre et les matériaux de béton sont rares ; les dalles pour planchers ou pour toitures ; les balustres, mains-courantes et socles des parapets et balustrades ; les corniches ; les cadres de portes ou fenêtres, les seuils et linteaux, etc.



# TABLE ALPHABÉTIQUE DES MATIÈRES

	Pages.
<b>A</b>	
<p>Aciers :</p> <p>Barres spéciales . . . . . 91</p> <p>Emploi de l'acier dur . . . . . 94</p> <p>Forge et mise en œuvre . . . . . 97, 148</p> <p>Poids des ronds et feuillards . . . . . 40</p> <p>— profilés . . . . . 9, 10, 13, 16</p> <p>Qualités . . . . . 90</p> <p>Réception . . . . . 97</p> <p>Adhérence du béton :</p> <p>A l'acier . . . . . 92, 129, 228, 238</p> <p>Aux cintres . . . . . 138, 436</p> <p>Aux moules . . . . . 138, 142</p> <p>Agglomérants . . . . . 83</p> <p>Ancrage :</p> <p>Armatures . . . . . 92, 129, 228, 261</p> <p>Poutres . . . . . 337</p> <p>Murs de quai . . . . . 452, 468</p> <p>Angle du talus naturel :</p> <p>Terres . . . . . 31, 453</p> <p>Grains et charbons . . . . . 32</p> <p>Appareil à rouleaux . . . . . 401</p> <p>— Le Chatelier . . . . . 80</p> <p>— Vicat . . . . . 80</p> <p>Appuis :</p> <p>Arcs . . . . . 440</p> <p>Armatures . . . . . 452</p> <p>Hourdis . . . . . 336</p> <p>Poutres . . . . . 31, 336</p> <p>Aqueducs . . . . . 540</p> <p>Arcs :</p> <p>A articulations . . . . . 415, 416, 440</p> <p>Sans articulations . . . . . 445, 423</p> <p>Calculs . . . . . 413</p> <p>Exécution . . . . . 436, 440</p> <p>Dans les combles . . . . . 353</p> <p>Dans les ponts . . . . . 443</p>	<p style="text-align: right;">Pages.</p> <p>Avec tirant . . . . . 353, 432</p> <p>Rotules . . . . . 440</p> <p>Armatures :</p> <p>Pour calculs voir poteaux, dalles, poutres, etc.</p> <p>Diamètre maximum . . . . . 91, 256.</p> <p>Dispositions diverses . . . . . 91, 93, 174, 261</p> <p>Dissymétriques . . . . . 174</p> <p>Des poteaux . . . . . 93, 171, 205</p> <p>Des poutres . . . . . 93, 173</p> <p>Montage . . . . . 93, 151, 174, 216, 533</p> <p>Symétriques . . . . . 243</p>
<b>B</b>	
<p>Barques . . . . . 568</p> <p>Barrages . . . . . 526</p> <p>Barres spéciales pour armatures . . . . . 91</p> <p>Bâtiments :</p> <p>Escaliers . . . . . 344</p> <p>Fondations . . . . . 287</p> <p>Installation intérieure . . . . . 340</p> <p>Murs . . . . . 327</p> <p>Planchers . . . . . 317</p> <p>Poteaux . . . . . 316</p> <p>Surcharges . . . . . 311</p> <p>Toitures . . . . . 352</p> <p>Béton armé :</p> <p>Définition . . . . . 75</p> <p>Historique . . . . . 169</p> <p>Instructions ministérielles . . . . . 34</p> <p>Systèmes . . . . . 93, 170, 178</p> <p>Béton de Portland :</p> <p>Action de température . . . . . 118, 154, 344</p> <p>Consistance . . . . . 107, 125, 142, 153, 216</p> <p>Coulée . . . . . 140, 152, 316, 292, 440</p> <p>Elasticité . . . . . 124, 208</p>	

	Pages.		Pages.
Frettage . . . . .	151, 209	Prompt . . . . .	83, 85, 403, 442
Gâchage . . . . .	104, 110, 377	Ciment Portland :	
Imperméabilité . . . . .	116	Cahier des charges . . . . .	62
Poids . . . . .	113, 132	Composition . . . . .	76
Protection contre soleil . . . . .	113, 155	Essais . . . . .	66, 68, 79
Proportions courantes . . . . .	106, 535	Propriétés . . . . .	75
Quantité d'eau . . . . .	107, 292, 440, 577	Quantité d'eau de gâchage . . . . .	76
Reprises . . . . .	135	Réception . . . . .	79
Résistance . . . . .	109, 118, 121, 128, 230	Résistance . . . . .	78
Variations de résistance . . . . .	107, 117, 120	Cintres :	
— volume . . . . .	115	Coupoles . . . . .	134
Béton de ciment prompt : voir mortiers.		Ponts en arc . . . . .	134, 436
Bétonnières . . . . .	411	Cisaillement :	
Bois :		Dans les poutres . . . . .	228, 258
Choix pour coffrages . . . . .	131, 436	Résistance du béton . . . . .	229
Dimensions courantes . . . . .	132	Coefficient :	
Résistance des poteaux . . . . .	8, 436	De dilatation, acier et béton . . . . .	114
— poutres . . . . .	7	D'élasticité, acier et béton . . . . .	124
Boisages : voir coffrages, moules.		De frottement, grains . . . . .	32
Blocs factices :		— sols . . . . .	32
Emploi . . . . .	330	Coffrages :	
Fabrication . . . . .	103, 142, 576	Assemblage . . . . .	132, 537
Butée des terres . . . . .	461	Mise en place . . . . .	139, 159
		Prix . . . . .	131, 166
		Réemploi . . . . .	140, 537
<b>C</b>		Colonnes : voir poteaux.	
Cahier des charges des ciments et		Compression simple :	
chaux . . . . .	62	Armature . . . . .	171, 205
Cambrure des poutres . . . . .	138	Calcul . . . . .	212
Canalisations . . . . .	531	Vérification . . . . .	205
Chainages . . . . .	330	Avec flexion . . . . .	172, 177, 273
Chantiers :		Continuité des poutres . . . . .	224
Feuilles de travail . . . . .	163	Coulée du béton :	
Installation . . . . .	145	Dans les ponts en arc . . . . .	440
Outillage . . . . .	146	Dans les poteaux . . . . .	216
Surveillance . . . . .	160	Dans les travaux courants . . . . .	140, 152
Charges :		Sous l'eau . . . . .	292
Sur appuis de poutres continues . . . . .	31	Culées de ponts . . . . .	380, 408, 433
Sur fondations . . . . .	32, 462		
Sur maçonneries . . . . .	336	<b>D</b>	
Sur poteaux en bois . . . . .	8	Dallages :	
Sur terrains . . . . .	32, 287	Ordinaires . . . . .	102
Excentrées . . . . .	207, 280	Trottoirs de ponts . . . . .	383
Isolées sur dalles . . . . .	218, 378	Dalles :	
Position critique sur arcs . . . . .	422, 425	Appuis dans mur . . . . .	336
Variables sur planchers . . . . .	218	Armature . . . . .	173, 226, 239
Charpentes . . . . .	346	Calculs . . . . .	236, 241, 244, 262
Chaux hydrauliques :		Exécution . . . . .	153, 239
Cahier des charges . . . . .	62	Moments . . . . .	218, 224
Propriétés . . . . .	84, 85	Vérification . . . . .	234, 240
Cheminées . . . . .	549	Décintage des ponts . . . . .	437
Ciment :		Décoffrage . . . . .	140
De grappiers . . . . .	70		
De laitiers . . . . .	83, 85		

