

PAUL CHRISTOPHE

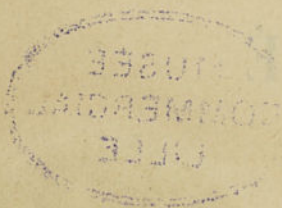
---

LE  
**BÉTON ARMÉ**  
ET  
SES APPLICATIONS

PARIS

BOUQUIN ÉDITEUR







2  
N° Bib 389189 / -165599

BMIC 59

LE  
**BÉTON ARMÉ**  
ET  
**SES APPLICATIONS**

PAR

**Paul CHRISTOPHE**

Ingénieur des Ponts et Chaussées.



---

DEUXIÈME ÉDITION, REFONDUE ET AUGMENTÉE

---

PARIS ET LIÈGE

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, CH. BÉRANGER, ÉDITEUR

SUCESSEUR DE BAUDRY & C<sup>o</sup>

A PARIS, 15, RUE DES SAINTS-PÈRES

A LIÈGE, 21, RUE DE LA RÉGENCE

1902

Tous droits réservés



# BÉTON ARMÉ

DES APPLICATIONS

PAUL CHRISTOPHE





## AVANT-PROPOS

---

Le béton armé ne date pas d'hier. Lorsque fut émise, pour la première fois, l'idée d'associer le fer au béton de ciment pour en augmenter la résistance, de bons esprits purent faire des réserves sur l'efficacité du nouveau procédé et mettre en doute son avenir. Mais depuis que les méthodes empiriques primitives ont donné naissance, par leur perfectionnement graduel, à un système de construction rationnel et pratique, les opinions se sont peu à peu modifiées et, de jour en jour, les applications se sont développées en nombre et en importance. Aujourd'hui, le béton armé s'est implanté dans la construction des bâtiments et il s'essaie aux travaux publics ; pour bientôt, on peut lui prédire un magnifique essor.

On discute encore actuellement, il est vrai, le principe du nouveau système ; mais la plupart des théoriciens sont déjà revenus de leurs préventions premières. En tout cas, il n'est plus permis d'en ignorer les mérites pratiques. On s'effraie de la hardiesse des constructions qu'il érige ; mais il faut reconnaître que, dans leur légèreté, elles sont d'une remarquable élégance. Ce n'est plus la lourdeur des maçonneries et ce n'est pas la maigreur des édifices métalliques. Et la souplesse du béton armé qui se prête à toutes les formes, à toutes les applications, le différencie nettement des deux matières dont il est issu. La maçonnerie est trop massive pour certains usages, le métal est trop raide pour d'autres. Dans la plupart des cas, le béton armé peut les remplacer, avec des mérites divers.

On se demande comment se comporte le métal emprisonné dans sa gangue, si l'adhérence est suffisante, si des chocs répétés ne peuvent détruire cet assemblage, si la rouille ne s'attaque pas au fer et d'autres agents au béton, si les variations de température ne peuvent dissocier les deux matières en présence. A toutes ces questions, la pratique répond, et sa réponse paraît favorable.



Mais il reste une question essentielle, celle que l'on se pose depuis le début : Quel est le degré de résistance du béton armé et comment peut-on déterminer les dimensions de ses éléments ?

Le problème est d'une nature particulièrement difficile. Cependant, en dehors de toutes les théories, un fait s'impose qui vaut plus que les raisonnements : c'est qu'il existe des systèmes qui, moyennant des soins spéciaux dans l'exécution, permettent d'établir et établissent tous les jours des constructions de toutes formes et de toutes dimensions qui se comportent bien sous des conditions de sollicitation très variées, dépassant même largement celles que l'on a prévues.

Sans aucun doute, l'association du fer et du béton, ces matières si dissemblables dans leurs propriétés et dans leur mode de résistance, est un procédé qui dérouté l'esprit et certainement jamais ingénieur n'aurait eu l'idée d'y recourir. Mais que vaut le raisonnement devant la brutalité du fait ? Que valent surtout les idées préconçues lorsque la réalité leur donne tort ?

Le béton armé ne peut se calculer, dit-on. Cela est peut-être vrai dans une certaine mesure, mais ne perdons pas de vue l'histoire des autres procédés de construction :

Il y a plus d'un siècle que l'on a appliqué le métal à l'exécution des ponts et voici soixante ans que l'on construit des tabliers en fer. Aujourd'hui, cependant, nous ne connaissons pas encore complètement leur mode de fonctionnement. Au début de l'emploi du métal dans l'exécution des grands ouvrages, des hommes de talent ont exprimé bien des craintes. Elles n'empêchèrent pas les partisans du fer de marcher de l'avant et le nouveau procédé prit son essor.

On imagina alors, pour déterminer les dimensions des pièces, diverses méthodes plus ou moins empiriques et les constructeurs, confiants dans ces calculs, ne s'enquirent plus d'autre chose. Il fallut des déboires répétés et des accidents pour réveiller les défiances endormies. Malgré ces leçons de l'expérience, personne n'eut cependant l'idée de renoncer au progrès acquis. Mais l'on étudia de plus près la résistance des ponts et, de nos jours, l'étude expérimentale nous conduit de révélation en révélation : Elle nous montre, dans ces tabliers métalliques que l'on croyait connaître, l'existence de phénomènes que l'on avait peut-être devinés, mais dont jamais l'on n'avait tenu compte, ni dans les calculs, ni même dans la construction.

Une évolution semblable se prépare pour le béton armé. Pendant que les ingénieurs doutaient et que les savants calculaient, les inventeurs ont appliqué et perfectionné et l'expérience, grâce à eux, s'augmente tous les jours de faits nouveaux. Nous sommes au moment



décisif où le doute va faire place à la foi. Gardons-nous d'agir en aveugles, mais ne nous laissons surtout pas induire à arrêter la marche du progrès.

Ne faut-il pas l'avouer ? Le plus grand défaut de tout système nouveau est d'être peu ou mal connu. Tel repousse de prime abord un perfectionnement, qui en ignore les qualités ou en méconnaît le développement.

Il ne peut plus en être ainsi, aujourd'hui, pour le béton armé. L'ingénieur, l'architecte soucieux de son métier doit en connaître les principes, les applications et savoir en démêler, sans parti-pris, les avantages et les inconvénients.

Cette étude, cependant, n'est pas aisée à faire. C'est que le béton armé se trouve encore dans la période d'exploitation. Les inventeurs qui l'ont créé et perfectionné désirent conserver le bénéfice de leurs découvertes ; rien n'est plus légitime de leur part. Mais le caractère un peu commercial de leur propagande contribue à ne donner du béton armé qu'une idée étroite.

Et cependant, en réalité, l'horizon du nouveau procédé est largement ouvert. Les applications réalisées se comptent par milliers dans tous les domaines. Il n'est pour ainsi dire aucun type de construction pour lequel on ne puisse trouver, dès à présent, des modèles et, pour beaucoup d'entre eux, l'expérience a prononcé. La voie où se développe le béton armé n'offre donc ni danger grave, ni incertitude réelle.

Dans ces conditions, nous avons cru faire œuvre utile à l'évolution qui commence en étudiant le nouveau procédé sous ses diverses formes, en toute impartialité. Qu'il nous soit permis d'excuser l'imperfection du travail par l'intérêt de son sujet.

La première édition de cet ouvrage a été publiée en 1899. Elle a paru, en trois articles successifs, dans les *Annales des Travaux publics de Belgique*. La faveur avec laquelle le public a bien voulu accueillir notre essai, les encouragements que nous avons reçus à cette occasion de la part de hautes autorités techniques et scientifiques et du premier corps savant de notre pays, l'Académie royale de Belgique, nous imposaient le devoir de poursuivre notre tâche. Tous ceux qui ont témoigné de l'intérêt pour notre premier travail voudront bien considérer ce livre comme le gage de notre reconnaissance.

Lors de la rédaction de la première édition, nous n'avions pu nous procurer, touchant plusieurs systèmes de béton armé, les ren-



seignements détaillés dont nous aurions eu besoin pour en faire une étude complète. Nous avons donc dû nous borner à en donner le principe. A l'occasion de cette réédition, nous avons cru nécessaire de combler ces lacunes. Grâce à l'extrême obligeance de plusieurs correspondants, nous avons pu revoir et compléter notre ouvrage, dans cet ordre d'idées.

Cette nouvelle édition a d'ailleurs, comme il convient, été mise à jour par la relation des derniers progrès accomplis dans le domaine de la pratique et de la théorie.

La subdivision de l'ouvrage est restée la même que dans l'édition primitive :

Le *chapitre premier* est consacré à l'exposé général des *principes et systèmes* de la construction en béton armé. Après avoir retracé l'*histoire* du nouveau procédé de construction, nous tâchons de dégager les *principes* essentiels qui sont à la base des combinaisons diverses proposées par les inventeurs. Nous présentons ensuite un essai de classification des différents *systèmes* avec une description sommaire des principaux d'entre eux.

Parmi ces conceptions, les unes ont été sanctionnées par la pratique, d'autres n'ont pas survécu à leur première application ; certaines l'attendent encore. Les premières sont évidemment celles que le constructeur, nouveau venu dans la matière, préférera toujours.

Le *second chapitre* leur est exclusivement réservé. On y trouvera, donnée à un point de vue pratique immédiat, une revue des *applications* les plus caractéristiques des systèmes consacrés par l'expérience. Successivement, sont exposées les applications faites dans les diverses parties des *bâtiments* et dans les différents genres de *travaux publics*.

Dans le *troisième chapitre* sont rassemblées les données relatives à l'*exécution* des travaux en béton armé, en ce qui concerne la nature des *matériaux* et leur *mise en œuvre*.

La *théorie*, à laquelle le *quatrième chapitre* est consacré, est exposée à un point de vue pratique. Nous posons cependant le problème dans toute sa généralité de façon à en montrer les difficultés. Après avoir tracé l'état actuel de la question au point de vue *expérimental* et défini par des faits les propriétés du *béton* considéré isolément, puis du *béton armé* lui-même, nous exposons, aussi sommairement

que possible, dans une *étude théorique*, les hypothèses nombreuses et contradictoires que l'on a successivement proposées comme base des calculs. Cette abondance de solutions offertes pour un même problème peut mettre dans l'embarras celui qui en aborde l'étude pour la première fois. Nous croyons donc avoir été au devant du désir de nos lecteurs en cherchant à découvrir, parmi toutes ces hypothèses et formules, celles qui peuvent convenir à l'ingénieur soucieux de travailler vite et bien.

La méthode dont nous préconisons l'emploi est exposée avec quelque détail. Nous en donnons les *formules générales* puis, après avoir retracé les *méthodes empiriques* auxquelles beaucoup de constructeurs accordent la préférence, nous établissons des *formules pratiques* dont l'application ne peut offrir aucune difficulté.

Ces dernières formules ne figuraient pas dans notre première édition, l'exposé de la méthode ayant été fait à un point de vue plus général.

Comme conclusion de cette étude, nous montrons les *dispositions rationnelles* à adopter dans l'agencement des pièces et de leurs armatures, dans leurs dimensions relatives, leurs formes et la nature des matières utilisées.

Enfin le *cinquième* et dernier *chapitre* expose les *avantages* et les *inconvenients* du béton armé comparé aux matériaux ordinaires et formule l'opinion que nous croyons pouvoir présenter sur les conditions de son emploi.

On trouvera à la suite de l'ouvrage, sous forme de *bibliographie*, la nomenclature des sources auxquelles nous avons eu recours.

P. C.

---





## TABLE DES MATIÈRES

---

	Pages.
AVANT-PROPOS . . . . .	1
CHAPITRE PREMIER. — Principes et systèmes.	
1. Définition . . . . .	1
§ 1. — APERÇU HISTORIQUE.	
2. Origines du béton armé en France. — 3. Développement du béton armé en Allemagne et en Autriche-Hongrie. — 4. Le béton armé en Angleterre et aux Etats-Unis. — 5. Développement du béton armé en France. — 6. Théorie . . . . .	4
§ 2. — PRINCIPES.	
7. Étude rationnelle du béton armé. — 8. Conditions relatives à la résistance. — 9. Conditions relatives à l'exécution. . . . .	8
§ 3. — SYSTÈMES.	
10. Classification . . . . .	10
1° <i>Pièces droites sollicitées à la flexion.</i>	
11. Définition. — 12. Disposition générale de l'ossature. — 13. Efforts d'extension. — 14. Efforts de glissement . . . . .	11
A. Dalles.	
15. Composition de l'ossature. — 16. Armatures en treillis. — 17. Armatures droites et simples. — 18. Armatures courbes et simples. — 19. Armatures doubles. — 20. Armatures mixtes. — 21. Armatures à barres indépendantes. — 22. Armatures droites et simples. — 23. Armatures courbes et simples. — 24. Armatures doubles. — 25. Armatures mixtes . . . . .	17
B. Poutres.	
26. Principe des dalles nervées. — 27. Type des dalles nervées. — 28. Type des poutres. — 29. Composition de l'ossature. — 30. Armatures droites et simples. — 31. Armatures courbes et simples. — 32. Armatures doubles. — 33. Premier genre. — 34. Deuxième genre. — 35. Troisième genre. — 36. Armatures mixtes. — 37. Planchers à nervures supérieures. . . . .	30



	Pages.
<i>2° Pièces courbes sollicitées à la flexion.</i>	
38. Définition. — 39. Disposition générale de l'ossature. — 40. Efforts principaux. — 41. Efforts secondaires. . . . .	50
A. Voûtes.	
42. Composition de l'ossature. — 43. Voûtes à extrados courbe. — 44. Voûtes à extrados plat. — 45. Voûtes renversées . . . . .	55
B. Arcs.	
46. Voûtes nervées et arcades. — 47. Arcs . . . . .	60
<i>3° Pièces droites sollicitées à la compression.</i>	
48. Définition. — 49. Disposition générale de l'ossature. . . . .	62
A. Murs.	
50. Composition de l'ossature . . . . .	64
B. Piliers.	
51. Composition de l'ossature. — 52. Premier genre. — 53. Deuxième genre. — 54. Troisième genre. . . . .	66
<i>4° Pièces courbes sollicitées à la compression.</i>	
55. Définition. — 56. Tuyaux supportant une pression extérieure . . . . .	69
<i>5° Pièces courbes sollicitées à l'extension.</i>	
57. Définition. — 58. Tuyaux supportant une pression intérieure. . . . .	71
<b>CHAPITRE II. — Applications.</b>	
§ 1. — BÂTIMENTS.	
59. Le béton armé dans les bâtiments. . . . .	73
<i>1° Planchers.</i>	
60. Classification. — 61. Revêtements des planchers. . . . .	73
A. Hourdis en forme de dalles.	
62. Système MONIER. — 63. Dimensions des dalles MONIER. — 64. Système RABITZ. — 65. Système KOENEN (Voutenplatte). — 66. Système DONATH (avec armature en treillis). — 67. Système MÜLLER. — 68. Métal déployé. — 69. Dimensions des dalles armées de métal déployé. — 70. Système LILIENTHAL. — 71. Système STOLTE. — 72. Systèmes RÖSSLER et AMBROSIUS. — 73. Système HABRICH ou THOMAS et STEINHOFF. — 74. Système DONATH (avec fers en S). — 75. Système WÜNSCH. — 76. Système WILSON. — 77. Système BRAMICK. — 78. Système KOENEN (Rippendecke). — 79. Système KOENEN (Plandecke). . . . .	75
B. Hourdis en forme de voûtes.	
80. Système MONIER. — 81. Entrepôts de Trieste. — 82. Bâtiment d'administration au Kameroun. — 83. Système HABRICH ou THOMAS et STEIN-	

TABLE DES MATIÈRES

IX  
Pages.