	Pages.		Pages.
Déformations :		Fers :	
Béton en compression . . . . .	208	Feuillards . . . . .	12
Poutres . . . . .	268	Profilés . . . . .	9, 10, 13, 16
Réservoirs . . . . .	504	Qualités . . . . .	90
Devis, . . . . .	463	Feu :	
Dilatation :		Action sur béton . . . . .	118
Appareils à rouleaux . . . . .	401	Action sur cheminées . . . . .	549
Arcs . . . . .	423, 429	Feuilles de travail . . . . .	163
Murs de bâtiments . . . . .	329	Fini des surfaces exposées . . . . .	138, 155
Murs de soutènement . . . . .	451	Flambement . . . . .	211, 214
Toitures . . . . .	353	Flèches . . . . .	268
Dimensions courantes :		Flexion composée :	
Bois du commerce . . . . .	132	Armatures . . . . .	177
Fers profilés . . . . .	9, 10, 13, 16	Calculs . . . . .	274, 281
Dômes :		Vérification . . . . .	273, 275
Sphériques . . . . .	142, 357	Flexion simple :	
Surbaissés dans châteaux d'eau. . . . .	512	Armature . . . . .	93, 227, 239
<b>E</b>		Calculs . . . . .	236
Echafaudages . . . . .	143, 436	Vérification . . . . .	234
Efforts tranchants . . . . .	17, 228	Fondations :	
Elasticité :		Différents types . . . . .	287, 462
Béton armé . . . . .	124, 208	Sur pieux . . . . .	289
Béton non armé . . . . .	124	A grande profondeur . . . . .	289
Encastrement :		Dans terrains inondés . . . . .	290
Poutres dans murs . . . . .	219	De culées de ponts . . . . .	290, 411, 415
Dalles et poutres . . . . .	220	De murs de soutènement . . . . .	451
Enduits :		De réservoirs . . . . .	505
Etanches . . . . .	507	Formule :	
Ordinaires . . . . .	102, 153	D'enfoncement des pieux . . . . .	308, 309
Escaliers . . . . .	341	De flambement d'Euler . . . . .	211
Essais :		— de Rankine . . . . .	211
Cisaillement et glissement . . . . .	129	Frais de chantier, frais d'études . . . . .	165
Moments dans planchers . . . . .	220	Freinage sur ponts.	
Position de ligne neutre . . . . .	231	Frettes hélicoïdales . . . . .	151, 209
Béton en tension et compression. . . . .	221	<b>G</b>	
Etais :		Gâchage du béton . . . . .	110, 142
Inconvénients . . . . .	133	Glissement longitudinal . . . . .	129, 228, 258
Ecartement . . . . .	133	Goussets des poutres . . . . .	217
Etanchéité :		Gravillon :	
Murs . . . . .	508	Grosseur . . . . .	88
Radiers . . . . .	291, 508	Poids . . . . .	88
Réservoirs . . . . .	506	<b>H</b>	
Toitures . . . . .	356	Hourdis plat :	
Etriers :		Calculs . . . . .	236
Différentes formes . . . . .	93, 149, 176	Creux . . . . .	318
Prix . . . . .	150, 166	Epaisseur . . . . .	238, 239, 320
Répartition . . . . .	176, 265	Exécution . . . . .	153, 155
Extension oblique dans poutres . . . . .	228	Portée . . . . .	319
<b>F</b>		Hourdis nervuré :	
Fatigue des matériaux . . . . .	229	Calculs . . . . .	250, 257, 262

	Pages.		Pages.
Largeur de hourdis en compression . . . . .	220, 248	Dalles sur 4 appuis . . . . .	224
Vérification . . . . .	249, 236	Joint des pylones . . . . .	386
Hypothèses :		Parois de réservoirs . . . . .	508
Calculs des poteaux . . . . .	207	Pièces droites . . . . .	47
— poutres . . . . .	233	Planchers . . . . .	249
		Poutres en arc . . . . .	430
<b>I</b>		Poutres brisées . . . . .	354
Imperméabilité du béton . . . . .	446	Poutres continues . . . . .	28
Indice d'hydraulicité :		Silos . . . . .	494
Chaux . . . . .	84	Voûtes . . . . .	430
Ciment . . . . .	76	Moments d'inertie :	
Instructions ministérielles :		Pièces homogènes . . . . .	3
Béton armé . . . . .	34	Profilées . . . . .	12, 13, 16
Chaux et ciments . . . . .	62	Poteaux . . . . .	270, 274
Combles . . . . .	346	Poutres (flexion simple),	250, 256
Ponts . . . . .	369	. . . . .	270
		Voûtes (flexion composée) . . . . .	276
<b>J</b>		Mortiers :	
Joint de dilatation . . . . .	120, 356, 384, 400	Chaux hydraulique . . . . .	85, 404
		Ciment de laitier . . . . .	85
<b>L</b>		Ciment prompt . . . . .	85, 403
Ligatures :		Ciment Portland . . . . .	98
Transversales dans poteaux .	171, 207	Influence du sable . . . . .	87, 405
— — poutres . . . . .	173, 176	Mortier rebattu . . . . .	102, 456
	260	Proportions . . . . .	98, 406
Fabrication . . . . .	149, 216	Résistance . . . . .	100, 409
Prix . . . . .	150, 166	Moules divers . . . . .	141
Répartition . . . . .	207, 265	Murs . . . . .	136
Linteaux :		Poteaux et poutres . . . . .	135, 142
Murs de façade . . . . .	327	Réemploi . . . . .	140
Murs de remplissage . . . . .	328	Tuyaux . . . . .	142
		Murs des bâtiments :	
<b>M</b>		Armatures . . . . .	329
Mâchefer :		En briques . . . . .	328
Oxydation des sulfures . . . . .	88	Coffrages . . . . .	136
Dans planchers creux . . . . .	324, 340	A double paroi . . . . .	331
Béton . . . . .	142	Fixation des châssis . . . . .	332
Matériaux de construction . . . . .	33	Fondations . . . . .	287, 330
Méthodes de calcul . . . . .	203	Murs de quai . . . . .	451, 468
Mise en œuvre :		Murs de soutènement :	
Aciers . . . . .	148	En ailes . . . . .	380
Bétons . . . . .	152	Calculs . . . . .	465
Modules de section :		Fondations . . . . .	451
Pièces homogènes . . . . .	3	Sur pieux . . . . .	451, 468
Fers profilés . . . . .	2, 12, 13, 16	Poussées . . . . .	453
Moments fléchissants . . . . .	17, 28		
Dalles avec charges concentrées,	218,	<b>O</b>	
. . . . .	378	Ossature :	
		Bâtiments . . . . .	312
		Poteaux . . . . .	93, 216
		Poutres . . . . .	93
		Outillage des chantiers . . . . .	446