HOFF. — 84. Système MELAN. — 85. Système WÜNSCH. — 86. Système ROEBLING. — 87. Système GOLDING. . . . . 93

C. Dalles monolithes.

88. Remarque générale. — 89. Système HENNEBIQUE. Dimensions des dalles. — 90. Armature à barres indépendantes. Maison de banque à Bâle. — 91. Armature en treillis avec barres pliées. Maison de banque à Bâle. — 92. Armature en treillis sans barres pliées . . . . . 100

D. Planchers à poutres.

93. Comparaison avec les dalles. — 94. Dispositions générales. — 95. Système HENNEBIQUE. Distribution des poutres. — 96. Dimensions des poutres et hourdis. — 97. Palais de justice de Verviers. — 98. Filature de MM. Barrois à Lille. — 99. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris. — 100. Grand Palais des Beaux-Arts à Paris. — 101. Percées dans les hourdis. — 102. Planchers à plafond plat. Hôpital Trousseau à Paris. — 103. Système BOUSSIRON. — 104. Restaurant des Congrès (Exposition universelle de 1900). — 105. Système RANSOME. — 106. Bâtiment commercial à Milwaukee (Wisconsin). — 107. Usine de la Pacific Coast Borax Company à Bayonne (New-Jersey). — 108. Fonderie à Paterson (New-Jersey). — 109. Système Edmond COIGNET. — 110. Magasin : « Aux classes laborieuses » à Paris. — 111. Système PAVIN DE LAFARGE. Maisons éclusières du Canal de Jonage (Lyon). — 112. Système COTTANCIN. — 113. Magasin à farines à Tunis. — 114. Système MATRAI ou fer-béton. — 115. Maison d'éducation de la Légion d'honneur à Saint-Denis. — 116. Système MÖLLER. . . . . 104

E. Voûtes.

117. Remarque générale. — 118. Système MONIER. — 119. Système HENNEBIQUE. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris. — 120. Système WÜNSCH . . . . . 130

F. Voûtes nervées et arcades.

121. Système HENNEBIQUE. — 122. Grands Moulins de Nantes. — 123. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris. — 124. Système WÜNSCH . . . . . 132

2° Piliers et colonnes.

125. Aspect extérieur. — 126. Système HENNEBIQUE. — 127. Dimensions des piliers HENNEBIQUE. — 128. Maison de banque à Bâle. — 129. Palais de justice de Verviers. — 130. Système BOUSSIRON. Restaurant des Congrès. 135

3° Murs intérieurs.

131. Le béton armé dans la construction des murs intérieurs. — 132. Décoration des murs intérieurs. — 133. Système MONIER. — 134. Premier genre. — 135. Deuxième genre. — 136. Troisième genre. — 137. Etablissement de bains à Munich. — 138. Système RABITZ. — 139. Métal déployé. — 140. Cloisons pleines. — 141. Cloisons doubles. — 142. Système HENNEBIQUE. — 143. Maison de banque à Bâle. — 144. Piliers, linteaux et arcades . . . . . 140

4° Murs extérieurs.

145. Le béton armé dans la construction des façades. — 146. Décoration des façades. — 147. Systèmes MONIER et RABITZ. Tourelle d'escalier



à La Haye. — 148. Métal déployé. — 149. Usine Walker à Pittsburgh (Pennsylvanie). — 150. Système HENNEBIQUE. — 151. Filatures de MM. Barrois à Lille et de M. Frings à Hellemmes (Nord). — 152. Moulin de Nort (Loire-Inférieure). — 153. Maison, rue Danton, à Paris. — 154. Magasin à sucre à Calais. — 155. Système RANSOME. — 156. Usine de la Pacific Coast Borax Compagny à Bayonne (New-Jersey). — 157. Eglise Saint-Jacques à Brooklyn (New-York). — 158. Système BONNA. Usine de la Compagnie centrale des émeris à Paris. — 159. Système PAVIN de LAFARGE. Maisons éclusières du Canal de Jonage (Lyon). . . . .	150
--	-----

### 5° Encorbellements.

160. Généralités. — 161. Système HENNEBIQUE. — 162. Grand Palais des Beaux-Arts à Paris. — 163. Grands Moulins de Nantes. — 164. Palais des Lettres, Sciences et Arts (Exposition universelle de 1900). . . . .	165
---	-----

### 6° Fondations.

165. Classification. . . . .	168
------------------------------	-----

#### A. Fondations directes.

166. Principes de construction. — 167. Système MONIER. — 168. Métal déployé. — 169. Fondations armées de poutrelles ou de rails. Temple maçonnique à Chicago. — 170. Système HENNEBIQUE. Semelles sous piliers ou murs. Filature de MM. Barrois à Lille. — 171. Système HENNEBIQUE. Radiers généraux. — 172. Bâtiments de machines élévatoires des eaux à Seraing. — 173. Reprises de fondations en sous-œuvre. Tour de l'église N.-D. de Brebières à Albert (Somme). . . . .	169
---	-----

#### B. Fondations indirectes.

174. Plateformes en béton armé sur pieux en bois. — 175. Poutres en béton armé sur piliers en maçonnerie. — 176. Puits en béton armé. — 177. Système SIMONS. Théâtre municipal de Berne. — 178. Pieux en béton armé. Système HENNEBIQUE. . . . .	175
--	-----

### 7° Escaliers.

179. Le béton armé dans la construction des escaliers. — 180. Revêtement des marches. — 181. Système MONIER. — 182. Métal déployé. Grands du Royal York Palace of Varieties à Southampton. — 183. Système CHAUDY. — 184. Système HENNEBIQUE. Maison de banque à Bâle. — 185. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris. — 186. Bâtiment de machines élévatoires des eaux à Seraing. — 187. Système MATRAI ou fer-béton. Grand Globe Céleste (Exposition universelle de 1900). . . . .	181
---	-----

### 8° Terrasses.

188. Remarque générale. — 189. Couverture des terrasses. — 190. Système MONIER. — 191. Système HENNEBIQUE. — 192. Magasin à sucre à Calais .	189
--	-----

### 9° Combles.

193. Classification. — 194. Couverture des combles. . . . .	193
---	-----

#### A. Hourdis.

195. Système MONIER. — 196. Système SCHLÜTER. — 197. Métal déployé. — 198. Fabrique de ciment Portland de Heidelberg. — 199. Hangar à marchandises de la gare de Dresde-Neustadt. — 200. Système de la Société	
--	--

de construction de machines de Nuremberg. — 201. Gare de Dresde-Neustadt. — 202. Dalles nervées. . . . .	194
--	-----

### B. Combles monolithes à pentes plates.

203. Système HENNEBIQUE. — 204. Palais de justice de Verviers. — 205. Filature Dietschy et C <sup>ie</sup> à Bâle. — 206. Toitures à sheds. Raffinerie parisienne de Saint-Ouen. Atelier de M. Fontaine à Boulogne-sur-Seine. — 207. Fonderie de la C <sup>ie</sup> Babcock et Wilcox à la Courneuve (Seine). — 208. Système de la Société des chaux et ciments de Grèches (Saône-et-Loire). Manufacture de bonneterie de M. Grey à Dijon. — 209. Système BONNA. — 210. Etablissements Sautter-Harlé et C <sup>ie</sup> à Paris. — 211. Système COTTANCIN. Lycée Victor-Hugo à Paris. . . . .	199
---	-----

### C. Voûtes et coupoles.

212. Système MONIER. — 213. Coupole du mausolée de l'Empereur Frédéric III à Postdam. — 214. Système SCHLÜTER. — 215. Système HABRICH ou THOMAS et STEINHOFF. — 216. Hangar de la gare à marchandises Wolf à Bâle. — 217. Coupoles système HENNEBIQUE. Banque Brunner à Bruxelles. . . . .	207
--	-----

## § 2. — PONTS ET PASSERELLES.

218. Le béton armé dans la construction des ponts. — 219. Classification. — 220. Remarque générale. — 221. Revêtement de la voie . . . . .	214
--	-----

### 1<sup>o</sup> Hourdis de tabliers métalliques.

222. Système MONIER. Pont-route sur la Lahn à Wetzlar. — 223. Système HENNEBIQUE. Pont de l'Isle à Genève. . . . .	217
--	-----

### 2<sup>o</sup> Ponts-dalles.

224. Système MONIER. Aqueduc sous chemin de fer à Spandau. — 225. Système HENNEBIQUE. — 226. Dalles armées de poutrelles. Pont sur le Grand Morin à Meaux (Seine-et-Marne) . . . . .	219
--	-----

### 3<sup>o</sup> Ponts à poutres droites.

227. Système HENNEBIQUE. — 228. Passage inférieur sous la ligne Lausanne-Genève à Rolle. — 229. Passerelle à Yverdon. — 230. Pont de la Maladière près Lausanne. — 231. Passerelles de la Polyclinique Humbert I <sup>er</sup> à Rome. — 232. Consolidation de ponts métalliques. Passage supérieur à Périgueux — 233. Système WAYSS. — 234. Système PAVIN DE LAFARGE. Pont-aqueduc à Lalla-Aouda. — 235. Système MÖLLER. — 236. Passerelle sur chemin de fer à Kreiensen. — 237. Pont sur la Selke à Alexisbad. — 238. Tabliers armés de poutres métalliques. — 239. Pont sur la « Evergreen Road » près Pittsburgh. — 240. Ponts du chemin de fer de Courcelles à Passy. — 241. Pont en X sur la Sarthe au Mans . . . . .	221
---	-----

### 4<sup>o</sup> Ponts voûtés.

242. Système MONIER. — 243. Aqueducs elliptiques. Aqueduc à Budenbrock (Greiffenhagen). — 244. Pont-route à Solt (Hongrie). — 245. Passage supérieur à Borsi (Hongrie). — 246. Passage supérieur à Mödling (Autriche). — 247. Passerelle sur le chemin de fer de Saarbrücken à Neunkirchen. — 248. Pont-route à Nymphenburg (Bavière). — 249. Pont-route à Ebhausen (Wurtemberg). — 250. Pont sur la Bialka à Bielitz-Biala (Autriche). — 251. Pont sur le canal de l'Oberland à Drau-	
--	--



litten. — 252. Pont sur la Saale à Walsburg. — 253. Pont-route à Wildeggen (Suisse). — 254. Passerelle à l'Exposition de Brème. — 255. Pont-canal à Onigo di Piave (Italie). — 256. Système MELAN. — 257. Pont sur le Klokuczka à Czernowitz (Bukovine). — 258. Pont de chemin de fer à Détroit (Michigan). — 259. Pont Franklin dans le Forest Park à Saint-Louis (Missouri). — 260. Pont dans l'Edenpark à Cincinnati (Ohio). — 261. Passerelle sur chemin de fer à Skodsborg (Danemark). — 262. Pont-route à Payerbach. — 263. Pont sur la Passaic-River à Paterson (New-Jersey). — 264. Passerelle sur le Housatonic à Stockbridge (Massachusetts). — 265. Pont François-Joseph sur le Laibach à Laibach (Carniole). — 266. Pont sur la Kansas-River à Topeka (Kansas). — 267. Pont sur la Steyr à Steyr (Autriche). — 268. Ponts de Green et Goat Islands (Niagara). — 269. Ponts-route à Porto-Rico. — 270. Système WÜNSCH. — 271. Pont sur la Neutra à Neuhäusel. — 272. Pont de l'Empereur sur la Miljacka à Sarajevo (Bosnie). — 273. Pont Lamington sur la Mary River à Maryborough (Queensland) . . . . .	232
--	-----

### 5° Ponts en arc.

274. Système HENNEBIQUE. — 275. Pont sur l'Echez à Tarbes (Hautes-Pyrénées). — 276. Pont-canal sur la Suze à Evillard (Suisse). — 277. Passerelle du quai Debilly à Paris. — 278. Passerelle sur chemin de fer à Lorient. — 279. Pont du Pain-perdu sur la Lys à Gand. — 280. Pont sur la Vienne à Châtellerault. — 281. Système BONNA. Pont sur le Gers à Auch. — 282. Pont-route à Vigneux (Seine-et-Oise). — 283. Système MÖLLER. Pont de chemin de fer sur l'Oker à Rünigen . . . . .	263
---	-----

## § 3. — COUVERTURES ET VOÛTEMENTS.

284. Généralités . . . . .	278
----------------------------	-----

### 1° Couvertures droites.

285. Système HENNEBIQUE. Couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris. — 286. Couvertures du chemin de fer de Courcelles à Passy. — 287. Système WAYSS. Couverture du chemin de fer métropolitain à Vienne. — 288. Système MÖLLER. Couverture du Pleissemühlgraben à Leipzig. — 289. Système MATRAI. Couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris. — 290. Couverture de stations du chemin de fer métropolitain à Paris . . . . .	278
---	-----

### 2° Voûtements.

291. Système MONIER. Voûtement dans la station de Barmke. — 292. Voûtements elliptiques . . . . .	287
---	-----

## § 4. — SOUTÈNEMENTS ET REVÊTEMENTS.

293. Le béton armé dans les ouvrages de soutènement et de revêtement. . . . .	288
---	-----

### 1° Murs de soutènement.

294. Système MONIER. — 295. Métal déployé. — 296. Système HENNEBIQUE. — 297. Murs de soutènement du quai Debilly à Paris . . . . .	288
--	-----

### 2° Murs de quai.

298. Système MONIER. — 299. Murs de quai à Berlin. — 300. Murs de quai à Neufahrwasser (près Dantzig). — 301. Murs de quai à Dantzig. —	
---	--

TABLE DES MATIÈRES

XIII  
Pages.

302. Bajoyers d'écluse à Dantzig. — 303. Mur de quai à Copenhague. — 304. Système HENNEBIQUE. — 305. Mur de quai à Southampton. — 306. Palplanches système RECHTERN, VERING et DÖPKING. Mur de quai à Kiaotcheou (Chine). . . . . 291

3° Consolidation de rives.

307. Système MONIER. — 308. Canal de l'Oder à la Sprée. — 309. Canal de Dortmund à l'Ems. — 310. Système MÖLLER. — 311. Canal de Dortmund à l'Ems. — 312. Revêtements à Kiel. — 313. Système Rabitz. Wentow-Kanal. — 314. Système HENNEBIQUE. Canal de Gand à Terneuzen. . . . . 301

§ 5. — ENCORBELLEMENTS.

315. Généralités. Système HENNEBIQUE. — 316. Encorbellements du chemin de fer de Courcelles à Passy. — 317. Estacade à Chantenay-sur-Loire (près Nantes). — 318. Estacade des Grands Moulins de Nantes. . . . . 312

§ 6. — ESTACADES A CLAIRE-VOIE.

319. Généralités. — 320. Système HENNEBIQUE. — 321. Estacade à Woolston (Southampton). — 322. Estacade à Puerto Cabello (Venezuela) . . . . . 317

§ 7. — FONDATIONS.

323. Le béton armé dans les fondations d'ouvrages d'art. — 324. Classification. . . . . 321

1° Fondations directes.

325. Semelles et radiers généraux. . . . . 322

2° Fondations indirectes.

326. Plateformes en béton armé sur pieux en bois. — 327. Métal déployé. Penrose [Ferry Bridge sur le Schuylkill à Philadelphie. — 328. Plateformes armées de poutrelles ou de rails. Pont du Kornhaus à Berne. — 329. Puits en béton armé. Pont sur le Cockle Creek près Sydney. — 330. Pieux en béton armé. — 331. Protection des pieux en bois. Pont sur le Cockle Creek. — 332. Caissons en béton armé. Blocs flottants. — 333. Caissons pneumatiques. . . . . 323

§ 8. — CANALISATIONS.

334. Généralités. — 335. Conditions relatives à la résistance et à l'étanchéité . . . . . 329

1° Canalisations circulaires, ovoïdes ou elliptiques.

336. Système MONIER. Collecteur à Offenbach. Aqueduc au Venezuela. — 337. Aqueduc d'Achères. — 338. Système BORDENAVE ou sidéro-ciment. 339. Conduites de Bône. — 340. Système BONNA. — 341. Conduites de refoulement de l'aqueduc d'Achères. — 342. Conduites du parc agricole d'Achères. — 343. Système CHASSIN. Siphon de Chennevières. — 344. Métal déployé. Conduite de fumées à Leadville (Colorado). Tuyaux système BOCQUET . . . . . 330



2° *Canalisations rectangulaires.*

345. Système MONIER. Canal à fumées à Alexisbad. — 346. Bief de moulin à Lohmen. — 347. Système HENNEBIQUE. — 348. Canal d'usine à Evillard près Bienne (Suisse). — 349. Canal du tunnel du Simplon . . . 345

## § 9. — RÉSERVOIRS.

350. Le béton armé dans la construction des réservoirs. — 351. Forme des réservoirs. — 352. Conditions relatives à la résistance. — 353. Conditions relatives à l'étanchéité . . . . . 350

1° *Réservoirs circulaires.*

354. Système MONIER. — 355. Réservoirs d'usine à Charlottenbourg. — 356. Réservoirs à Deuben. — 357. Couverture de bassin à Brème. — 358. Châteaux d'eau à Toulon. — 359. Château d'eau à La Madeleine. — 360. Système HENNEBIQUE. — 361. Réservoirs à Billancourt. — 362. Système CHASSIN. Réservoir à Triel. — 363. Système BORDENAVE ou sidéro-ciment. Réservoir à Boulogne-sur-Seine. . . . . 354

2° *Réservoirs rectangulaires.*

364. Système MONIER. — 365. Atelier-lavoir à Boulogne-sur-Seine. — 366. Métal déployé. — 367. Réservoir à Waelhem (Belgique). — 368. Système HENNEBIQUE. — 369. Réservoirs de Seraing. — 370. Silos à charbon. Silos des mines d'Aniche. Silos des mines de Lens. — 371. Couverture de réservoir à Louisville. . . . . 363

## § 10. ÉTANCHEMENTS.

372. Généralités. — 373. Système MONIER. — 374. Tunnel du chemin de fer de ceinture de Vienne. — 375. Système BONNA. Arcades de la Frette. — 376. Système BOUSSIRON. Barrage de la Mouche. — 377. Système HENNEBIQUE. Tunnel de Bussang . . . . . 373

## § 11. DIVERS.

378. Château d'eau de l'Exposition universelle de 1900 — 379. Cheminées d'usines. Cheminée à Elisabethport (New Jersey). — 380. Enveloppes de réservoirs. Château d'eau à Uelzen (Hanovre). — 381. Maisonnets transportables. — 382. Quais de stations. Chemin de fer métropolitain de Paris. — 383. Dallages et trottoirs . . . . . 379

## CHAPITRE III. — Exécution.

384. Importance de cette étude. . . . . 387

## § 1. — MATÉRIAUX.

1° *Béton.*

385. Nature du ciment. — 386. Ciment Portland. — 387. Ciments à prise rapide. — 388. Ciments de laitier. — 389. Nature du squelette. — 390. Gravier et sable. — 391. Pierraille et poussier. — 392. Mâchefer, scories, etc. — 393. Dosage. — 394. Dosages en volume. — 395. Dosages en poids. — 396. Constructions étanches. — 397. Travaux à la mer. — 398. Poids du béton armé . . . . . 388

2° *Métal.*

399. Choix du métal. — 400. Fer. — 401. Acier . . . . . 399

## § 2. — MISE EN ŒUVRE.

1° *Fabrication du béton.*

402. Systèmes de fabrication. — 403. Malaxage. — 404. Quantité d'eau. 401

2° *Préparation des fers.*

405. Armatures non assemblées. — 406. Barres. — 407. Ligatures, étriers et entretoises. — 408. Systèmes spéciaux. — 409. Système CORTANCIN. — 410. Métal déployé. — 411. Système RANSOME. — 412. Système HARRICH. — 413. Armatures assemblées . . . . . 403

3° *Coffrages.*

414. Procédés de construction des ouvrages en béton armé. — 415. Utilisation de pièces moulées d'avance. — 416. Construction des coffrages. Conditions générales. — 417. Hourdis de planchers à poutrelles. — 418. Planchers monolithes. — 419. Système RANSOME. — 420. Ponts et couvertures monolithes à poutres droites. — 421. Piliers et colonnes. — 422. Murs et cloisons. — 423. Voûtes système MONIER. — 424. Voûtes nervées. — 425. Utilisation des armatures pour l'établissement des coffrages. — 426. Planchers armés de poutres métalliques. — 427. Voûtes système MELAN. — 428. Suppression des moules en bois. — 429. Coffrages pour pièces isolées . . . . . 407

4° *Mise en œuvre du béton et du métal.*

430. Phases d'exécution. — 431. Transport du béton. — 432. Planchers. — 433. Damage. — 434. Joints de reprise. — 435. Influence de la température pendant la prise. — 436. Piliers et murs. — 437. Voûtes système MONIER. — 438. Galeries et aqueducs. — 439. Voûtes système MELAN. — 440. Voûtes nervées. — 441. Décintrage. — 442. Planchers et voûtes à nervures non apparentes. — 443. Enduits. — 444. Dallages . . 430

5° *Fabrication des tuyaux.*

445. Système MONIER. — 446. Système BORDENAVE. — 447. Système BONNA. 452

6° *Pieux et palplanches.*

448. Moulage. — 449. Battage. . . . . 458

## CHAPITRE IV. — Théorie.

450. Objet et division de ce chapitre. . . . . 465

## § 1. — ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU BÉTON.

451. Résistance à la compression. — 452. Résistance à la traction. — 453. Élasticité à la compression. — 454. Expériences de M. BACH. — 455. Valeurs du coefficient d'élasticité. — 456. Limite d'élasticité. — 457. Élasticité à la traction. — 458. Résistance au glissement. — 459. Adhérence au métal. . . . . 466



	Pages.
§ 2. — ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU BÉTON ARMÉ.	
460. Généralités . . . . .	478
1° <i>Épreuves de réception.</i>	
461. Caractère de ces épreuves. — 462. Planchers et ponts droits. —	
463. Voûtes et arcs. . . . .	479
2° <i>Épreuves à la rupture.</i>	
464. Caractère de ces épreuves. . . . .	481
A. Pièces droites sollicitées à la flexion.	
465. Résultats généraux . . . . .	483
a) <i>Dalles.</i>	
466. Expériences. — 467. Rupture. — 468. Influence de l'armature.	
— 469. Influence de l'épaisseur de la dalle. — 470. Influence du béton.	
— 471. Coefficients de résistance . . . . .	484
b) <i>Poutres.</i>	
472. Expériences. — 473. Rupture. — 474. Influence des dimensions	
et de la forme de la pièce. — 475. Influence de l'armature — 476.	
Influence du béton. — 477. Coefficients de résistance. . . . .	487
B. Pièces courbes sollicitées à la flexion. Voûtes et arcs.	
478. Expériences. — 479. Déformations. — 480. Rupture. — 481.	
Influence de l'armature . . . . .	484
C. Pièces droites sollicitées à la compression.	
482. Expériences. — 483. Résistance du béton armé à la compression.	500
3° <i>Étude des déformations locales.</i>	
484. Utilité de cette étude. — 485. État de la question. — 486. Expé-	
riences du Service des phares et balises. — 487. Expériences de M. CON-	
SIDÈRE. — 488. Expériences du canal de Gand à Terneuzen . . . . .	501
§ 3. — ÉTUDE THÉORIQUE DU BÉTON ARMÉ.	
489. Généralités . . . . .	511
1° <i>Hypothèses.</i>	
490. Solidarité du béton et du métal. — 491. Homogénéité du béton	
armé. — 492. Invariabilité des sections transversales. — 493. Loi des forces	
élastiques. — 494. Méthode DE MAZAS-NEUMANN. — 495. Méthode MELAN.	
— 496. Méthode COIGNET et DE TEDESCO. — 497. Méthode VON THULLIE.	
— 498. Méthode OSTENFELD. — 499. Méthode SANDERS. — 500. Méthode SPIT-	
ZER-LÜTKEN. — 501. Méthode RITTER. — 502. Méthode CONSIDÈRE. — 503. Ten-	
sions initiales. — 504. Influence des variations de volume résultant de	
la prise et de l'état hygrométrique. — 505. Influence des déformations per-	
manentes du béton. — 506. Conclusion . . . . .	512
2° <i>Formules générales.</i>	
A. Compression.	
507. Pièces faiblement armées. — 508. Pièces fortement armées . . .	535

	Pages
B. Extension.	
509. Cas général . . . . .	537
C. Flexion simple.	
a) <i>Dalles et poutres rectangulaires.</i>	
510. Pièces faiblement armées. — 511. Tensions longitudinales. — 512. Efforts de glissement. — 513. Efforts résultants. — 514. Armature courbe. — 515. Calcul des étriers et liaisons transversales. — 516. Armature simple. — 517. Pièces fortement armées . . . . .	538
b) <i>Poutres en T.</i>	
518. Poutres en T droit. — 519. Tensions longitudinales. — 520. Efforts de glissement. — 521. Armature simple. — 522. Poutres en T renversé. — 523. Tensions longitudinales. — 524. Efforts de glissement. — 525. Armature simple . . . . .	557
D. Flexion composée.	
526. Pièces faiblement armées. — 527. Section travaillant uniquement à la compression. — 528. Section travaillant partiellement à la traction. — 529. Armature symétrique. — 530. Armature simple. — 531. Pièces fortement armées. — 532. Section travaillant uniquement à la compression. — 533. Section travaillant partiellement à la traction . . . . .	564
§ 4. — MÉTHODES USUELLES ET FORMULES PRATIQUES.	
534. Généralités . . . . .	571
1° <i>Méthodes empiriques.</i>	
A. Pièces droites sollicitées à la compression.	
535. Méthode HENNEBIQUE. — 536. Autre méthode . . . . .	572
B. Pièces droites sollicitées à la flexion.	
a) <i>Dalles.</i>	
537. Méthode KOENEN-WAYSS. — 538. Calcul des dalles armées de métal déployé. — 539. Méthode HENNEBIQUE. — 540. Méthode MATRAI . . . . .	574
b) <i>Poutres.</i>	
541. Calcul des poutres en T. Méthode ordinaire. — 542. Méthode HENNEBIQUE. — 543. Calcul des poutres HENNEBIQUE à armature double. — 544. Calcul des étriers et liaisons transversales. — 545. Calcul des poutres à armature symétrique. — 546. Méthode MATRAI . . . . .	583
C. Pièces courbes sollicitées à la compression.	
547. Calcul des tuyaux soumis à une pression extérieure . . . . .	591
D. Pièces courbes sollicitées à l'extension.	
548. Calcul des tuyaux soumis à une pression intérieure . . . . .	592
E. Pièces courbes sollicitées à la flexion.	
549. Formule des tuyaux. — 550. Méthode ordinaire . . . . .	593
CHRISTOPHE. — Le béton armé. . . . .	b



2° *Coefficients.*

	Pages
551. Remarque générale. — 552. Coefficient d'élasticité du béton dans les pièces soumises à la compression simple. — 553. Coefficient d'élasticité du béton à la compression dans les pièces soumises à la flexion. — 554. Taux limite de travail du béton dans les pièces soumises à la compression simple. — 555. Taux limite de compression du béton dans les pièces soumises à la flexion. — 556. Bétons spéciaux. — 557. Taux limite de cisaillement du béton. — 558. Taux limite de l'adhérence du béton au métal. — 559. Taux de compression du métal. — 560. Taux limite d'extension du métal. — 561. Armatures spéciales. — 562. Taux limite de cisaillement du métal . . . . .	598

3° *Formules pratiques.*

563. Remarque générale . . . . .	613
----------------------------------	-----

## A. Pièces droites sollicitées à la compression.

564. Formules. — 565. Taux de travail fictifs. — 566. Application. — 567. Flexions secondaires . . . . .	614
--	-----

## B. Pièces droites sollicitées à la flexion.

a) *Dalles.*

568. Moments fléchissants et efforts tranchants. — 569. Influence des encastremets. — 570. Résistance des plaques. — 571. Armature simple. — 572. Moments résistants unitaires. — 573. Formules. — 574. Application. — 575. Tableaux de résistance. — 576. Règles logarithmiques. — 577. Armature double. — 578. Efforts de glissement. — 579. Calcul des étriers et liaisons transversales. . . . .	618
--	-----

b) *Poutres.*

580. Moments fléchissants et efforts tranchants. — 581. Poutres rectangulaires. — 582. Constructions monolithes. — 583. Poutres en T. . . . .	635
---	-----

## C. Pièces courbes sollicitées à la compression.

584. Calcul des tuyaux soumis à une pression extérieure . . . . .	640
---	-----

## D. Pièces courbes sollicitées à l'extension.

585. Calcul des tuyaux soumis à une pression intérieure . . . . .	642
---	-----

## E. Pièces courbes sollicitées à la flexion.

586. Efforts et moments sollicitants. — 587. Voûtes articulées. — 588. Voûtes continues. — 589. Vérification de dimensions données. — 590. Détermination directe des dimensions. — 591. Méthode MELAN . . . . .	642
---	-----

## § 5. — DISPOSITIONS RATIONNELLES.

592. Généralités. — 593. Appuis libres ou encastremets dans les pièces droites fléchies. — 594. Articulations dans les voûtes. — 595. Armature simple ou double des pièces droites fléchies. — 596. Armature simple ou double dans les voûtes. — 597. Emplacement de l'armature dans la paroi des tuyaux et réservoirs circulaires. — 598. Armature en treillis pour les dalles. — 599. Hauteur ou épaisseur relative

TABLE DES MATIÈRES

XIX

	Pages
des pièces droites fléchies. — 600. Forme de la section des poutres. — 601. Voûtes nervées. — 602. Planchers monolithes et planchers à poutres indépendantes de divers types. — 603. Ecartement des poutres de planchers. — 604. Pourcentage en métal dans les pièces soumises à la compression simple. — 605. Pourcentage en métal dans les pièces droites soumises à la flexion simple. — 606. Répartition des barres de l'armature. — 607. Forme de la section des barres. — 608. Entretoises des pièces droites comprimées. — 609. Etriers et liaisons transversales des pièces droites fléchies. — 610. Barres courbes et barres pliées des pièces droites fléchies. — 611. Liaisons transversales dans les voûtes. — 612. Nature du métal dans les pièces droites comprimées. — 613. Nature du métal dans les pièces fléchies. — 614. Métal déployé. — 615. Dosage du béton dans les pièces comprimées. — 616. Dosage du béton dans les pièces fléchies. . . . .	652

CHAPITRE V. — Avantages et inconvénients.

617. Généralités. — 618. Résistance aux charges statiques. — 619. Rigidité. — 620. Volume et poids mort. — 621. Résistance aux effets dynamiques. — 622. Oxydation de l'armature. — 623. Action des liquides sur le béton. — 624. Influence de la température. — 625. Influence de la prise et de l'état hygrométrique. — 626. Résistance au feu. — 627. Imperméabilité. — 628. Transmission de la chaleur. — 629. Sonorité. — 630. Impénétrabilité. — 631. Souplesse. — 632. Rapidité d'exécution. — 633. Soins d'exécution. — 634. Accidents. — 635. Economie . . . . .	689
---	-----

BIBLIOGRAPHIE . . . . .	727
-------------------------	-----

INDEX ALPHABÉTIQUE. . . . .	741
-----------------------------	-----







## CHAPITRE PREMIER

### PRINCIPES ET SYSTÈMES

**1. Définition.** — Le *béton armé* ou *ciment armé* est une matière hétérogène utilisée dans la construction et formée d'une masse de béton ou de mortier de ciment dans laquelle est noyée une ossature en fer ou en acier.