P		Pages.	Pages.
Palplanches :			
Construction . . . . .	298		
Dans les murs de quai . . . . .	431		
Dans les piles de pont . . . . .	380		
Parapets de ponts . . . . .	384		
Parquets :			
Fixation . . . . .	322		
Poids . . . . .	341		
Pièces comprimées . . . . .	174, 205, 274		
Fléchies. . . . .	17, 173, 218, 270		
Tendues . . . . .	173, 284		
Pierraille :			
Grosneur . . . . .	88		
Poids. . . . .	88		
Pieux :			
Battage. . . . .	304		
Coulés dans le sol . . . . .	299		
Détails de construction. . . . .	299		
Exemples. . . . .	301		
Moules . . . . .	144, 301		
Dans bâtiments. . . . .	303		
Dans fondations des culées. . . . .	380		
Sous murs de quai. . . . .	468		
Sous murs de soutènement. . . . .	468		
Piles de pont :			
Calculs . . . . .	384, 435		
Construction. . . . .	380		
Plafonds :			
Fixation. . . . .	135, 318, 322		
Poids . . . . .	341		
Planchers :			
Anerages. . . . .	337		
Ecartement des poutres. . . . .	319		
Evidés . . . . .	317, 322		
Moments . . . . .	219		
Surcharges variables . . . . .	248		
Poids :			
Aciers ronds . . . . .	40		
Bétons . . . . .	113		
Charbons. . . . .	32		
Ciment. . . . .	76		
Cloisons en briques. . . . .	341		
Fers profilés . . . . .	9, 12, 13, 46		
Feuillards . . . . .	41		
Grains . . . . .	32		
Graviers . . . . .	88		
Maçonneries . . . . .	33		
Matériaux de construction . . . . .	33		
Parquets. . . . .	341		
Pavages . . . . .	383		
Plafonds. . . . .	341, 342		
Planchers . . . . .			311
Sable. . . . .			87
Terres . . . . .			31
Toitures . . . . .			349
Ponts :			
En arc. . . . .	408, 436		
Culées. . . . .	380, 408, 410, 433		
Fondations. . . . .	380, 411		
Piles. . . . .	380, 411, 435		
Poutres en dessous. . . . .	377		
Poutres formant parapets. . . . .	397		
Pressions du vent . . . . .	370		
Surcharges. . . . .	369		
Tablier. . . . .	377, 400, 408		
Poteaux :			
En acier . . . . .	338		
Armatures. . . . .	171, 205		
Calculs. . . . .	212		
Charges. . . . .	8, 205		
Coffrages. . . . .	135		
Détails de construction. . . . .	171, 154, 216		
Ecartement. . . . .	316		
Vérification. . . . .	205		
Poussées :			
Ares . . . . .	430		
Toitures. . . . .	351, 354		
Dues à l'eau . . . . .	291, 505		
Dues aux grains. . . . .	488		
Dues aux terres . . . . .	453		
Dues au vent. . . . .	346, 350		
Sur les appuis de poutre. . . . .	222		
Sur les culées de pont. . . . .	413, 431, 440		
Poutres :			
Voir systèmes de construction.			
A arcades . . . . .	402		
Appuis dans murs . . . . .	336		
Armatures . . . . .	173		
En arc. . . . .	430		
Calculs . . . . .	250, 257, 262, 355		
Causes de rupture . . . . .	228		
Circulaires sur poteaux. . . . .	514		
Coffrages. . . . .	135		
Continues . . . . .	28, 31		
Ecartement. . . . .	319		
Encastrement dans murs. . . . .	219, 336		
Evidées . . . . .	402		
Exécution . . . . .	154, 156		
Hauteur . . . . .	256, 320		
Moments. . . . .	219		
Paraboliques. . . . .	397		
Vérification . . . . .	249, 256		
Pouzzolanes . . . . .			84
Pressions :			
Voir poussées.			



	Pages.		Pages.
Traction :		Fixation aux réservoirs. . . . .	509
Simple. . . . .	173	Joints . . . . .	538
Avec flexion. . . . .	177, 284		
Trass, 84.		<b>V</b>	
Travail du béton en tension . . .	124, 232	Vides dans :	
Travail des matériaux :		Bétons. . . . .	105, 576
Dans planchers. . . . .	229	Sable . . . . .	89
Dans ponts. . . . .	373	Gravillon et pierraille. . . . .	89
Traverses de chemin de fer. . . . .	560	Mortier. . . . .	99
Trellis métalliques. . . . .	94, 193, 226	Vitesse des chantiers . . . . .	146
Trémies . . . . .	494	Voûtes :	
Tunnels . . . . .	542	Voir arcs.	
Tuyaux :		Différents types. . . . .	408
Calculs. . . . .	531	Pour toitures. . . . .	353
Fabrication. . . . .	103, 142, 536		



# CATALOGUE DE LIVRES

SUR

## L'ARCHITECTURE

PUBLIÉS PAR

*La Librairie Polytechnique CH. BÉRANGER*

15, RUE DES SAINTS-PÈRES, A PARIS

21, RUE DE LA RÉGENCE, A LIÈGE

*Le catalogue complet est envoyé franco sur demande.*

### Annales de la construction

Nouvelles Annales de la construction, fondées par OPPERMANN. — 12 livraisons par an formant 1 beau volume de 50 à 60 planches et 200 colonnes de texte.

Abonnements : Paris, 15 fr. — Départements, Belgique et colonies françaises, 18 fr. — Union postale, 20 fr.

Prix de l'année parue, reliée, 20 fr.

### Agenda Oppermann.

Agenda Oppermann paraissant chaque année, Élégant carnet de poche contenant tous les chiffres et tous les renseignements techniques d'un usage journalier. Rapporteur d'angles, coupe géologique du globe terrestre, guide du mètreur. — Résumé de géodésie. — Poids et mesures, monnaies françaises et étrangères. Renseignements mathématiques et géométriques. — Renseignements physiques et chimiques. — Résistance des matériaux. — Electricité. — Règlements administratifs. Dimensions du commerce. — Prix courants et séries de prix. — Tarifs des Postes et Télégraphes.

Relié en toile, 3 fr. ; en cuir, 5 fr. — Pour l'envoi par la poste, 25 c. en plus.

### Traité d'architecture.

Traité d'architecture, par L. CLOQUET, professeur à l'Université de Gand.

Tome I et II : *Éléments de l'Architecture*. Murs, voûtes, arcades, portes, fenêtres, cheminées, charpente, menuiserie, planchers, escaliers, combles, couvertures, 2 volumes grand in-8°, avec 2,260 figures dans le texte, 2<sup>e</sup> édition . . . . . 30 fr.

Tome III : *Hygiène, chauffage et ventilation*. 1 volume grand in-8°, avec 103 figures dans le texte. *En réimpression. Nouvelle édition, prix approximatif* . . . . . 10 fr.

Tome IV : *Types d'édifices*. Habitations privées ou collectives. Entrepôts. Marcés. Abattoirs. Bourses et banques. Ecoles. Bibliothèques. Musées. Hôtels de ville. Mairies. Parlements. Préfectures. Tribunaux. Prisons. Hôpitaux. Hospices. Gares. Hôtels des postes. Théâtres. Panoramas. Casinos. Cirques. Manèges. Tirs. Bains et lavoirs. Tombeaux. Cimetières. 1 volume grand in-8° avec 535 figures dans le texte . . . . . 20 fr.

Tome V : *Esthétique de l'Architecture. Composition et décoration*. 1 volume in-8° avec 880 figures dans le texte. . . . . 20 fr.

### Dictionnaire d'architecture.

Dictionnaire d'architecture donnant l'explication de tous les termes employés en architecture, beaux-arts, jurisprudence et travaux publics, par H. GUÉDY, architecte. 1 volume in-8° contenant 368 figures dans le texte. Relié . . . . . 12 fr. 50

### Histoire des styles d'architecture.

Histoire des styles d'architecture dans tous les pays, depuis les temps les plus anciens jusqu'à nos jours. Les ordres. Caractéristiques des styles. Ornementation. Sculpture. Peinture. Serrurerie. Arts divers, par E. BARBEROT, architecte, 2 volumes, grand in-8° Jésus, avec 928 figures dans le texte. . . . . 40 fr.