#### § 1.

#### APERÇU HISTORIQUE

**2. Origines du béton armé en France.** — L'invention du béton armé est généralement attribuée à J. MONIER, qui paraît en avoir fait les premières applications vers 1868. C'est d'ailleurs son nom que porte l'un des systèmes les plus répandus, celui qui a servi de type à la plupart des autres.

Il n'est pas douteux, toutefois, que l'on ne puisse découvrir dans des ouvrages plus anciens des traces de ce genre de construction.

C'est ainsi que longtemps avant MONIER, certains constructeurs, à l'effet d'obtenir des parois minces et solides, pour réaliser des objets à la fois imperméables et incombustibles, formaient avec un treillis de barres de fer une carcasse qu'ils recouvraient et empâtaient ensuite de mortier de ciment. A l'Exposition universelle de 1855, à Paris, figurait un bateau construit d'après ce système par M. LAMBOT.

En 1861, FRANÇOIS COIGNET exprimait déjà les principes du béton armé et en proposait divers modes d'application à la construction de planchers, de voûtes, tuyaux, digues, barrages, etc.

Le béton armé a eu en somme, on le voit, le sort de la plupart des inventions :

Un certain nombre de constructeurs l'ont appliqué sans y attacher



beaucoup d'importance, jusqu'à ce qu'un jour le système, après avoir été réinventé plusieurs fois, ait été apprécié et étudié de près pour être soumis à une exploitation rationnelle.

MONIER, s'il ne fut pas le premier en date des inventeurs, eut au moins le mérite de s'attacher avec persévérance à l'application.

MONIER était, dit-on, un simple jardinier. Construisant des caisses et bassins en béton de ciment, il voulut réduire les épaisseurs des parois et eut l'idée d'augmenter, à cette fin, leur résistance par un treillage métallique incorporé. Ce modeste début fut le point de départ d'applications nombreuses. MONIER construisit en ciment armé des cuves, des réservoirs, des tuyaux, etc.

A cette époque cependant, en France, le système MONIER ne sut pas s'affranchir d'un empirisme un peu étroit et, faute de règles d'ordre technique, il resta voué aux besoins de certaines industries spéciales.

**3. Développement du béton armé en Allemagne et en Autriche-Hongrie.** — L'essor du système MONIER ne date que de 1880, époque à laquelle les brevets de l'inventeur pour l'Allemagne et l'Autriche-Hongrie furent acquis par une maison allemande : la société G. A. WAYSS ET C<sup>ie</sup> de Berlin, devenue plus tard l'« *Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau* », entreprit l'étude du système Monier ; elle procéda à des expériences qui firent ressortir les avantages de la nouvelle combinaison de construction, en même temps qu'elles fixèrent les principes à suivre dans l'application. Ce fut une phase décisive dans l'histoire du béton armé et, dès lors, le système MONIER étendit, de jour en jour, son champ d'application, en même temps qu'il rencontrait partout en Allemagne une faveur de plus en plus grande.

La société berlinoise établit des succursales dans un grand nombre de villes de l'Europe centrale. Celle de Vienne fut érigée par la suite en maison distincte sous la direction de M. WAYSS, et aujourd'hui l'Autriche peut, à bon droit, être considérée comme l'un des pays où l'on a le plus fait pour le béton armé.

Les brevets MONIER sont actuellement tombés dans le domaine public, et les applications de ce système ne se comptent plus. Les dalles, les voûtes et les parois MONIER ont pris place dans la construction des bâtiments, des réservoirs, etc. Il y a douze ans environ, on a exécuté les premiers ponts du type MONIER. Depuis lors, on en a construit par centaines. En même temps, les travaux hydrauliques ont utilisé de plus en plus les plaques MONIER pour la construction des revêtements de talus, des soutènements, etc.

La *Société des constructions Monier* ne fut pas seule à mener



ce mouvement. De même qu'en France, MONIER avait eu, en Allemagne, des prédécesseurs. A ses débuts, la société WAYSS vit contester la validité de ses brevets par la maison RABITZ de Berlin, dont les spécialités présentaient avec le système MONIER une certaine analogie (voy. nos 17 et 50). Quoi qu'il en soit, le nom de MONIER est resté attaché au système. En Allemagne, cette désignation est même souvent prise dans un sens plus général encore et comprend toutes les formes de la construction en béton à ossature métallique.

Les pays de langue allemande ont donc fait la fortune du béton armé. Ils l'ont introduit dans la construction des bâtiments et l'ont acclimaté dans les travaux publics. Ils ont tiré un merveilleux parti du procédé que les inventeurs français avaient imaginé. Mais, au moins dans les débuts, les constructeurs allemands n'ont pas établi de combinaison nouvelle. La dalle plate du système MONIER est restée, chez eux, limitée à des conditions assez modestes comme portée et surcharge. Il en a été de même des parois. Seules les voûtes MONIER ont reçu des applications plus importantes.

Le succès du procédé MONIER ne pouvait manquer d'éveiller l'initiative des inventeurs; mais ceux-ci encore ne portèrent d'abord leurs efforts que sur des dispositions accessoires. Il existe aujourd'hui de nombreux systèmes de ce genre; leurs principes généraux ne diffèrent pas de ceux du procédé MONIER; leurs applications sont du même ordre.

Depuis quelques années cependant, certains inventeurs ont, dans les pays dont nous parlons, fait preuve d'originalité ou de hardiesse. De 1891 à 1894, MÖLLER en Allemagne, WÜNSCH en Hongrie, MELAN en Autriche, ont imaginé des systèmes dont le développement a donné une vigoureuse impulsion à la construction des ponts en béton armé. KOENEN, en Allemagne, a apporté en 1897 de notables perfectionnements aux dalles-hourdis pour planchers. Enfin, en Allemagne également, des revêtements de talus des systèmes MÖLLER (1893) et RABITZ (1898) ont été essayés et appliqués sur une grande échelle.

**4. Le béton armé en Angleterre et aux États-Unis.** — Dans ces deux pays, le béton armé est depuis longtemps en usage; toutefois, le manque de méthode dans les procédés de construction, la variété très grande des systèmes, souvent plus ingénieux que rationnels, ont été des obstacles à son application soutenue.

On sait quel souci les constructeurs anglais et américains ont de mettre les immeubles à l'abri des ravages des incendies. L'importance du problème se conçoit du reste à voir les constructions à étages sans



fin qu'ils érigent, puisque la gravité des sinistres et la difficulté du sauvetage sont en raison directe de la hauteur des édifices.

Il existe donc, en Angleterre et aux États-Unis, un grand nombre de systèmes de constructions dites « incombustibles », et, parmi eux, se rencontrent beaucoup de types de planchers et de colonnes en béton armé. Ici, comme partout du reste, il n'est pas possible d'assigner une date à la plus ancienne des applications de ce système, car le premier architecte qui eut l'idée de mettre les poutrelles de ses planchers à l'abri des atteintes du feu en les incorporant dans une dalle en béton, fit du béton armé, probablement sans s'en douter.

Les constructeurs anglais et américains ne furent pas, du reste, sans s'apercevoir que la gangue de béton augmentait dans des proportions considérables la résistance du métal et ils en profitèrent pour établir des constructions plus économiques.

Il y a plus de quarante ans qu'en Angleterre SIR W. FAIRBAIRN exécutait des constructions où le fer et le béton se trouvaient alliés. De nombreux types de planchers imaginés et appliqués depuis lors ont réalisé une liaison effective des deux matières ; mais il ne semble pas qu'aucun constructeur anglais ait eu la véritable intuition des principes du béton armé, tels qu'ils sont appliqués aujourd'hui.

En Amérique, au contraire, la hardiesse des inventeurs les a conduits très tôt à des combinaisons intéressantes. Dès l'année 1875, W. E. WARD construisait une maison en béton dont les planchers étaient armés de poutrelles et de barres suivant un système qui se rapproche des types actuels. Vers la même époque (1870-1880), T. P. HYATT proposait de nombreux systèmes de béton armé qui méritent réellement ce nom. D'autres types plus ou moins pratiques vinrent se joindre à ceux-ci, mais ne rencontrèrent que peu de succès auprès des architectes, par suite de la grande faveur accordée alors aux hourdis en briques creuses dans la construction des planchers.

Depuis quelques années, le succès de ce dernier système tendant à faiblir, on constate aux États-Unis un mouvement très accentué pour l'application du béton armé. Le *métal déployé* et d'autres systèmes analogues ont été employés dans les mêmes conditions que le système MOXIER en Europe. D'autre part E. L. RANSOME, appliquant l'un des premiers les principes de la construction monolithe en béton armé, qui devait plus tard trouver tant d'emploi en Europe, a réalisé dans ce genre des applications très hardies.

En même temps F. VON EMPERGER a importé aux États-Unis le système MELAN et lui a fait prendre son plein essor dans la construction des ponts.



**5. Développement du béton armé en France.** — Le procédé MONIER, importé de France en Allemagne en 1880, avait continué à se développer dans son pays d'origine, mais sans y recevoir, à beaucoup près, la même extension que dans sa nouvelle patrie. Quelques systèmes vinrent cependant se greffer sur lui. A l'Exposition de 1889, M. BORDENAVE exposait des tuyaux de conduite en *sidéro-ciment*, et M. COTTANCIN diverses applications de son système de travaux en ciment avec ossature métallique.

Mais il était réservé aux constructeurs français de prendre leur revanche des succès obtenus par leurs collègues étrangers. L'année 1892 vit se produire deux systèmes nouveaux : MM. F. HENNEBIQUE et EDMOND COIGNET firent breveter presque simultanément leurs types de poutres en béton armé<sup>1</sup>.

Ces combinaisons nouvelles permettaient de construire des planchers plats de grande portée; elles affranchissaient le béton armé de la timidité du système MONIER, qui était confiné dans la construction des hourdis. Elles remplaçaient la charpente métallique, jusqu'alors jugée indispensable, et réalisaient la construction monolithique.

HENNEBIQUE et COIGNET n'ont sans doute pas été les premiers à réaliser la poutre en béton armé. Avant eux, ou simultanément, MÖLLER en Allemagne, RANSOME aux États-Unis, COTTANCIN en France, ont eu la même idée et l'on ne saurait même nier que MONIER et WAYSS, s'ils n'ont appliqué la nervure de façon courante, en ont au moins prévu l'emploi. Quoi qu'il en soit de cette question très controversée, les constructeurs français ont, au moins, su mettre à profit la nouvelle forme du béton armé et lui faire produire une riche floraison de solutions ingénieuses et pratiques.

Cette nouvelle période de l'histoire du béton armé a fait une large place au nom de M. HENNEBIQUE. Dans les constructions qu'il a édifiées, son système de poutres armées est souvent représenté; ce n'est guère, cependant, que depuis 1895 qu'il l'emploie sous sa forme actuelle. M. HENNEBIQUE ne s'est, d'ailleurs, pas renfermé dans ses brevets; il a eu recours à des procédés connus. Les applications qu'il en a faites embrassent toutes les parties du bâtiment. Il a également établi des ponts, des murs de soutènement, des estacades, des réservoirs, des canalisations, etc. Les pieux et palplanches en béton armé constituent depuis 1896 une des formes les plus caractéristiques de ses constructions.

<sup>1</sup> M. HENNEBIQUE a construit des planchers en béton armé dès 1879. Depuis cette époque, il exécutait en Belgique et en France des constructions en fer et ciment, mais ce n'était pas encore le système auquel il attachait son nom plus tard.



Après avoir travaillé en France et en Belgique, M. HENNEBIQUE a établi des succursales de sa maison dans tous les pays de l'Europe. Dans l'espace de huit années, de 1892 à 1899, M. HENNEBIQUE a appliqué le béton armé à 3 000 constructions et l'importance totale de ses travaux a atteint près de 54 millions de francs.

Les premiers succès du nouveau type de construction ont nécessairement éveillé la concurrence. A l'heure actuelle, les variantes de poutres ou dalles monolithes en béton armé sont innombrables, et tous les jours en voient naître de nouvelles. Il en est peu de caractéristiques. Parmi celles qui s'écartent le plus des types déjà cités, les systèmes MATRAI et BONNA sont à signaler spécialement.

En même temps que le béton armé se développait dans la construction des bâtiments et des ouvrages d'art, l'industrie des conduites d'eau a eu recours de plus en plus au nouveau procédé. En France, des applications importantes ont été faites par MM. BONNA, CHASSIN, etc.

L'Exposition universelle de 1900 a apporté au béton armé la consécration officielle de l'art des constructions. Les applications dans les travaux mêmes de l'Exposition, tant définitifs que temporaires, ont été considérables. La part importante et très remarquable que le nouveau procédé de construction a prise dans cette grande manifestation de la fin du siècle est un gage certain de nouveaux succès dans l'avenir.

**6. Théorie.** — Le développement de la théorie n'a pas suivi, à beaucoup près, celui de l'application. Mais l'étude n'en a pas été négligée.

Les premiers constructeurs d'ouvrages en béton armé n'étaient pas des théoriciens. Plusieurs d'entre eux n'avaient même aucune notion de la stabilité des constructions. C'est ce qui mit obstacle d'abord à l'extension du procédé.

Le système fut ensuite étudié de plus près par la voie de l'expérience. Des essais permirent d'établir quelques principes sur lesquels on basa des hypothèses : ce fut le rôle des Allemands dans le développement du système MONIER. MM. KOENEN et WAYSS firent connaître en 1886-87 des formules qui, depuis lors, ont reçu beaucoup d'applications dans le calcul des dalles et des voûtes MONIER. Ces formules sont purement empiriques et ne cherchent pas à expliquer le rôle du béton et du métal dans la résistance du béton armé.

Cette explication fut recherchée par beaucoup d'ingénieurs et de savants.

Les études entreprises à ce sujet ont fait reconnaître, dès le début, que le fonctionnement des solides en béton armé sous l'action des



charges qui les sollicitent devait dépendre des propriétés élastiques du béton et du métal. Ces propriétés, bien connues pour le fer et l'acier, l'étaient très peu pour le béton. Néanmoins, la théorie fut établie et traduite en formules. En France, dès 1876, M. DE MAZAS appliquait le calcul à une construction en béton et fer <sup>1</sup>. Après lui, le problème fut étudié dans le même pays, depuis 1894 jusqu'aujourd'hui, par MM. PLANAT, COIGNET et DE TEDESCO, LEFORT et RESAL. En Autriche, M. NEUMANN, en 1890, fut le premier à entrer dans la même voie. Puis vinrent MM. SPITZER, MANDL, MELAN, VON THULLIE, etc., dont les études remontent à 1896-1897. D'autres publications, plus récentes encore, ont été faites dans le même sens par MM. OSTENFELD, au Danemark, LÛTKEN en Suède, SANDERS dans les Pays-Bas, et RITTER en Suisse.

En même temps que les théoriciens, les expérimentateurs ont travaillé la question.

La loi des déformations du béton de ciment, cette base indispensable de la théorie, fut recherchée et établie, un peu tard malheureusement, car ce n'est guère que depuis les publications de BACH, faites en 1895-97, que l'on est en possession de données suffisantes.

La théorie a donc longtemps tâtonné et, aujourd'hui, elle se ressent encore de l'incertitude de ses débuts. Plusieurs des auteurs qui ont établi des hypothèses et des formules n'ont d'ailleurs pas soumis leurs résultats au contrôle de l'expérience. Il n'est donc pas étonnant que l'on constate des divergences importantes dans ces méthodes de calcul.

Jusque dans ces derniers temps, la théorie basée sur les lois de l'élasticité n'a rencontré que peu de succès auprès des constructeurs. Ceux-ci n'ont d'ailleurs guère collaboré à ces travaux, et beaucoup d'entre eux ont continué à préférer les formules empiriques. M. HENNEBIQUE en a établi pour le calcul des poutres et dalles de son système. D'autres inventeurs ont préconisé des modes de calcul spéciaux à leurs types de construction.