### Art architectural.

L'art architectural en France, depuis François 1<sup>er</sup> jusqu'à Louis XVI, par ROUYER, architecte, avec texte par ALFRED DARCEL, directeur du Musée de Cluny. Motifs de décoration intérieure et extérieure, dessinés d'après des modèles exécutés et inédits des principales époques de la Renaissance, comprenant : salons, chambres à coucher, vestibules, cabinets de travail, bibliothèques, lambris, plafonds, voûtes, cheminées, portes, fenêtres, fontaines, grilles, stalles, chaires à prêcher, tombeaux, vases, glaces, etc. 2 volumes grand in-4° contenant 200 planches et texte . . . . . 200 fr.

### Décorations intérieures.

Décorations intérieures de l'époque de la Renaissance (de François 1<sup>er</sup> à Louis XIII), boiseries, panneaux, meubles, relevés, mesurés et dessinés, avec coles, échelles, profils et détails d'exécution, par EUGÈNE ROUYER, architecte, auteur de l'Art architectural en France, etc. 1 volume in-folio contenant 100 planches et texte. 125 fr.

## Architecture moderne.

L'architecture moderne en France. Plans, coupes, élévations, profils et détails de construction et d'ornementation comprenant, outre les plans et les façades des maisons, une quantité énorme de détails de portes, fenêtres, corniches, balcons, vestibules, chapiteaux, entablements, etc., par F. BARQUI, architecte. 1 volume in-folio contenant 120 planches et texte . . . . . 100 fr.

## Architecture.

Petit manuel d'architecture, notions générales, historique, renseignements pratiques, par A. KRAFFT, architecte. 1 volume in-8°, 2<sup>e</sup> édition, avec 195 figures dans le texte. . . . . 5 fr.

## Maisons à Bruxelles.

Parallèle des maisons de Bruxelles et des principales villes de la Belgique, représentées en plans, élévations et coupes, détails intérieures et extérieures, par CAS-TERMANS. 2 volumes in-folio contenant 240 planches. . . . . 160 fr.

## Architecture intérieure.

L'architecture intérieure : portes, vestibules, escaliers, antichambres, salons, salles à manger, chambres à coucher, bibliothèques, bureaux de banque et de journaux, devantures et intérieurs de boutiques, etc. — Ensembles, détails et plans, coupes, élévations et profils, par DAUBOING. 1 volume in-folio contenant 40 planches et texte . . . . . 50 fr.

## Traité de constructions civiles.

Traité de constructions civiles. Fondation, maçonnerie, pavage et revêtements, marbrerie, vitrerie, charpente en bois et en fer, couverture, menuiserie et ferrures, escaliers, monte-plats, monte charges et ascenseurs, plomberie d'eau et sanitaire, chauffage et ventilation, décoration, éclairage au gaz et à l'électricité, acoustique, matériaux de construction, résistance des matériaux, renseignements généraux, par E. BARBEROT, architecte. 4<sup>e</sup> édition. 1 volume in-8°, avec 1.328 figures dans le texte dessinées par l'auteur. Relié. . . . . 20 fr.

## Législation du bâtiment.

Traité pratique de la législation des bâtiments et des usines. Voirie, mitoyenneté, clôtures, servitudes, assainissement, propriété, bornage, vente d'immeubles, contributions, location, réparations locatives, concours publics, honoraires, législation, jurisprudence, usages locaux, etc., à l'usage des architectes, des ingénieurs, des entrepreneurs, des conducteurs des ponts et chaussées, des agents voyers, des propriétaires et des locataires, par E. BARBEROT, architecte. 3<sup>e</sup> édition. 1 volume in-8°, contenant 861 figures dans le texte, relié . . . . . 20 fr.

## Maçonnerie.

Architecture et constructions civiles, Maçonnerie, pierres et briques, leur emploi dans les maçonneries, proportion des murs, fondations, murs de cave et murs en élévation, des moulures et des ordres, décoration des murs extérieurs des édifices, cloisons, planchers, voûtes, escaliers en maçonnerie, éléments de décoration intérieure, revêtement des sols, roches naturelles, chaux et ciments, du plâtre, produits céramiques, par J. DEXFER, architecte, professeur à l'Ecole centrale. 2 volumes grand in-8°, avec 794 figures dans le texte . . . . . 40 fr.

## Menuiserie.

Traité pratique de menuiserie. Bois employés en menuiserie, assemblages, détails divers, lambris, cloisons, armoires fixes, portes intérieures et extérieures, petits et grands châssis, fenêtres ou croisés, volets ou contrevents, persiennes, têtes de poteaux, culots, pendentifs, palissades, clôtures, consoles, bois découpé, cheminées en bois, plafonds en bois, escaliers, pilastres et balustres de rampes, balustrades, balcons, stalles d'écuries, divers, devantures de boutiques, moulures, profils divers, parquets, renseignements généraux, par E. BARBEROT, architecte. 1 volume grand in-8°, avec 861 figures dans le texte. Relié. . . . . 20 fr.

## Charpente.

Traité pratique de charpente en bois, de charpente mixte bois et fer. Assemblages, poteaux, pans de bois, linteaux, poitrails, poutres, planchers, combles, étalements, échafaudages, appareils de levage, cintres, travaux de fondations et hydrauliques, passerelles, ponts, escaliers, bois de charpente, résistance des bois, renseignements divers, par E. BARBEROT, architecte. 1 volume grand in-8° contenant 1369 figures dans le texte. Relié. . . . . 25 fr.

## Manuel du Constructeur en ciment armé.

Manuel théorique et pratique du constructeur en ciment armé. Historique, propriété du ciment armé, calcul du ciment armé, circulaire mini-érielle, instruction, relatives à l'emploi du béton armé, calcul des pièces comprimées, des pièces tendues, des pièces comprimées et fléchies, des armatures transversales, choix et préparation des matériaux, coffrage. *Fondations et Travaux hydrauliques.* Généralités sur les travaux de fondations par semelles et radiers, sur pieux, par pylones comprimés, sur puits, tubulaires et sur caissons, travaux hydrauliques. *Travaux publics.* Ponts à travées rectilignes, en arc, calcul des arcs, réservoirs, canalisations, murs de soutènement. *Constructions industrielles et particulières.* Planchers d'usines et de maisons d'habitation, poutres creuses fabriquées d'avance, cloisons, escaliers, toitures, encorbellements. *Travaux divers.* Traverses de che-

mins de fer, supports de canalisation aérienne, digues, Principes de la construction du béton fretté par N. DE TÉDESCO, ingénieur des arts et manufactures et V. FORESTIER, ingénieur des arts et métiers (avec une note sur le calcul des arcs par M. H. LOSSIER). 1 volume in-8° contenant 242 figures dans le texte. Relié. 20 fr.

**Le Béton armé.**

Le béton armé. Etude théorique et pratique, généralités, théorie et applications du béton armé avec essais et constructions de la maison Wayss et Freytag à Neustadt par E. MÖRSCH, Professeur à l'Ecole polytechnique de Zürich, traduit de l'allemand par MAX DUBOIS, ingénieur diplômé de l'Ecole polytechnique de Zürich. 1 volume grand in-8°, avec 350 figures dans le texte. Relié . . . . . 20 fr.

**Constructions en béton armé.**

Traité pratique des constructions en béton armé. Ouvrage établissant des formules simples et donnant des renseignements pratiques pour l'étude des constructions en béton armé. Résistance des pièces en béton armé. Etablissement des formules classiques. Intensité des moments fléchissants et des efforts tranchants des poutres droites. Etablissement, récapitulation et application des formules pratiques. Compression. Flexion simple et composée. Agencement des organes, agencement des ouvrages, par L. COSYN, architecte principal des chemins de fer de l'Etat belge. 1 volume in-8°, contenant 131 figures dans le texte. Relié. . . . . 10 fr.

**Béton de ciment armé.**

Calcul des poutres droites et planchers en béton de ciment armé, par L. LEFORT, ingénieur en chef des ponts et chaussées. 1 volume in-8° avec 7 abaques représentant des formules et 48 gravures dans le texte, relié . . . . . 8 fr.

**Résistance du béton et du ciment armé.**

Traité théorique et pratique de la résistance des matériaux appliqués au béton et au ciment armé. *Propriétés générales* du ciment, des mortiers et des bétons. Calcul des ouvrages en béton. Considérations générales. Théories de Coignet, Christophe, Léon Stellet, Lefort, Rézal, Harel de la Noë. Méthodes de Ritter, de l'association des fabricants de ciment allemands, de Melau, de Planat, de Fritz von Emperger, de A. Maurel, de Considère. Méthodes semi-empiriques. *Calcul du ciment armé*. Généralités, compression, extension, flexion, cisaillement, efforts maxima des directions obliques, calcul des flèches. *Formules simplifiées*. Eléments de planchers, résultats d'essais de ruptures. Béton fretté, par N. DE TÉDESCO, ingénieur des arts et manufactures, et A. MAUREL, ingénieur constructeur, 1 volume grand in-8°, 2<sup>e</sup> édition, contenant 196 figures dans le texte. Relié. . . . . 25 fr.

**Habitations ouvrières.**

Les habitations ouvrières en tous pays, par MULLER et CACHEUX, 2<sup>e</sup> édition. 1 volume grand in-8° et 1 atlas de 78 planches in-4° . . . . . 60 fr.

**Habitations ouvrières. Supplément.**

Les habitations ouvrières en tous pays. Supplément à la deuxième édition de l'ouvrage ci-dessus, de MM. A. MULLER et CACHEUX, publié en 1889, par EM. CACHEUX, ingénieur des arts et manufactures, membre du conseil supérieur des habitations à bon marché, président de la société des habitations économiques de la Seine. 1 album grand in-4°, contenant 40 planches et un texte descriptif réunis dans un carton . . . . . 25 fr.

**Habitations ouvrières.**

Etat des habitations ouvrières à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, par EMILE CACHEUX. 1 volume grand in-8° avec 18 planches. . . . . 4 fr.

**L'Économiste pratique.**

L'Économiste pratique. Construction et organisation des crèches, salles d'asile, écoles, habitations ouvrières et maisons d'employés, hôtels pour célibataires, cuisines économiques, bains, lavoirs, cercles populaires, nourriceries, maternités, dispensaires, hôpitaux, hospices, asiles de nuit, postes de secours. Mécanisme, statuts, règlements des institutions de prévoyance et de bienfaisance, par CACHEUX. 1 volume grand in-8° et 1 atlas de 72 planches in-4°. . . . . 40 fr.

**Asiles d'aliénés.**

Etudes pour servir à la construction des asiles d'aliénés. — Programme. — Emplacement pour l'établissement de l'asile. — Dimensions principales des pavillons et des salle d' malades. — Description des divers quartiers. — Services généraux. — Description des principaux asiles français. — Asiles de la Seine. — Considérations sur la construction des asiles d'aliénés en Angleterre et en Ecosse, par J. SANDRET, architecte du gouvernement. 1 volume grand in-8° avec planches et figures intercalées dans le texte. . . . . 12 fr. 50

**Théâtres.**

Traité de la construction des théâtres. Historique, principes généraux de la construction des théâtres modernes, machinerie, éclairage, chauffage et ventilation, acoustique, précautions contre l'incendie. parallèle des théâtres, théâtres de société, par ALPHONSE GOSSERT, architecte. 1 beau volume in-4° avec figures dans le texte et 62 planches montées sur onglets. Prix, relié . . . . . 75 fr.

## Chauffage et ventilation.

Traité théorique et pratique de chauffage et de ventilation. Guide pour le calcul et l'établissement des projets et installations de chauffage et de ventilation, à l'usage des ingénieurs, constructeurs, architectes, entrepreneurs, etc. I. *Ventilation*. Propriétés de l'air. Nécessité, importance et obtention du renouvellement de l'air. Disposition, exécution et détermination des différentes parties, respectivement des dimensions d'une installation de ventilation. Projets et calculs d'installation de ventilation. II. *Chauffage*. Production et utilisation de la chaleur. Quantité de chaleur nécessaire pour l'échauffement d'un local clos. Généralités sur les installations de chauffage. Chauffage local, chauffage à eau chaude, à eau très chaude, à vapeur à haute pression, à vapeur à basse pression, mixte, combiné et à air chaud. Rafraîchissement des locaux. Adjudication et installations de ventilation et de chauffage. Essais des installations par le D<sup>r</sup> H. RIETSCHEL, ingénieur, Conseiller intime du gouvernement, Professeur à l'École des Hautes Etudes techniques de Berlin. Traduit de l'allemand sur la quatrième édition, par LÉON LASSON, deux forts volumes in-8°, dont un de texte contenant 92 figures, et un de 25 tables et de 35 planches. Reliés . . . . . 30 fr.

## Chauffage et ventilation.

Fumisterie, chauffage et ventilation. Foyers. Tuyaux de fumée. Cheminées. Surfaces de chauffe. Refroidissement des édifices. Chauffage par cheminées. Chauffage par poêles. Calorifères à air chaud. Chauffage à vapeur. Chauffage à eau chaude. Ventilation. Fourneaux de cuisine, par J. DENFER, architecte. 1 volume grand in-8° avec 375 figures dans le texte . . . . . 25 fr.

## Salubrité des maisons.

Hygiène publique et privée. La plomberie au point de vue de la salubrité des maisons. Eau. Air. Lumière. Canalisations des habitations. Siphons. Tuyaux de chute. Appareils des water-closets. Installation des water-closets. Baignoires. Lavabos. Bacs. Éviers. Laveries. Urinoirs. Puitsarts. Eaux pluviales. Ventilation. Essais comparatifs de divers ventilateurs, par STEVENS HELVEG, traduit sur la 5<sup>e</sup> édition anglaise par G. POUPARD fils. 1 volume grand in-8° contenant 329 figures dans le texte et 22 planches hors texte. Relié. . . . . 15 fr.

## Installations sanitaires.

Hygiène appliquée. Les installations sanitaires des habitations privées et collectives. Conduites souterraines ou drains. Disconnection de l'égout privé et de l'égout collectif. Réservoirs de chasse. Disconnexions. Tuyaux de chute des water-closets. Tuyaux de décharge des éviers, bassins, baignoires, etc. Tuyaux de descente des eaux pluviales. Appareils sanitaires. Water closets. Eviers. Bains. Lavabos. Urinoirs. Union des appareils à la canalisation. Contrôle de la canalisation intérieure-emploi des fontes sanitaires, etc., par le D<sup>r</sup> FÉLIX PUTZEYS, professeur à l'Université de Liège, et E. PUTZEYS, ingénieur en chef des travaux publics et du service des eaux de la ville de Bruxelles. 2<sup>e</sup> édition. 1 volume in-8° avec 140 figures dans le texte. Relié . . . . . 10 fr.

## Plomberie.

Plomberie. Eau, assainissement et gaz. Tuyauteries, appareils d'arrêt et de puisage, prises d'eau, pompes, compteurs, canalisation, réservoirs d'eau, appareils utilisateurs d'eau et leurs décharges, canalisation des eaux résiduaires d'une propriété, gaz, canalisations et accessoires, compteurs et régulateurs, brûleurs et appareils, par J. DENFER, architecte, professeur à l'École Centrale. 1 volume grand in-8° avec 391 figures dans le texte. . . . . 20 fr.