Ces méthodes ont fait leurs preuves dans certaines limites. Mais, aujourd'hui que le béton armé trouve application dans des constructions de grande importance, l'ère de l'empirisme pur doit être close. Certains constructeurs l'ont compris et, la diffusion de la science aidant, ils ont suivi la voie naturelle que leur montrait la théorie.

Ne perdant pas de vue les exigences de la pratique, ils ont adopté une méthode de calcul qui, sans avoir la prétention de traduire la

<sup>1</sup> Caisson de fondation des bassins de radoub de Toulon. Ce n'était pas, à proprement parler, du béton armé (voy. chap. II, n° 333).



réalité avec une exactitude rigoureuse, a, au moins, sur les méthodes empiriques, cet avantage énorme de tenir compte de tous les facteurs en présence. C'est à cette méthode que se trouve consacrée la majeure partie du chapitre iv de cet ouvrage (voy. notamment § 3, 2<sup>o</sup>, n<sup>os</sup> 507 à 533 et § 4, 3<sup>o</sup>, n<sup>os</sup> 563 à 591). On y verra d'ailleurs figurer l'exposé de tous les autres modes de calcul procédant de l'empirisme ou de la théorie (voy. § 4, 1<sup>o</sup>, n<sup>os</sup> 535 à 550 et § 3, 1<sup>o</sup>, n<sup>os</sup> 490 à 506).

Depuis peu, l'étude théorique du béton armé est entrée dans une nouvelle phase. Des ingénieurs se sont demandé si la combinaison du béton et du métal ne donnait pas à l'une ou l'autre de ces matières des propriétés nouvelles, différant de celles qui se montrent lorsqu'elle est éprouvée isolément. Pour élucider ce point, des essais ont été faits, mais en petit nombre. Ceux de M. CONSIDÈRE, en France, dont les résultats ont été publiés en 1899, ont attiré le plus l'attention. A la même époque, M. HAREL DE LA NOË a étudié la question au point de vue théorique. Les conclusions auxquelles ces deux auteurs sont parvenus sont du plus haut intérêt. Mais il ne semble cependant pas, jusqu'à présent, que l'importance des phénomènes signalés soit telle que les formules pratiques doivent en tenir compte, et l'on peut même douter de leur réalité dans les conditions ordinaires de l'exécution des ouvrages.

## § 2.

### PRINCIPES

**7. Étude rationnelle du béton armé.** — Le béton armé ne s'est développé comme système de construction distinct, que du jour où l'on a compris le rôle de l'armature métallique. C'est alors que la quantité de métal à incorporer a pu être réduite au minimum et disposée de telle sorte qu'elle fournit le maximum d'effet utile. Pour pouvoir donner une description raisonnée des systèmes actuellement en usage, il est donc indispensable d'exposer tout d'abord les principes essentiels auxquels les inventeurs ont voulu satisfaire.

Parmi ces principes, les uns sont universellement admis, tout au moins en théorie, quoique la mise en pratique en ait été faite de façons diverses. Les autres, au contraire, sont revendiqués par certains et contestés par les autres, ce qui a conduit à des combinaisons tout opposées. Le présent chapitre étant consacré à un simple exposé de l'état actuel du développement des constructions en béton à ossature métallique, on ne fera pour le moment qu'énoncer les divers principes

invoqués, sans en démontrer le bien fondé ou l'inexactitude. C'est dans la suite de cet ouvrage, et notamment au chapitre IV, consacré à la théorie, que se présentera l'occasion de rechercher les conditions que doit réaliser l'ossature métallique dans une construction rationnelle (voy. § 5, nos 592 à 616).

**8. Conditions relatives à la résistance.** — Lorsqu'un corps solide est sollicité par des forces extérieures, les tensions moléculaires que développe en chacun de ces points la déformation qui en est la conséquence sont en général ramenées à l'un des trois genres de forces élastiques : *compression*, *extension* ou *glissement*.

Les deux matières qui composent le béton armé se comportent de façon différente suivant la nature de ces efforts :

Le métal, fer ou acier, résiste également bien à la traction et à la compression. Sous l'effet d'un glissement, la résistance qu'il offre n'est qu'un peu moindre.

Le béton de ciment, au contraire, qui se comporte très bien sous un effort de compression, n'oppose qu'une résistance beaucoup plus faible à la traction et au glissement.

De là est né ce principe qui forme la base même de la construction en béton armé : augmenter la résistance du béton en y incorporant une ossature métallique partout où se développent des efforts de traction ou de glissement.

Il va de soi que, si l'on insère une armature dans une partie soumise à la compression, la résistance s'en trouvera augmentée également, mais l'effet utile de cette armature sera moindre que si elle était incorporée dans une région tendue.

D'autre part, la résistance du béton de ciment à la traction et au glissement, quoique faible, n'est pas négligeable. Armer toutes les parties d'une pièce dans lesquelles peuvent se développer des forces élastiques de traction ou de glissement n'est donc pas une obligation lorsque ces forces sont peu importantes.

Dans l'intérieur d'un solide en béton armé, les forces élastiques doivent pouvoir se transmettre du béton au métal. C'est la condition *sine qua non* du fonctionnement utile de la combinaison hétérogène. Pour que la stabilité soit assurée, il faut donc que l'effort de glissement qui se déclare au contact des deux matières ne dépasse pas la limite de l'adhérence.

L'armature doit être disposée pour qu'il en soit ainsi.

**9. Conditions relatives à l'exécution.** — Le béton, mis en place à



l'état mou, reçoit la forme extérieure de l'ouvrage à construire à l'aide de moules que l'on nomme coffrages.

Ces moules emprisonnent la masse jusqu'à ce qu'elle soit capable de se soutenir par elle-même.

La résistance finale du béton est, en règle générale, assurée par un damage soigné pendant la pose. Il importe que la disposition de l'armature soit telle qu'elle laisse toute facilité pour opérer ce damage.

D'autres fois, le béton est coulé à l'état liquide et non damé.

Dans plusieurs systèmes, les armatures ne présentent pas par elles-mêmes de résistance et ne sauraient tenir en place sans l'aide du béton qui les englobe. Les fers se placent donc après l'établissement du coffrage, au fur et à mesure de la pose du béton.

Pour faciliter la construction, certains inventeurs ont voulu que l'armature formât une construction complète et rigide qui pût être montée isolément. La carcasse métallique peut alors être établie avant le coffrage et quelquefois même on se sert de l'armature pour soutenir celui-ci.

La section des fers doit être vérifiée pour cet état de sollicitation.

Lorsque ces conditions sont observées, l'ossature est capable de supporter une certaine surcharge sans le secours du béton.

Si donc celui-ci est de mauvaise qualité et ne peut résister aux efforts pour lesquels la construction définitive a été calculée, l'armature, au moins, est toujours là pour empêcher la chute complète de l'ouvrage.

### § 3.

#### SYSTÈMES

**10. Classification.** — Les divers systèmes seront classés d'après l'état de sollicitation de la pièce en béton armé, considérée isolément.

L'état de sollicitation dépend à la fois de la forme de la pièce et du mode d'application des forces extérieures.

Les pièces *droites* peuvent être sollicitées à la *flexion* ou à la *compression*. La construction n'offre pas d'exemple de pièces semblables sollicitées à l'extension, au moins d'une manière systématique. Les pièces *courbes* travaillent à la *flexion*, à la *compression* ou à l'*extension*.

1<sup>o</sup> PIÈCES DROITES SOLLICITÉES A LA FLEXION

**11. Définition.** — Suivant que les forces extérieures sont normales ou non à l'axe de la pièce droite, celle-ci travaille à la *flexion simple* ou à la *flexion composée*.

Pour les solides en béton armé, la flexion composée est toujours une combinaison de la *compression* avec la flexion simple. Ce mode de sollicitation ne fournit pas, en général, de condition bien spéciale concernant la disposition de l'armature, en dehors de celles que donne la flexion simple. Cependant, si la compression est prépondérante, l'armature prend le type des pièces soumises à la compression simple (n<sup>o</sup> 49).

On rencontre dans cette catégorie de pièces, des couvertures plates, dalles, planchers, terrasses, ponts droits, etc., toutes pièces horizontales chargées par le dessus ; puis des plaques, radiers et semelles de fondations, pièces horizontales aussi, mais chargées par le dessous ; des cloisons verticales sollicitées latéralement, comme les parois des réservoirs, les murs de soutènement, etc. ; des parois inclinées telles que les combles, les revêtements de talus, etc.

On peut y ranger aussi les pièces en porte-à-faux, balcons, encorbellements, poteaux d'amarrage, etc., encastrés à un bout.

Le type ordinaire de ces constructions est le plancher horizontal chargé par le dessus.

On en distingue deux genres : la *dalle* ou *plaque* dont l'épaisseur est uniforme, et la *dalle nervée* ou *plancher à poutres* renforcé en certains points par des surépaisseurs dénommées *nervures* ou *poutres*.

Ces poutres peuvent être détachées de la dalle qu'elles renforcent. Ce sont alors des pièces isolées, de section rectangulaire. Celles-ci trouvent encore emploi sous forme de linteaux, cordons, bandeaux, etc. On comprendra toutes ces pièces dans le second genre, qui sera traité sous le nom générique de *poutres*.

**12. Disposition générale de l'ossature.** — Quelle que soit la forme de la pièce en section transversale et qu'il s'agisse d'une *dalle* ou d'une *poutre*, les conditions de stabilité quant à la flexion du solide imposent les mêmes formes générales d'armature.

Si l'on considère le solide comme formé d'un faisceau de fibres parallèles, on observe que la déformation par flexion a pour effet de déterminer une *extension* de toutes les fibres situées d'un même côté d'un plan dénommé plan des *fibres neutres*, tandis que toutes



celles situées de l'autre côté de ce même plan travaillent à la *compression*. De plus, le déplacement qu'effectuent, l'une par rapport à l'autre, les fibres imaginées dans la pièce fléchie, développe à leur contact des efforts de *glissement*.

Lorsqu'une pièce droite en béton est soumise à la flexion, ce sont toujours les efforts d'extension et de glissement qui en entraînent la ruine. En vertu du principe énoncé plus haut (n° 8), l'armature doit donc être disposée de manière à rencontrer ces deux natures de forces élastiques.

**43. Efforts d'extension.** — Pour simplifier le problème, prenons le cas d'une pièce posée sur deux appuis. Elle peut être appuyée *librement* ou *encastrée* plus ou moins parfaitement.

Dans le cas des *appuis libres*, la charge étant par hypothèse supposée agir du haut, les efforts d'extension se développent à la partie inférieure de la pièce sur toute sa longueur. L'armature doit donc être placée dans le bas, et régner sur toute la portée entre appuis. On obtient le maximum d'effet utile en la longeant aussi près que possible de la face inférieure.

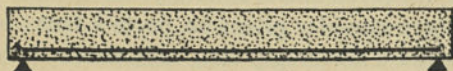


Fig. 1.

Elle peut être *droite* (fig. 1). On peut aussi lui donner une forme *courbe* (fig. 2) puisque le moment fléchissant augmente des appuis au milieu.



Fig. 2.

Dans ce dernier cas, la face inférieure du solide en béton est quelquefois rendue courbe également (fig. 3).

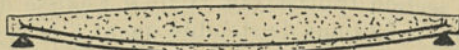


Fig. 3.

Si la pièce est *encastrée*, les moments fléchissants changent de sens sur la longueur de la portée. Dans la région centrale, c'est encore la

partie inférieure qui travaille à la traction. Près des appuis, c'est la partie supérieure.

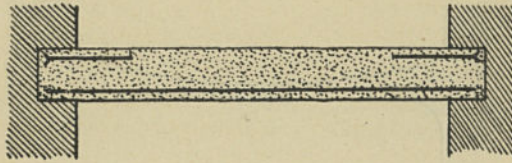


Fig. 4.

Un premier type (fig. 4) consiste à garnir la partie inférieure d'une armature droite complète et le dessus de deux amorces d'armature formant ancrage sur les appuis. Ces deux amorces s'étendent sur la longueur de la région tendue. Quelques constructeurs, considérant que cette longueur est assez indéterminée, ont pris la précaution d'armer la partie supérieure de la pièce sur toute son étendue (fig. 5).



Fig. 5.

C'est le type de l'armature *double*.

Lorsque l'armature est *courbe*, elle peut rester *simple*, et recevoir la forme de la figure 6, qui suit la courbe des moments de flexion dans

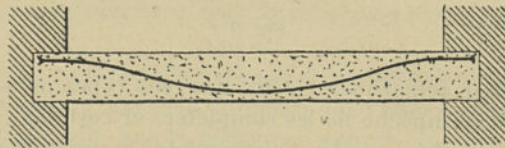


Fig. 6.

son allure, et donne à la fois la résistance voulue sur les appuis et dans la partie centrale. Souvent alors, on renforce l'épaisseur de la pièce par des appuis (fig. 7), pour améliorer l'encastrement sans devoir relever l'armature.

Plusieurs systèmes, voulant armer la partie inférieure sur toute sa



longueur, tout en conservant les avantages de l'armature courbe dont on parlera plus loin (n° 14), combinent les deux, suivant le type mixte

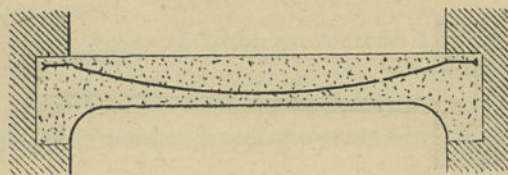


Fig. 7.

de la figure 8, que l'on complète d'ailleurs quelquefois par une armature supérieure droite (fig. 9).

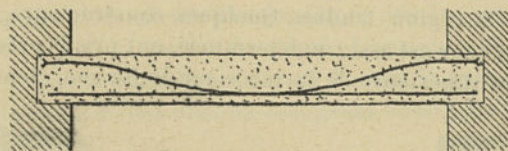


Fig. 8.

Telles sont les diverses dispositions principales que l'on a imaginées pour combattre les efforts de traction. Il va de soi, comme

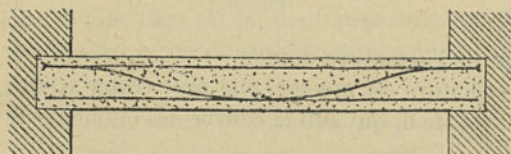


Fig. 9.

on l'a déjà fait remarquer (n° 8), que ces types ne sont que des minima. Rien n'empêche de les compléter, et certains constructeurs ont cru utile de le faire, soit pour augmenter la résistance, soit en vue de faciliter l'exécution (voy. n° 9).

C'est ainsi que l'armature supérieure de la figure 5, tout en travaillant à l'extension près des appuis, donne encore dans la région centrale un appoint à la résistance de la pièce par le renforcement qu'elle apporte aux fibres comprimées du béton. Cette armature supérieure est donc d'application aussi bien aux pièces appuyées librement qu'aux pièces encastrées. Sa présence peut se justifier d'ailleurs

par des raisons d'ordre pratique (voy. n° 14). Combinée avec les armatures courbes des types figures 2-3 et 6-7, elle donne de nouveaux systèmes d'armature dont la figure 10 représente une forme.

Le type de la figure 5 peut être rendu absolument *symétrique*, les deux armatures étant alors identiques.

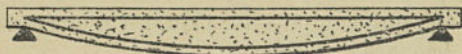


Fig. 10.

Ce n'est pas seulement dans le cas d'une pièce encastrée sur ses bords, ou en vue de conditions exceptionnelles de résistance, que l'on a préconisé l'armature symétrique. Certains auteurs ont été plus loin et l'ont recommandée comme type général. Ils ont voulu démontrer par le calcul que le maximum de résistance d'une pièce en béton armé se réalise, à poids égal d'armature, lorsque les barres sont disposées symétriquement par rapport au plan médian de la pièce. On verra plus loin (chap. iv, n° 595) ce qu'il faut penser de cette opinion.