## Stabilité des constructions.

Traité élémentaire de la stabilité des constructions. Principes de résistance et de statique graphique. Poutres droites et courbes. Charpentes en bois et en métal. Aiguilles de barrage. Arcs articulés et encastrés. Piles métalliques. Ponts grues, ponts tournants, ponts suspendus. Portes d'écluses et vannes. Barrages et voûtes en maçonnerie. Murs de soutènement. Pieux à vis. Applications. Renseignements numériques. Règlements ministériels, par E. MÉToux, Ingénieur des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec 400 figures dans le texte. Relié . . . . . 30 fr.

## Serrurerie et constructions en fer.

Traité pratique de serrurerie. Constructions en fer et serrurerie d'art. — Planchers en fer, linteaux, filets, poutres ordinaires et armées. — Colennes en fonte, consoles en fonte, colonnes en fer creux, pans de fer, montants en fer composés. — Charpentes en fer, combles, hangars, marchés couverts. — Passerelles et petits ponts. — Escaliers en fer. — Châssis de couches, bâches, serres, jardins d'hiver, chauffage, vitricerie. — Volières, tonnelles, kiosques. — Auvents, marquises, vérandahs, bow-window. — Grilles, panneaux de portes, rampes. — Éléments divers de serrurerie et de ferronnerie d'art. — Principaux assemblages employés en serrurerie, etc., etc., par E. BARBEROT. 3<sup>e</sup> édition, 1 volume grand in-8° avec 1153 figures dans le texte . . . . . 25 fr.

## Serrurier-constructeur.

Manuel du serrurier-constructeur. — Fonte, fer et acier. — Influence de la fabrication. — Coefficients usuels. — Centres de gravité. — Moments d'inertie. — Calcul des charges et surcharges. — Traction. — Compression. — Glissement. — Flexion simple et composée. — Fermes triangulées et en arc. — Poutres en treillis. — Contreventement. — Assemblages. — Renseignements mathématiques. — Poids



et mesures du commerce. — Tableaux et calculs faits de résistance. — Documents relatifs aux constructions; à l'usage des ingénieurs, architectes, constructeurs, conducteurs de travaux, dessinateurs, contremaîtres, vérificateurs, etc., etc., par LÉON GRIVEAUD, ingénieur. 1 volume grand in-8° contenant près de 300 tableaux, plus de 800 formules usuelles, 250 figures intercalées dans le texte et de nombreux tracés graphiques et applications numériques. Relié. . . . . 20 fr.

### Barème du poids des métaux.

Barème du poids des métaux. Poids, volumes, surfaces, cylindres, sphères, développements des circonférences, longueurs des côtés des corps métalliques creux et pleins, en fonte, en fer, en laiton, en cuivre et en plomb pour toutes les sections de millimètre en millimètre, depuis un jusqu'à mille. Ouvrage indispensable aux architectes, ingénieurs, métallurgistes, mécaniciens, constructeurs, des sinateurs, calculateurs, métreurs, vérificateurs, entrepreneurs de travaux, et généralement à tous ceux qui vendent, achètent ou emploient les métaux, par A. JACQUET, ex-conducteur des ponts et chaussées, ancien élève de l'école des arts et métiers de Châlons-sur-Marne, troisième édition, revue et complétée par LÉON GRIVEAUD, ingénieur. 1 volume in-8°, prix relié . . . . . 7 fr. 50

### Manuel du charpentier en fer.

Manuel pratique du charpentier en fer à l'usage des constructeurs, contrôleurs de travaux, chefs d'ateliers, chefs ouvriers, ouvriers et des élèves de l'École polytechnique, des écoles professionnelles (École centrale, École des Arts et Métiers), etc. Traitant du petit et du gros outillage, des épures, des ouvrages, de leur tracé, de leur exécution, de leur vérification avant la livraison, de l'organisation des ateliers de construction de ponts et charpentiers en fer, escaliers en fer en général, etc., etc., par L. DELALOE, ingénieur civil, ancien élève des écoles d'Arts et Métiers. Ex-chef d'ateliers, etc. 3<sup>e</sup> édition revue et augmentée. 1 volume in-8°, avec 110 figures dans le texte et 10 planches hors texte . . . . . 7 fr. 50

### Charpentes. — Ponts.

Charpentes, ponts, pièces chargées debout, réservoir, pylône, fondations, cheminée, poteaux de toiture, châssis à molettes, la Grande roue de Paris, par ANDRÉ VAUTHIER, ingénieur en chef des ateliers de construction de Hal. 3<sup>e</sup> édition. 1 volume in-8°, contenant de nombreuses figures et 15 planches. . . . . 7 fr. 50

### Charpentes métalliques.

Les principes de la construction des charpentes métalliques. Principes et problèmes de résistance des matériaux, propriétés mécaniques des métaux employés dans la construction des charpentes, composition générale des charpentes, détermination des forces intérieures dans les barres d'un plan de charpente, construction des barres, construction et calcul des assemblages, calcul des barres, ponts à poutres droites, ponts à travées indépendantes, ponts à travées solidaires, charpentes de combles, supports, chevalements pour puits d'extraction, estacades d'usines, par H. DÉCHAMPS, professeur à la faculté technique de l'université de Liège. 3<sup>e</sup> édit. revue et augmentée. 1 volume in-8° avec 387 figures dans le texte. Relié . . . . . 17 fr. 50

### Échafaudages rapides.

Rapport du Comité des Constructions des Beaux-Arts sur les échafaudages rapides, par M. A. MORREAU. 1 broch. in-4° avec figures . . . . . 2 fr.

### Construction des usines.

Construction des usines au point de vue de l'hygiène, forces motrices, transmission d'énergie, éclairage, sécurité du personnel, appareils de chauffage, appareils de ventilation et d'humidification, canaux de distribution, entretien des usines, cités et maisons ouvrières, enlèvement des poussières, vapeurs, gaz, buées, applications. Appareils de séchage. Jurisprudence en matière de sécurité et d'hygiène industrielle. Notes, par MANIGRET, ingénieur-architecte. Ancien élève des écoles d'Arts et Métiers. 4 volume grand in-8°, contenant 101 figures dans le texte, relié. . . . . 15 fr.

### Tombeaux.

Recueil des tombeaux les plus remarquables exécutés de nos jours et représentés en perspective, par BOUSSARD. 1 volume in-4°, contenant 52 planches gravées par Guillaumot père et fils. . . . . 50 fr.

### Réparation des églises.

Traité de la réparation des églises. Principes d'archéologie pratique, par RAYMOND BORDEAUX. 1 volume in-8°, avec 90 figures dans le texte . . . . . 7 fr. 50

### Architecture de la Syrie centrale.

Architecture civile et religieuse du 1<sup>er</sup> au vi<sup>e</sup> siècle dans la Syrie centrale, par M. le marquis DE VOÛË. 2 vol. grand in-4°, contenant 45 gravures sur bois intercalées dans le texte. 3 cartes et 151 planches, gravées sur acier par LÉON GAUCHEREL et AUGUSTE GUILLAUMOT, d'après les dessins de MM. DE VOÛË et DUTHOIT, architecte. . . . . 150 fr.

### Saint-Pierre de Rome.

Les projets primitifs pour la basilique de Saint-Pierre de Rome, par BRAMANTE, RAPHAËL SANZIO, FRA GIOCONDO, les SANGALLO, etc., publiés pour la première fois en

fac-similés, avec des restitutions nombreuses et un texte par le baron HENRY DE GRYMÜLLER, architecte, 1 volume de texte grand in-4° en deux langues, français et allemand, imprimé sur papier de Hollande, contenant des figures intercalées et 6 planches in-4° tirées à part; et un atlas de 55 planches grand in-folio en noir et en couleurs, imprimées sur papier de Hollande, avec lettres en français et en allemand. . . . . 175 fr.

**Maisons à loyer.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Maison de rapport, rue de l'Ouroq à Paris, avec 2 planches. Livraison de novembre 1906. . . . . 2 fr.  
 Maison de rapport rue des Laitières à Vincennes (Seine) avec 3 planches. Livraison de juillet 1908. . . . . 2 fr.  
 Maison de rapport à Brunoy (Seine-et-Oise) avec 2 planches. Livraison de juillet 1909. . . . . 2 fr.  
 Maison de rapport, rue Hallé, à Paris, avec 2 planches. Livraison de mars 1911. . . . . 2 fr.  
 Maison de rapport à Fontenay-sous-Bois, avec 2 planches. Livraison de juin 1911. . . . . 2 fr.

**Hôtels particuliers.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Hôtel, rue Friant, à Paris, avec 1 planche. Livraison d'août 1893. . . . . 2 fr.  
 Hôtel avec dépendances à Châtillon, avec une planche. Livraison de septembre 1893. . . . . 2 fr.  
 Petit hôtel, rue Gutenberg, 10, à Montrouge, avec 1 planche. Livraison de mars 1894. . . . . 2 fr.  
 Hôtel et habitation particulière et de location, rue Bizet, à Paris, avec 1 planche. Livraison de juin 1896. . . . . 2 fr.  
 Maison d'habitation d'un directeur d'usine, à Saint-Quentin, avec 1 planche. Livraison de juin 1897. . . . . 2 fr.  
 Petite maison d'habitation place Saint-Jacques à Paris, avec 1 planche. Livraison de juillet 1906. . . . . 2 fr.  
 Maison des dames des postes, télégraphes et téléphones, rue de Lille, 41, à Paris, avec 2 planches. Livraison de mars 1907. . . . . 2 fr.  
 Hôtel particulier, boulevard Maritime au Havre, avec 2 planches. Livraison de décembre 1910. . . . . 2 fr.

**Maisons de campagne.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Petite maison d'habitation particulière à Bois-Combres et à Asnières (Seine), avec 2 planches. Livraison de décembre 1906. . . . . 2 fr.  
 Petites maisons d'habitation avenue de la Gare, à Nanterre (Seine), avec 2 planches. Livraison de juillet 1907. . . . . 2 fr.  
 Petites maisons d'habitation à Ablon et à Brunoy (S.-et-O.) avec 2 planches. Livraison d'octobre 1907. . . . . 2 fr.  
 Cottage d'artisan à Saint-Trond (Belgique), avec 2 planches. Livraison de janvier 1908. . . . . 2 fr.  
 Maison d'habitation particulière à Neauphle-le-Château (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison de décembre 1908. . . . . 2 fr.  
 Cottage à la Baule (Loire-Inférieure), avec 1 planche. Livraison de janvier 1909. . . . . 2 fr.  
 Petites maisons de campagne à Sceaux-Robinson (Seine) et à la Haye-du-Puits (Manche), avec 2 planches. Livraison d'avril 1909. . . . . 2 fr.  
 Villa à Hasselt (Belgique), avec 2 planches. Livraison d'octobre 1909. . . . . 2 fr.  
 Villa aux Coteaux de Saint-Cloud (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison de janvier 1910. . . . . 2 fr.  
 Cottage à Brunoy-les-Beausserons (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison d'avril 1910. . . . . 2 fr.  
 Villa suburbaine à Bois-Colombe (Seine), avec 2 planches. Livraison de mai 1910. . . . . 2 fr.  
 Villas suburbaines à Vaucresson (Seine-et-Oise) et à Sceaux (Seine), avec 2 planches. Livraison de juin 1910. . . . . 2 fr.  
 Petite maison d'habitation à Sartrouville (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison de novembre 1910. . . . . 2 fr.  
 Villa à Sainte-Adresse-Plage (Seine-Inférieure), avec 2 planches. Livraison de janvier 1911. . . . . 2 fr.  
 Villa à Concarneau (Finistère), avec 1 planche. Livraison de février 1911. . . . . 2 fr.  
 Villa à Houppertingen (Belgique), avec 2 planches. Livraison de mai 1911. . . . . 2 fr.  
 Villa dans un jardin à Châtenay (Seine), avec 2 planches. Livraison de septembre 1911. . . . . 2 fr.

**Constructions pittoresques.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Pavillon en charpente en bois, avec 1 planche. Livraison de juillet 1886. . . . . 2 fr.  
 Casino de Dieppe, avec 1 planche. Livraison de juin 1889. . . . . 2 fr.  
 Kiosque-orchestre à Bar-le-Duc, avec 1 pl. Livraison de février 1890. . . . . 2 fr.

Jardin colonial de Nogent-sur-Marne, avec 2 pl. Livraison d'avril 1901 . . .	2 fr.
Maisons démontables, système Pease. Livraison de mars 1903. . .	2 fr.
Kiosque-abri pour orchestre à Saint-Denis (Seine), avec 1 planche. Livraison de juillet 1904 . . .	2 fr.
Maison de gardien à Saint-Amand (Cher), avec 1 planche. Livraison de janvier 1907 . . .	2 fr.
Ecole nationale supérieure d'Agriculture coloniale au jardin colonial de Nogent-sur-Marne, avec 3 planches. Livraison de novembre 1907 . . .	2 fr.

**Bâtiments d'écoles.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.

Nouveau groupe scolaire à Saint-Ouen, avec 3 pl. Livraison de mars 1903. . .	2 fr.
Groupe scolaire (école de garçons, école de filles), à Saint-Ouen-l'Aumône (Seine-et-Oise), avec 3 planches. Livraison d'avril 1903 . . .	2 fr.
Nouvelles écoles à Antony, avec 2 planches. Livraison de septembre 1903. . .	2 fr.
Groupe scolaire à Saint-Cloud, avec 2 planches doubles. Livraison de septembre 1909 . . .	2 fr.
Groupe scolaire à Fontenay-sous-Bois, avec 2 planches. Livraison d'octobre 1910 . . .	2 fr.
Ecole mixte et mairie à Orcemont (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison d'avril 1911. . .	2 fr.

**Hospices et hôpitaux.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.

Crèche, avenue de Bétheny, à Reims, avec 2 planches. Livraison de juin 1902. . .	2 fr.
Maison de santé à Roscoff, avec 2 planches. Livraison de janvier 1903 . . .	2 fr.
Pavillon de chirurgie à l'asile clinique de Sainte-Anne, rue d'Alésia, à Paris, avec 2 planches. Livraison de juillet 1903. . .	2 fr.
Asile temporaire à Billancourt, avec 2 pl. Livraison de septembre 1903 . . .	2 fr.
Crèche du XVII <sup>e</sup> arrondissement, avenue Mac-Mahon à Paris, avec 2 planches. Livraison de janvier 1904. . .	2 fr.
Dispensaire municipal à Saint-Maur, avec 2 pl. Livraison de mai 1904 . . .	2 fr.
Crèche dite « de la Santé », rue d'Alésia (XIV <sup>e</sup> arrondissement), Ch. Dupuy, architecte, avec 2 planches. Livraison de janvier 1906 . . .	2 fr.
Maison maternelle, avenue Montouris (XIV <sup>e</sup> arrondissement à Paris), avec 2 planches doubles. Livraison d'août 1909 . . .	2 fr.
Dispensaire du D <sup>r</sup> Gibert, au Havre, avec 2 planches. Livraison d'octobre 1910. . .	2 fr.