**14. Efforts de glissement.** — Ces forces élastiques sont de deux ordres : d'une part, celles qui sont engendrées au contact de l'armature et du béton, et mettent en jeu l'*adhérence* des deux matières; d'autre part, celles développées dans la masse même du béton qui affectent la *résistance propre* de celui-ci au glissement.

Certains constructeurs admettent que les deux résistances sont assez élevées pour qu'il ne soit pas nécessaire de tenir compte de ces efforts dans la construction des pièces en béton armé. Il en est ainsi sans conteste pour les dalles de peu de portée et faiblement chargées. Mais pour les constructions de quelque importance, la discussion est possible. On y reviendra avec plus de détails au cours du chapitre iv (n° 609).

La question se présente d'ailleurs de façon différente pour les deux genres de glissement : On peut supposer que l'adhérence du métal au béton est plus grande que la résistance propre que celui-ci oppose aux efforts tangentiels.

Certains ne voient donc pas la nécessité d'assurer le fonctionnement de la première, tandis qu'ils viennent en aide à la seconde<sup>1</sup>. D'autres constructeurs professent l'opinion diamétralement opposée.

<sup>1</sup> Il est utile d'ajouter que l'on n'est pas d'accord sur le rôle de l'adhérence dans la stabilité des pièces en béton armé soumises à la flexion (voy. à ce sujet chap. iv, nos 515 et 538).



Quoi qu'il en soit, il faut remarquer tout d'abord que la forme de l'armature a une influence notable sur l'importance même des efforts de glissement. L'armature courbe (figg. 2, 3, 6 et 7) présente pour avantage de réduire de beaucoup les efforts tangentiels (voy. chap. iv, n° 514), ce qui permet, dans certains cas, de se passer de toute consolidation spéciale pour combattre ce genre d'efforts. Les systèmes mixtes (figg. 8, 9 et 10) qui comportent l'emploi d'une armature courbe, obtiennent un bénéfice analogue.

Quelle que soit la disposition de l'ossature (figg. 1 à 10), lorsqu'il faut rencontrer les forces élastiques de glissement, les organes nouveaux que l'on met en œuvre dans ce but doivent, avec le béton auquel ils prêtent concours, remplir la même fonction que l'*âme* des poutres métalliques.

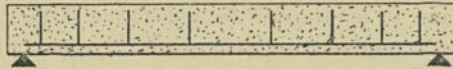


Fig. 11.

Un grand nombre de systèmes se contentent de réaliser la liaison voulue par des tiges en métal insérées verticalement (fig. 11) ou obliquement dans le béton. Fixées à l'armature principale, elles empêchent celle-ci de glisser dans la gangue. Elles s'opposent également sur toute leur hauteur au glissement relatif des couches de béton. Non fixées à l'armature, elles ne jouent que ce dernier rôle.

Si les liaisons sont de section invariable, il est rationnel de les répartir à des distances croissantes à partir de chaque appui, afin de suivre la loi de variation de l'effort tranchant.

Lorsque l'ossature est simple, ce que suppose la figure 11, les liaisons dont il s'agit ne peuvent être fixées ou tout au moins prendre appui que d'un côté seulement sur l'armature. De l'autre, elles se terminent dans la masse du béton. Au point de vue pratique (voy. n° 9), il peut paraître utile de leur donner un appui ou un point de fixation de ce côté également. C'est ainsi que se justifie quelquefois l'armature double complète (fig. 5) qui prévoit une armature du côté comprimé comme du côté étendu.

Dans ce cas, comme d'ailleurs pour tous les autres systèmes d'armature (figg. 1 à 10), les liaisons peuvent toujours affecter la forme de tiges, entretoises, étriers ou ligatures isolées les unes des autres et disposées verticalement ou obliquement. Mais quelquefois aussi l'*âme* métallique de la pièce en béton armé est complétée à l'exemple du treillis d'une poutre (fig. 12).

Si, dans ce cas, les barres de treillis, remplacées au besoin par une tôle pleine, sont assemblées aux semelles hautes ou basses qui font office d'armature double, la poutre métallique qui constitue l'ossature

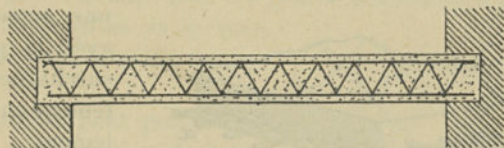


Fig. 12.

devient une construction capable par elle-même d'une certaine résistance sans le secours du béton. C'est ce que réalisent certains systèmes dont on a indiqué précédemment le principe (n° 9), qui tend à réduire le rôle du béton au profit du métal.

A. — Dalles.

**15. Composition de l'ossature.** — Les diverses dispositions d'armature dont on vient d'indiquer la configuration générale, étant réalisées à l'aide de barres, se répètent dans une série de plans verticaux parallèles pour constituer dans leur ensemble l'ossature de la dalle.

Entre ces armatures élémentaires, on peut établir ou non des barres dirigées dans le sens transversal. Il existe donc deux classes d'armatures pour dalles : les *armatures en treillis* et les *armatures à barres indépendantes*.

**16. Armatures en treillis.** — Dans ce groupe même, les systèmes d'armature seront répartis d'après la disposition générale de celle-ci, en :

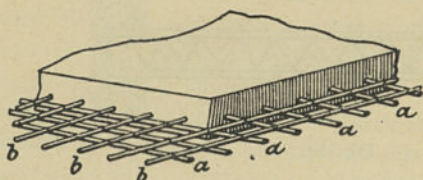
- a) Armatures *droites et simples* (fig. 1);
- b) Armatures *courbes et simples* (figg. 2, 3, 6 et 7).
- c) Armatures *doubles* (figg. 4 et 5).
- et d) Armatures *mixtes* (fig. 8).

Quant aux armatures des types figg. 9 et 10, l'étude détaillée n'en est pas nécessaire pour les dalles. On les retrouvera dans la construction des poutres.

**17. Armatures droites et simples.** — Dans le système MONIER (figg. 13-14), l'ossature est un treillis de barres parallèles de section ronde, se coupant à angles droits.



Les barres inférieures *a*, qui sont les *tiges de résistance*, sont placées dans le sens de la portée de la dalle lorsque celle-ci ne repose que sur deux appuis. Si la dalle porte sur un cadre rectangulaire, on les place dans le sens de la petite dimension de celui-ci. Ces tiges ont



une section variable avec la portée et la surcharge; leur écartement en dépend également.

Les barres supérieures *b* sont les *tiges de répartition*; elles ont pour fonction spéciale d'intéresser le plus grand nombre possible de barres de résistance à l'action d'une charge isolée, ou de leur prêter secours lorsque la dalle repose sur quatre appuis. Certains voient dans ces barres un organe destiné à former une butée qui empêche le glissement du béton le long des barres de résistance pendant la flexion, et à

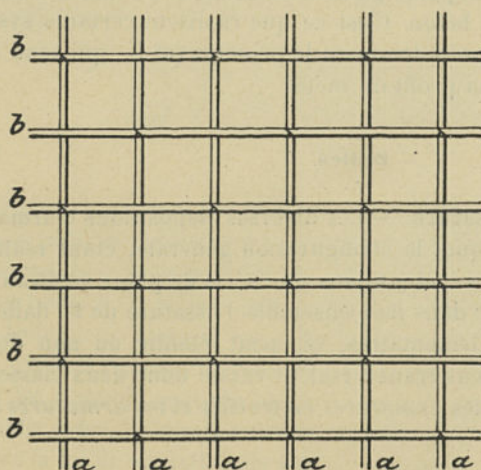


Fig. 13-14. — Système MONIER.

prêter ainsi secours à l'adhérence du fer au ciment. On y voit encore un entretoisement destiné à maintenir les barres de résistance à leur écartement primitif pendant la construction. Ces tiges de répartition ont un diamètre moindre que les barres de résistance.

Les tiges de résistance et les tiges de répartition sont reliées en certains de leurs points de croisement par des ligatures en fil de fer.

D'après plusieurs ingénieurs, ces ligatures ne présenteraient d'utilité que pour la mise à écartement des barres de résistance pendant la pose de l'armature, et n'auraient aucune fonction à remplir dans le phénomène de la flexion. Il est bon de noter que cette opinion est en contradiction avec les deux dernières interprétations du rôle des barres de répartition qui ont été citées plus haut.

Tel est le type des armatures métalliques, et l'on conçoit aisément que, par des variations portant sur l'un ou sur l'autre des éléments qui viennent d'être définis, on puisse arriver à créer un grand nombre de systèmes. En fait, tous les genres d'armatures peuvent être considérés, ainsi qu'on va le voir, comme des transformations du type MONIER.

La modification peut porter simplement sur la disposition des mailles du réseau. Les deux séries de barres peuvent faire un certain angle avec la direction de la flexion principale (fig. 15). Elles jouent alors toutes deux le même rôle, et doivent être de force égale. Cette disposition est réalisée dans le système SCHLÜTER (chap. II, n° 196).

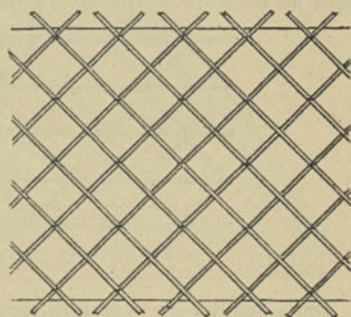


Fig. 15.

Certains constructeurs, sans changer la direction des barres du treillis MONIER, en modifient la section. Celle-ci, au lieu d'être ronde, est quelquefois carrée ou méplate; on emploie également des fers profilés<sup>4</sup>.

Dans tous ces systèmes, les deux séries de barres ne sont assemblées que par de simples ligatures. Cette liaison rudimentaire peut être perfectionnée.

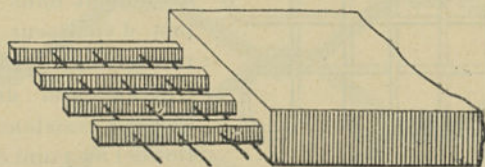


Fig. 16. — Système HYATT.

Le système HYATT (fig. 16) forme les tiges de résistance de barres plates posées de champ. Ces barres sont percées de trous dans lesquels sont enfilés des fers ronds qui sont les tiges de répartition.

D'autres inventeurs ont remplacé les barres de répartition par des liaisons réunissant deux à deux les tiges de résistance et assemblées avec elles. Les systèmes DONATH (voy. chap. II, n° 66) et MÜLLER (n° 67)

<sup>4</sup> Ces dispositions, peu employées dans les dalles, sont plus fréquentes dans les tuyaux et réservoirs (n° 56).



ont adopté les dispositions ci-dessous (fig. 17 ou 18) dans leurs treillis. Pour le premier, les barres de résistance sont des fers plats posés de champ ou des fers profilés en simple ou double T, et les barres de répartition, des fers plats. Pour le second, toutes les tiges, tant de résistance que de répartition, sont des plats posés de champ.

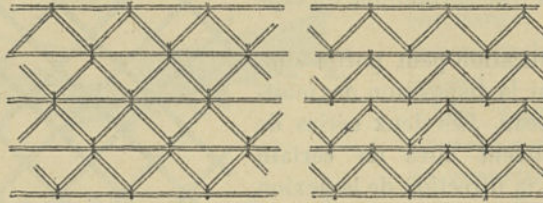


Fig. 17-18. — Systèmes DONATH et MÜLLER.

Dans ces divers systèmes, les barres qui forment le réseau métallique sont des tiges droites. Mais si leur diamètre peut être réduit à 5 mm. ou moins, elles deviennent des fils très flexibles. Le moyen le plus simple pour assurer la solidarité du réseau, est alors d'entrelacer ces fils en les faisant passer alternativement au-dessus et au-dessous de ceux qu'ils croisent. L'armature devient ainsi une véritable toile métallique.

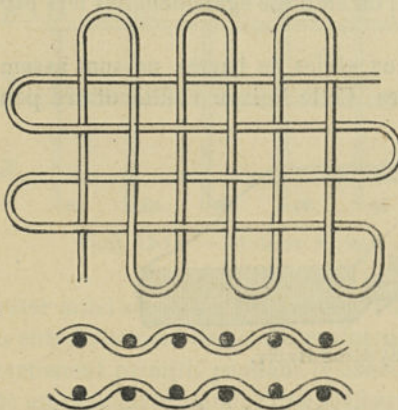


Fig. 19-20. — Système COTTANCIN.

Ce système est appliqué fréquemment dans les dalles de peu d'épaisseur. Il n'est pas recommandé pour les constructions qui doivent offrir quelque résistance, étant irréaliste au point de vue du travail des barres à la traction.

Lorsque le réseau présente des mailles rectangulaires formées de fils alignés parallèlement, la construction conserve

généralement le nom de système MONIER.

Le système RABITZ (voy. n° 3) emploie comme réseaux métalliques les grillages ordinaires en fil galvanisé que livre le commerce. Les fils, plus minces que dans le système MONIER, sont entrelacés en zigzag; les mailles, plus petites, sont en forme de losanges (fig. 15) ou d'hexagones.

M. COTTANCIN applique un système analogue (figg. 19-20) et constitue l'ossature d'un fil qu'il plie et replie sur lui-même. Les figures ci-dessus ne représentent que le schéma du système, qui est absolu-

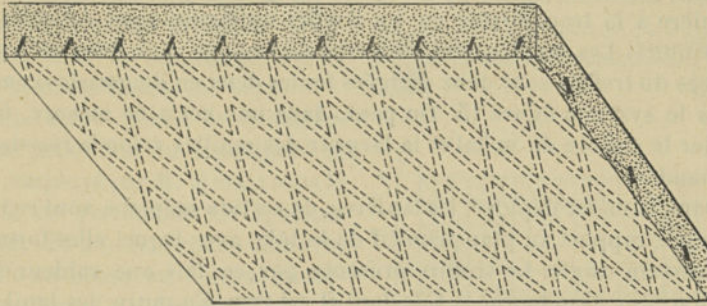


Fig. 21. — Métal déployé.

ment analogue au système MONIER, modifié comme on vient de le dire. En réalité, M. COTTANCIN emploie dans le tissage de ses treillis une

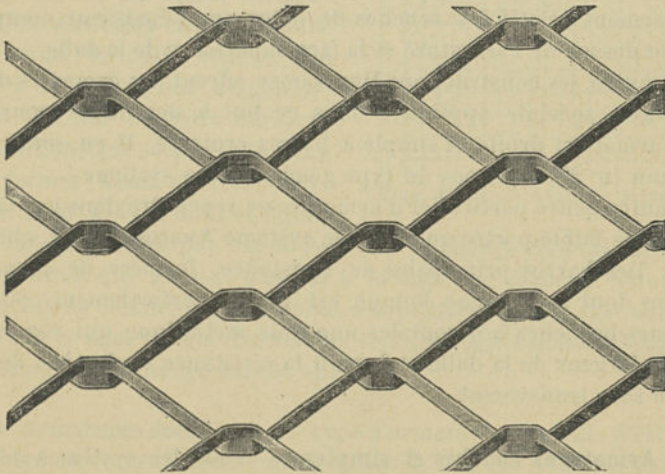


Fig. 22. — Métal déployé.

grande variété de formes. Le diamètre du fil reste généralement le même ; la résistance varie avec la dimension des mailles.

Il va de soi d'ailleurs que, dans cet ordre d'idées, tout système de réseau métallique peut constituer une armature et l'on ne s'est pas fait faute d'en employer de toute espèce (voy. chap. II, nos 113 et 199).