**Edifices administratifs.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.

Nouvel hôtel des Postes et Télégraphes, à Gand (Belgique), avec 2 planches doubles. Livraison d'avril 1900 . . .	2 fr.
Caserne municipale de sapeurs-pompiers, rue Carpeaux, à Montmartre, avec 2 planches. Livraison d'octobre 1900 . . .	2 fr.
Nouvelles prisons départementales de la Seine, à Fresnes-lès-Rungis (Seine), avec 3 planches. Livraison de novembre 1900 . . .	2 fr.
Caserne départementale de gendarmerie à Ivry (Seine), avec 2 planches. Livraison de janvier 1901 . . .	2 fr.
Mairie de Neuilly-en-Thelle (Oise), avec 3 pl. Livr. de décembre 1901 . . .	2 fr.
Hôtel des Postes et des Télégraphes à Arles (Bouches-du-Rhône), avec 3 planches. Livraison d'avril 1902 . . .	2 fr.
Caserne départementale de gendarmerie au Bourget (Seine), avec 2 planches. Livraison de janvier 1903. . .	2 fr.
Caserne de gendarmerie à Clamart, avec 2 pl. Livr. de novembre 1905. . .	2 fr.
Petit hôtel des Postes, Télégraphes et Téléphones à Maule (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison de mai 1906 . . .	2 fr.
Ecole mixte et mairie à Orcemont (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison d'avril 1911 . . .	2 fr.

**Habitations ouvrières.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.

Colonie ouvrière de Leinhausen, près Hanovre, avec 2 planches. Livraison d'avril 1887. . .	2 fr.
Maisons ouvrières à la Spezzia, avec 1 planche. Livraison de juin 1892 . . .	2 fr.
Logements à bon marché de la Société anonyme Rémoise, A. Gossert, architecte, avec 2 planches. Livraison de janvier 1900. . .	2 fr.
Cité ouvrière de l'usine de Noisiel (Seine-et-Marne), avec 2 planches. Livraison de septembre 1901 . . .	2 fr.
Nouvelle cité ouvrière de Champagne-sur-Seine (Seine-et-Marne), avec 2 planches. Livraison d'octobre 1902. . .	2 fr.

**Constructions économiques.**

*N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.

Types de maisons mobiles économiques, avec 2 planches. Livraison de février 1877 . . .	2 fr.
--	-------

- Maisons économiques d'habitation particulière ou collective, avec 1 planche. Livraison de décembre 1893. . . . . 2 fr.  
 Maisons économiques du cottage d'Athis (Seine-et-Oise), avec 2 planches. Livraison de décembre 1898. . . . . 2 fr.  
 Maisons démontables, système Pease. Livraison de mars 1903 . . . . . 2 fr.  
 Hangars et constructions économiques système Col. Livraison de juin 1905. 2 fr.

**Hôtels à voyageurs.**

- N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Grand Hôtel Terminus de la Gare Saint-Lazare, à Paris, avec 1 planche. Livraison de mai 1888. . . . . 2 fr.  
 Villa-hôtel à Enghien-les-Bains, avec 1 planche. Livraison de févr. 1896. . . . . 2 fr.  
 L'International-Hôtel à Vichy (Allier), avec 2 planches. Livraison de mai 1908. . . . . 2 fr.  
 Hôtel à voyageurs 8, rue de Richelieu, à Paris, avec 3 planches. Livraison de mai 1909. . . . . 2 fr.

**Bâtiments pour Usines et Magasins.**

- N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Chais de MM. Heidsieck et C<sup>ie</sup> à Reims (Marne), avec 2 planches. Livraison de décembre 1898. . . . . 2 fr.  
 Ateliers de manutention et écuries du Bon-Marché, à Paris, avec 3 planches. Livraison de janvier 1899 . . . . . 2 fr.  
 Atelier de MM. Prioux et Munier pour la fabrication du papier couché à Bessé-sur-Bray (Sarthe), avec 2 planches. Livraison de mars 1899 . . . . . 2 fr.  
 Ateliers de tissage de l'usine Boileau, à Beauvais (Oise), avec 1 planche. Livraison d'avril 1901. . . . . 2 fr.  
 Petite usine, rue des Alouettes, à Paris, avec 2 pl. Livraison de mai 1901. 2 fr.  
 Ateliers de constructions électriques, rue Saint-Charles, à Paris, avec 2 planches. Livraison de mars 1902 . . . . . 2 fr.  
 Bureaux des magasins à papiers de MM. Prioux et C<sup>ie</sup> à Paris, avec 2 planches. Livraison de mai 1902. . . . . 2 fr.  
 Ateliers de fonderie de cuivre et constructions mécaniques, à Forest (Belgique), avec 2 planches. Livraison de novembre 1902. . . . . 2 fr.  
 Les nouveaux ateliers de la société « l'Éclairage électrique », à Paris, avec 2 planches doubles. Livraison de février 1903 . . . . . 2 fr.  
 Dépôt de matériel de transport, écuries et ateliers à Levallois-Perret, avec 2 planches doubles. Livraison de juin 1903. . . . . 2 fr.  
 Charpente d'atelier en bois et en fer, avec 1 planche. Livraison d'août 1903. 2 fr.  
 Usine à chaux hydraulique et ciment de grappier de la Société anonyme des chaux de Galeria (Corse), avec 2 planches. Livraison de décembre 1903 . . . . 2 fr.  
 Magasins de la Société cooperative l'*Egalitaire*, à Paris, avec 2 planches. Livraison d'août 1904. . . . . 2 fr.  
 Ateliers de triage des laines, avec 1 planche. Livraison de février 1906 . . . . 2 fr.  
 Ateliers de cinématographie, rue des Alouettes, à Paris, avec 2 planches doubles. Livraisons de mars et d'avril 1906 . . . . . 4 fr.  
 Magasin pour dépôt de librairie, rue Nansouty, à Paris, avec 2 planches. Livraison de novembre 1906 . . . . . 2 fr.  
 Salle de triage dans une papeterie, à Bessé-sur-Braye (Sarthe), avec 1 planche. Livraison de février 1907. . . . . 2 fr.

**Constructions rurales.**

- N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Ferme de l'hospice d'Albart, avec 1 planche. Livraison d'octobre 1886 . . . . . 2 fr.  
 Etablissement agricole de Beauregard, avec 2 pl. Livraison de mars 1889 . . . . 2 fr.  
 Projets de laiteries disposées pour la fabrication simultanée du beurre et du fromage, avec 1 planche. Livraison de février 1896. . . . . 2 fr.

**Abattoirs.**

- N. B.* — Les monographies suivantes ont paru dans les *Annales de la Construction* et se vendent avec la livraison qui les renferme au prix de 2 fr. la livraison.  
 Abattoir municipal à Riom, avec 1 planche. Livraison de janvier 1885. . . . . 2 fr.  
 Abattoirs et marché aux bestiaux, à Rome, avec 2 planches. Livraisons d'avril, mai et juin 1892. . . . . 6 fr.  
 Abattoirs et marché aux bestiaux de Nuremberg (Bavière), avec 2 planches doubles. Livraison d'août 1902. . . . . 2 fr.

S - 96

S. 61







Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297586