Un autre genre d'ossature va plus loin encore dans la solidarité des deux séries de barres. Ce système, désigné sous le nom de *métal déployé* (figg. 21 et 22) et dû à l'inventeur américain J. F. GOLDING, forme l'armature d'une tôle unique découpée en lanières et étirée de manière à la transformer en un treillis uniforme sans solution de continuité. Les mailles sont en forme de losange. Les deux séries de barres du treillis sont donc dirigées toutes deux en diagonales comme dans le système figure 15. On peut, dans une certaine mesure, faire varier le calibre du métal et la largeur des mailles selon la résistance demandée.

Dans le métal déployé, les lanières, de section méplate, sont redressées par rapport au plan primitif de la tôle, avec lequel elles forment un certain angle. Le treillis présente par ce fait une raideur à la flexion plus grande que la tôle dont il est issu. En outre, les lanières, formant organes de butée, enserrant le béton dans leurs mailles de façon à empêcher sur leur hauteur tout glissement des couches du béton. Les autres caractères, avantageux ou non, du métal déployé seront indiqués ultérieurement (chap. IV, n° 614).

Dans aucun des systèmes ci-dessus, il n'est pris de précaution contre le glissement relatif des couches de béton sur l'épaisseur comprise entre le dessus de l'armature et la face supérieure de la dalle.

Par contre, les constructions HENNEBIQUE offrent des exemples d'une disposition spéciale appliquée dans ce but à des dalles pourvues d'une armature droite et simple à barres croisées. Il en sera parlé plus loin (n° 25) à propos du type général de ce système.

Un autre genre particulier d'armature se rencontre dans les dalles-hourdis de faible portée qu'utilise le système AMBROSIUS (voy. chap. II n° 72). Des barres principales de résistance, formées de cornières inégales dont la branche longue est placée verticalement, portent par leurs branches horizontales une toile métallique qui règne sur toute la largeur de la dalle et fournit la résistance voulue à la flexion dans le sens transversal.

**18. Armatures courbes et simples.** — Tous les systèmes décrits comme armatures droites se prêtent à la construction d'une ossature courbe.

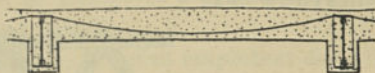
Dans ce genre de construction, l'armature doit être ancrée aux appuis à des points fixes.

Parmi les types d'ossatures courbes, celui de la figure 7, pour dalles encastrées, est le plus important.

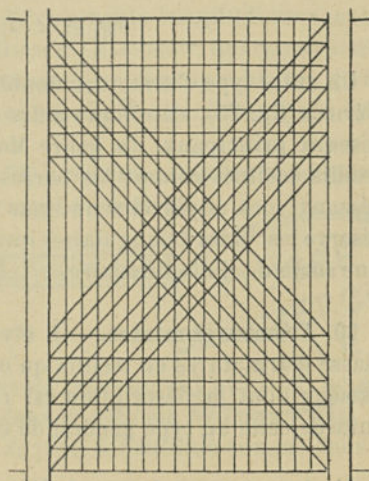
Réalisé à l'aide d'un réseau MONIER (fig. 14), il porte le nom de sys-

tème KOENEN<sup>1</sup>. Le système MÜLLER (figg. 17-18) a également reçu application sous cette forme, ainsi que le *métal déployé*.

Le système LILIENTHAL a adopté la disposition de la figure 3. L'armature suspendue aux appuis est formée d'un ou de plusieurs réseaux métalliques en fil mince (voy. chap. II, n° 70) semblables à ceux du système RABITZ (n° 17).



Un autre genre de construction, procédant du type figure 2, est employé par M. MATRAI sous le nom de *fer-béton*. Ce système (figg. 23-24) incorpore dans la dalle en béton un réseau métallique formé de fils suspendus à des points fixes et auxquels on a laissé prendre la forme de chaînettes.



Figg. 23-24. — Système MATRAI.

Ces fils sont répartis en plusieurs séries, les unes dirigées parallèlement aux côtés du cadre sur lequel la dalle repose, les autres la traversant diagonalement. Le but de cette dernière disposition, qui se présente sous des formes assez variées (voy. chap. II, n° 114) et dont la figure 24 n'est qu'un exemple, est de reporter la charge vers les extrémités des poutres qui servent d'appui à la dalle, de façon à réduire les moments de flexion qui sollicitent ces poutres<sup>2</sup>. M. MATRAI admet en effet que ce sont les fils d'armature seuls, à l'exclusion du béton, qui transmettent la charge sur les appuis.

**19. Armatures doubles.** — Ce type d'armature en treillis n'est guère employé que sous la forme de la figure 5. Il a été réalisé à l'aide de deux treillis MONIER. Les deux réseaux sont quelquefois laissés indépendants l'un de l'autre, mais on peut les relier au moyen de ligatures en fils métalliques, nouées autour de chaque réseau et passant de

<sup>1</sup> Il existe plusieurs systèmes de ce nom. Celui-ci est désigné en Allemagne sous le nom de *Könensche Voutenplatte*.

<sup>2</sup> Une variété de ce système, qui donne à la dalle l'aspect et la fonction d'une voûte renversée, sera décrite plus loin (n° 45).



l'un à l'autre. La dalle est ainsi défendue contre les efforts de glissement (voy. n° 14).

La même disposition est employée dans les dalles armées de *métal déployé*. Dans ce cas, les deux réseaux ne sont généralement pas reliés entre eux.

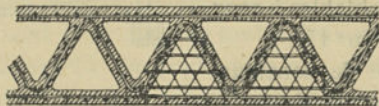


Fig. 25. — Système NÉVILLE.

Un autre type d'armature double, proposé sous le nom de système NÉVILLE (fig. 25), s'applique à des dalles de forte épaisseur. Les deux réseaux principaux, du genre MONIER, sont entretoisés par d'autres treillis inclinés comme les barres d'une poutre triangulée. Tous ces réseaux sont noyés chacun dans une paroi mince en ciment et l'on réserve les vides triangulaires qui les séparent de manière à réaliser une sorte de dalle tubulaire.

**20. Armatures mixtes.** — Il n'y a d'autre système à citer dans cette classe d'armatures en treillis qu'une variante de la construction HENNEBIQUE dont la description est reportée plus loin (voy. n° 25), à la suite de celle du type général de ce système.

**21. Armatures à barres indépendantes.** — Dans les armatures en treillis, les barres de répartition peuvent paraître d'une utilité moins directe que les barres de résistance. Lorsqu'elles ne sont pas parfaitement assemblées à celles-ci (comme dans le système MONIER), leur rôle dans la stabilité de glissement est, comme il a été dit (n° 17), quelquefois même contesté.

Un certain nombre de constructeurs se sont donc proposé de réduire au minimum le poids des tiges de répartition. Quelques-uns les ont même supprimées complètement, mais en pratique cependant il est rare que l'on ne prenne pas la précaution de poser quelques barres transversales, ne fût-ce que pour maintenir les barres principales à l'écartement voulu pendant la construction.

Il va de soi, d'ailleurs, que des barres indépendantes ne forment armature que pour un sens de flexion. Les dalles posées sur un cadre d'appui rectangulaire, doivent nécessairement comporter une armature à barres croisées.

Dans la description des systèmes d'armatures à barres indépen-

dantes, on adoptera la même classification que pour les armatures en treillis (voy. n° 16).

**22. Armatures droites et simples.** — L'ossature des dalles en béton armé peut se composer simplement de fers posés à une certaine distance les uns des autres sans aucune liaison.

Parmi les constructions de ce genre, les unes emploient des fers plats posés de champ. Tels sont les systèmes STOLTE (chap. II, n° 71) et RÖSSLER (n° 72) qui s'appliquent à des dalles-hourdis fabriquées à l'avance. Ces dalles sont percées d'évidements longitudinaux entre les fers d'armature. Les systèmes HELM et CZARNIKOW, qui construisent les hourdis sur place, emploient comme armature une bande de fer plat qui serpente horizontalement en touchant alternativement chacun des deux appuis.

Le système BRAMIGK (chap. II, n° 77) a recours à des fers ronds posés parallèlement entre des tuyaux formant évidements.



Fig. 26.

Enfin on emploie des fers profilés de type courant qui sont, ou des fers en simple T (fig. 26) comme dans le système WÜNSCH (chap. II, n° 75), ou des profils en double T de petit échantillon comme dans le système HOLZER.

Les autres inventeurs qui se sont proposé de supprimer les barres de répartition des armatures en treillis ont admis que l'absence de cet élément imposait des dispositions spéciales quant à la stabilité de glissement.

Quelques-uns ont façonné les barres de résistance de manière à renforcer l'action de l'adhérence.

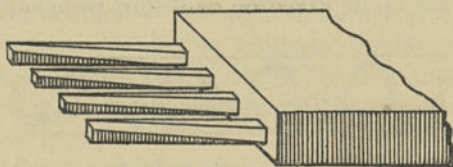


Fig. 27. — Système RANSOME.

E. L. RANSOME emploie comme tiges de résistance des barres tordues (fig. 27). La section de ces barres est le plus souvent carrée,



mais le système comporte aussi des sections en croix, ou encore formées d'un triangle ou d'un polygone à côtés concaves.

La torsion des barres se fait à froid. Cette opération, qui modifie les qualités du métal, influe sur le taux de travail admissible pour l'armature (voy. chap. IV, n° 561).

Dans le système HABRICH (chap. II, n° 73)<sup>1</sup> les fers sont également tordus, mais ce sont des barres de section méplate. Ici la torsion se fait à chaud. Un dispositif d'armature analogue porte le nom de système DÜSING.

Le système DONATH (chap. II, n° 74) prend comme tiges de résistance des barres dont la section est en forme d'S.

Le système de hourdis de la *Columbian Fireproofing Company* emploie des fers spéciaux présentant la forme d'un plat posé de champ et muni de saillies latérales, de façon à offrir en coupe transversale l'aspect d'une double croix.

Les deux types d'armatures droites restant encore à mentionner ne suppriment pas, à proprement parler, les barres de répartition, mais en modifient la forme de manière à les faire intervenir dans la résistance au glissement sur toute l'épaisseur de la dalle, ce qui, par le fait même, réduit leur rôle au point de vue de la répartition des charges.

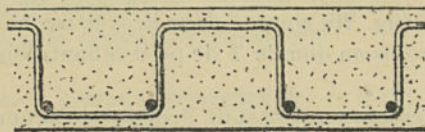


Fig. 28. — Système CHAUDY.

Le système CHAUDY (fig. 28) croise avec les barres de résistance des tiges en fer rond ou feuillard façonnées en *crémaillère*. Dans le sens de la portée de la dalle, ces crémaillères sont réparties à des distances inégales d'après la loi de variation de l'effort tranchant.

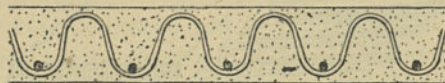


Fig. 29. — Système DÉGON.

Le système DÉGON (fig. 29), entièrement analogue au précédent, emploie comme liaisons transversales des barres ondulées.

<sup>1</sup> Ce système est connu également sous le nom de *Thomas et Steinhoff*.

**23. Armatures courbes et simples.** — Parmi les armatures de ce genre formées de barres indépendantes, diverses applications de la forme typique des dalles encastrées (fig. 7) sont à signaler.

Le système WILSON (chap. II, n° 76) la réalise simplement à l'aide de bandes de fer plat suspendues de distance en distance aux bourrelets supérieurs des poutrelles qui forment appuis de la dalle-hourdis.

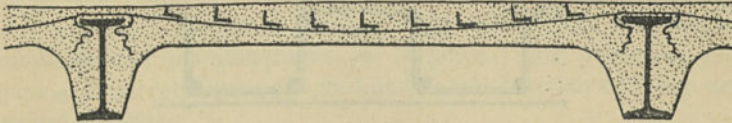


Fig. 30. — Système KLETT.

La Société *Maschinenbau-Actien-Gesellschaft Nürnberg* (maison KLETT) emploie un système semblable (fig. 30). Sur les bandes sont fixés des bouts de cornières dont la longueur est égale à la largeur du fer plat. Le but de ces cornières est de s'opposer aux efforts de glissement agissant au contact du métal et du béton.

Dans le système STAFF (figg. 31-32), les fers plats (*a*) sont posés à plat ou retournés de champ. Des saillies et encoches (*b*) de forme circulaire, alternant entre elles, sont imprimées au laminage sur ces bandes de fer. Leur but est encore de venir en aide à l'adhérence.

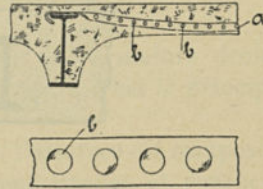


Fig. 31-32. — Système STAFF.

Le système Rossi donne à l'armature la forme sinusoïdale de la figure 6. Cette armature se compose de fils de petit diamètre posés à faible écartement. Pour maintenir ces fils à la distance voulue, on les réunit transversalement par quelques fers T de petite section.

**24. Armatures doubles.** — Le type d'ossature de la figure 4, comportant deux ancrages supérieurs de longueur limitée, est réalisé dans les constructions BOUSSIRON (voy. n° 33, fig. 57). Chacune des deux armatures se compose de fers ronds parallèles. Il n'y a pas de liaison entre ces barres.

L'armature double complète (fig. 5) est également employée. Elle peut être parfaitement *symétrique*, c'est-à-dire comporter deux séries parallèles de barres de même section.

C'est ce que propose M. LEFORT, qui réduit ce type d'armature à sa plus simple expression, en supprimant toutes liaisons verticales ou



horizontales entre les barres (voy. n° 33, figg. 48-49). Celles-ci sont de section ronde.

Le système CHAUDY (fig. 33) réunit les barres comme dans la dalle à armature simple (fig. 28), par des liaisons en forme de crémaillère qui servent de gabarit pendant la pose et donnent plus tard la résistance nécessaire aux efforts de glissement.

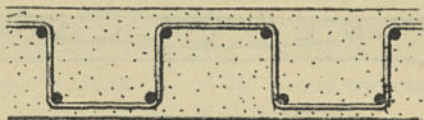


Fig. 33. — Système CHAUDY.

Aux systèmes précédents se rattache celui de la figure 34, sur lequel il n'est pas nécessaire de mettre de nom, car il a été employé partout et depuis longtemps. Si l'on développe les tiges de résistance en section transversale en augmentant leur espacement, on se trouve natu-

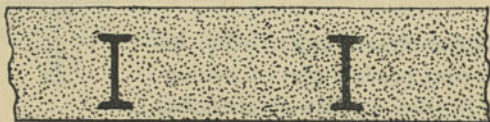


Fig. 34.

rellement conduit, comme dans le système de la figure 26, à les composer de fers profilés, puis à réaliser les liaisons verticales que demande la résistance au glissement à l'aide d'une âme pleine ou en treillis (voy. n° 14). On arrive ainsi à constituer l'ossature d'une série de poutrelles ou de poutres en treillis parallèles, et la dalle prend l'aspect d'un plancher ordinaire à charpente métallique, où le hourdis, fait de béton de ciment, aurait englobé les poutrelles dans sa masse.

Ce système peut être considéré comme le type de ceux qui demandent à l'armature, même prise isolément, la résistance voulue pour supporter les coffrages (en partie tout au moins) pendant la période d'exécution et après coup, le cas échéant, pour suppléer à un défaut de résistance du béton (voy. n° 9).

On considère généralement comme rationnel et favorable à la résistance, de loger les poutres vers le bas de la dalle en béton. L'ossature est alors disymétrique.

Quelquefois les poutres de l'ossature sont abandonnées dans le

béton sans aucune liaison transversale. On doit compter alors sur l'adhérence seule pour intéresser le béton à la fatigue du métal.

D'autres fois, l'on a jugé utile de renforcer la liaison des deux matières en réunissant les poutrelles à l'aide d'entretoises. Celles-ci reprennent ainsi le rôle des barres de répartition dans les armatures en treillis. On peut former ces entretoises de simples fers ronds ou profilés. Quelquefois ce sont elles-mêmes des poutrelles.

Il est sans intérêt de décrire les innombrables systèmes de ce genre dont on a préconisé l'emploi, notamment dans les planchers pour bâtiments incombustibles, car la plupart sont purement empiriques et ne se rattachent que de loin à la construction en béton armé proprement dite.

Comme appartenant à la classe d'armatures dont il est ici question, on peut encore citer le système de dalle-hourdis WEYLER. L'ossature y est formée de bandes de tôle posées de champ dont la hauteur prend presque toute l'épaisseur de la dalle. Ces bandes sont percées de trous circulaires de grand diamètre qui ne laissent subsister que deux lisses formant armature supérieure et inférieure et des montants qui donnent la résistance voulue au glissement.

**25. Armatures mixtes.** — La combinaison de l'armature droite et de l'armature courbe sous la forme de la figure 8 est le principe du système HENNEBIQUE.

Dans ce genre de construction (figg. 35-36), l'ossature est composée de barres rondes parallèles, alternativement droites et courbes. Celles-ci, que l'on dénomme souvent *barres pliées*, reçoivent une forme polygonale. Après avoir formé tiges d'ancrage à leurs extrémités, elles s'infléchissent à partir des appuis pour venir, dans le bas de la dalle, rejoindre le niveau des barres droites sur leur partie centrale.

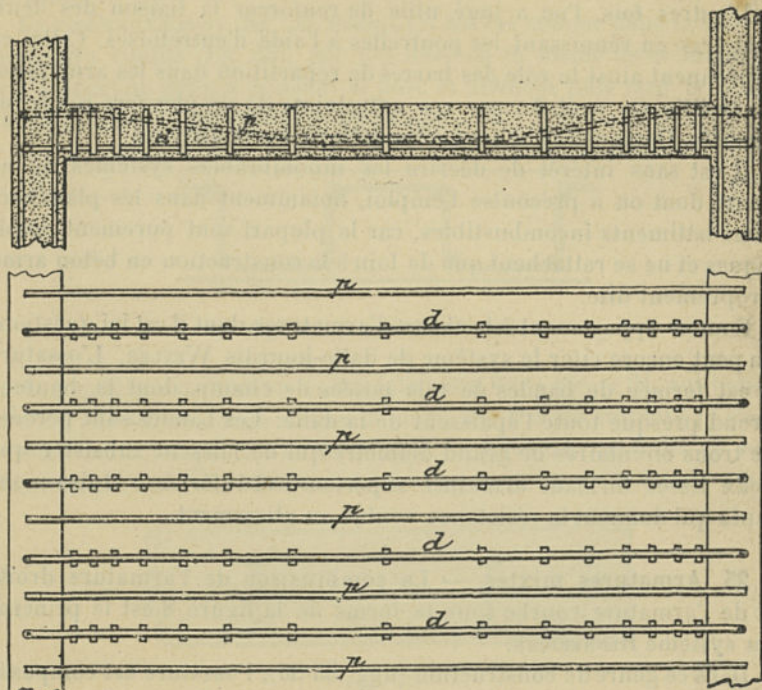
Un autre caractère du système se trouve dans les *étriers*. Ce sont des fers plats pliés (fig. 37) qui passent par-dessous les barres droites et viennent s'agrafer par des pattes à la partie comprimée du béton. Ces étriers ne sont pas fixés aux barres qu'ils embrassent. Ils ont pour objet de résister aux efforts de glissement (voy. n° 14).

Ce dispositif est le type général du système HENNEBIQUE, mais il existe des variantes qui en diffèrent par l'emploi de tiges de répartition. Celles-ci sont toujours droites.

Un premier genre d'armature en treillis, déjà signalé au n° 20, laisse subsister les barres et les étriers de l'ossature décrite ci-dessus (figg. 35-36) mais les complète par des barres droites croisées avec celles du type général (voy. chap. II, n° 31). L'ossature comprend ainsi



une armature droite en treillis et une armature courbe à barres indépendantes.



Figgs. 35-36. — Système HENNEBIQUE  
d, barres droites. — p, barres pliées

L'autre système (chap. II, n° 92) simplifie le précédent en rendant toutes les barres droites (voy. n° 17). Ce n'est plus alors que le système MONIER (figg. 13-14) complété par l'adjonction d'étriers.

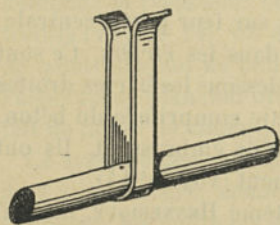


Fig. 37. — Étrier HENNEBIQUE.

A côté du système HENNEBIQUE, il n'y a à signaler parmi les armatures mixtes à barres indépendantes, que le système BOUSSIRON (voy. n° 33, fig. 57). Celui-ci compose également l'ossature de barres rondes alternativement droites et courbes, mais les étriers n'existent pas.

#### B. — Pontres.

26. Principe des dalles nervées. — Lorsque l'espace à couvrir au

moyen de la dalle en béton armé prend de plus grandes dimensions, on se trouve conduit, si l'on ne veut pas renforcer outre mesure l'armature métallique, à donner à la pièce une épaisseur plus forte et à mettre en œuvre une plus grande masse de béton. Celle-ci devient à la fois une nuisance comme poids mort, et une cause de majoration sérieuse de dépense. Il est donc naturel de se demander si cette masse ne peut être réduite, grâce à une adaptation plus stricte à ses fonctions réelles.

La plupart des constructeurs admettent que le béton ne présente à l'extension qu'une résistance négligeable, et qu'il convient de ne pas en tenir compte à côté de celle de l'armature étendue. Le rôle du béton dans toute la partie de la dalle soumise à l'extension se trouve alors limité à la résistance au glissement, c'est-à-dire à la fonction de l'âme dans les poutres métalliques. EB

Si donc l'on trace dans l'épaisseur de la dalle et parallèlement à ses faces, le plan des fibres neutres (voy. n° 12), tout le béton situé d'un côté de ce plan et soumis à la compression devra être considéré comme indispensable à la stabilité, tandis que le béton situé de l'autre côté pourra être réduit à ce qu'il faut pour assurer une liaison suffisante entre le béton comprimé et l'armature étendue. Cette réduction peut être très importante, surtout si l'on augmente la résistance du béton au glissement en y incorporant des éléments métalliques (voy. n° 14). Rien n'empêcherait même, théoriquement, de supprimer tout le béton de la partie étendue en donnant aux armatures les dispositions voulues. En pratique, on ne va pas jusque-là, parce que le béton doit englober l'armature pour la mettre à l'abri de la rouille et du feu (voy. chap. v, nos 622 et 626).

Ainsi qu'il a été dit plus haut (nos 19), certains constructeurs ménagent des évidements dans l'épaisseur de leurs dalles (voy. aussi chap. II, nos 71, 72, 77). C'est une première forme d'application des idées que nous venons d'exposer. L'autre forme est la *dalle nervée* ou *plancher à poutres*.

**27. Type des dalles nervées.** — Les principes appliqués dans la construction des dalles à nervures sont entièrement analogues à ceux qui se manifestent dans les dalles simples et l'on peut imaginer facilement, pour tous les systèmes de dalles en béton armé, une transformation analogue à celle qui va être décrite.

Considérons, par exemple, le système MONIER (figg. 13-14). Les barres des deux séries ayant été rendues indépendantes, rassemblons toutes les barres de résistance  $a$  en un faisceau. D'autre part remontons au-



dessus du plan des fibres neutres les barres de répartition *b*. Supprimons ensuite le béton situé sous ce même plan en ne conservant qu'une nervure descendant jusqu'au faisceau *a* qu'elle englobe. On obtient ainsi un plancher à poutres (fig. 38) dans lequel les barres de résistance forment la semelle inférieure des nervures, tandis que les barres de répartition constituent à elles seules l'armature du hourdis.

Chaque nervure forme, avec les parties adjacentes du dallage, une sorte de poutre hétérogène en simple T dans laquelle le hourdis est la *semelle de compression*, la barre métallique, la *semelle d'extension* et le béton qui la surmonte, l'*âme*.

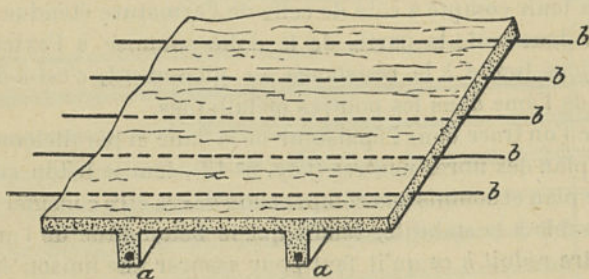


Fig. 38.

Tel est le type général des planchers à poutres. Mais ici, comme pour les dalles simples, les systèmes sont nombreux. Ils se caractérisent, avant tout, par l'armature des poutres. La disposition générale de celle-ci a été indiquée (nos 12 à 14). Elle est la même que pour les dalles.

Une distinction est à faire cependant :

Par suite de la réduction, au strict minimum, de la quantité de béton comprise dans les nervures, les liaisons métalliques destinées à assurer la stabilité de glissement, c'est-à-dire à réaliser la solidarité voulue entre la semelle comprimée et la semelle étendue, prennent plus d'importance dans les poutres que dans les dalles.

Le hourdis doit être considéré comme une dalle continue dont la portée est égale à la distance de deux nervures consécutives. Les systèmes décrits plus haut (nos 15 à 25) pour les dalles simples sont donc immédiatement applicables à cette partie de la construction.

Le hourdis peut affecter la forme de voussettes portant de poutre à poutre. L'armature est alors une de celles qui seront indiquées plus loin, à propos des voûtes (nos 42 à 45).

**28. Type des poutres.** — Il arrive que la nervure soit rendue

indépendante du hourdis. La poutre en T fait alors place à une pièce de section rectangulaire. La largeur de la semelle (fictive) comprimée, constituée par le béton, est réduite à celle de l'âme. Pour que la résistance n'en souffre pas, il faut que la hauteur de la poutre soit plus grande, ou que l'on incorpore dans la partie comprimée du béton, une armature supplémentaire. A part cette différence, la poutre en béton armé de section rectangulaire est constituée comme une nervure de plancher.

**29. Composition de l'ossature.** — Pour donner la description des systèmes actuellement en usage, on les répartira en quatre groupes, reproduisant la classification adoptée plus haut (n° 16) pour les dalles :

- a) Armatures *droites et simples* (fig. 1).
- b) Armatures *courbes et simples* (figg. 2, 3, 6 et 7).
- c) Armatures *doubles* (figg. 4, 5 et 10).
- d) Armatures *mixtes* (figg. 8 et 9).

**30. Armatures droites et simples.** — Si, dans la dalle nervée-type (fig. 38), les nervures sont suffisamment rapprochées pour que l'armature du hourdis puisse être supprimée, l'ossature du plancher se réduit à sa plus simple expression : une barre droite, de section ronde, logée à la partie inférieure de chaque nervure. Généralement, dans ce cas, le hourdis est profilé en forme de voussette dans chaque intervalle.

Tel est notamment le système KOENEN (voy. chap. II, n° 79)<sup>1</sup>, dont les nervures sont armées de barres rondes. Dans le système RANSOME, les barres, de section carrée ou polygonale, sont tordues comme dans les dalles simples de même nom (voy. n° 22, fig. 27).

Le système HYATT est également dérivé du type de dalle simple décrit plus haut (voy. n° 17, fig. 16). Chaque nervure est armée d'un fer plat posé de champ. Ces fers sont reliés entre eux par des barres de répartition qui forment tirants des voussettes-hourdis.

La barre d'armature des poutres peut être une pièce en fers profilés, en forme de T renversé. On en donnera un exemple plus loin (n° 34, fig. 58).

L'armature droite et simple est généralement considérée comme n'offrant pas assez de ressources pour les poutres fortement sollicitées.

Des constructeurs ont cependant étendu ses applications et l'on

<sup>1</sup> Koenensche Plandecke.



rencontre des planchers d'une certaine portée qui n'offrent pas d'autres armatures que celles représentées dans la figure 38. Ces constructions se désignent encore sous le nom de système MONIER.

Dans le système RANSOME, on construit également des planchers du même genre comportant des nervures et un hourdis plat armés simplement de barres droites tordues (voy. chap. II, n° 108)

**31. Armatures courbes et simples.** — Cette classe d'armatures ne renferme actuellement que deux systèmes.

Le premier a pris la forme de la figure 3.

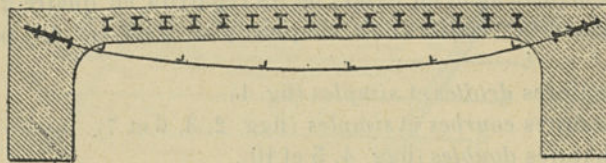


Fig. 39.

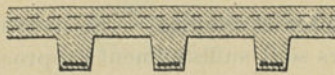


Fig. 40.

Figg. 39-40. — Système MÖLLER.

Dans le système MÖLLER (figg. 39-40), les nervures sont armées à leur partie inférieure par une barre suspendue, de section plate, qui vient s'ancrer sur chaque appui. Sur ces bandes sont rivées, de distance en distance, des cornières transversales dont le but et la disposition sont les mêmes que dans le système KLETT (voy. n° 23, fig. 30).

Les nervures sont profilées en ventre de poisson et suivent exactement le contour des barres plates. Leur hauteur s'annule aux extrémités. Par contre, l'épaisseur du hourdis est renforcée près des appuis.

Le hourdis est armé, dans le sens transversal aux nervures, par des poutrelles ou même de simples cornières.

Le second type d'armature courbe appartient, en principe, au genre défini par la figure 2.

Dans le système LOCHER ET C<sup>ie</sup> (figg. 41-42), l'armature est formée de plusieurs barres, dont chacune présente un tracé différent. Ces barres comprennent une partie droite et une partie courbe. La forme en est étudiée de façon à rencontrer partout, aussi normalement que possible, la direction des efforts de traction maxima et par le fait, à

annuler toute tendance au glissement le long de l'armature (voy. chap. iv, nos 513 et 610). Plus simplement, on peut admettre que la partie droite des barres résiste aux forces élastiques maxima de traction et la partie courbe aux efforts de glissement.

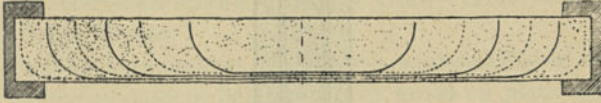


Fig. 41.

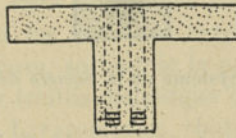


Fig. 42.

Figs. 41-42. — Système LOCHER et Cie.

Ce système ne se prête pas aux pièces encastrées, à moins d'une modification de la forme de l'armature.

Les barres sont de section méplate ou, préférablement, de section ronde.

**32. Armatures doubles.** — C'est à cette catégorie qu'appartiennent la plupart des systèmes de poutres en béton armé. On peut distinguer trois genres d'ossatures doubles :

**33. Premier genre.** — La tige de résistance  $a$  de la poutre-type (fig. 38), représentée par une ou plusieurs barres de section ronde, carrée ou méplate, est réunie, par l'intermédiaire de liaisons de formes diverses, à une ou plusieurs barres droites, disposées parallèlement aux premières à la partie supérieure de la poutre. Ces dernières barres peuvent s'étendre sur une certaine longueur près des appuis (fig. 4) ou, ce qui est le plus fréquent, sur toute la portée (fig. 5). Comme il a été dit plus haut, les barres supérieures trouvent leur justification, soit dans des raisons théoriques (n° 13), soit dans des motifs d'ordre pratique (nos 9 et 14).

En ce qui concerne spécialement les poutres, on doit noter encore que les barres supérieures ont pour effet de permettre à la nervure de supporter une certaine charge sans hourdis (n° 28). Quant au rôle des



liaisons établies entre les deux semelles, il a été indiqué à propos des dalles (n° 14).

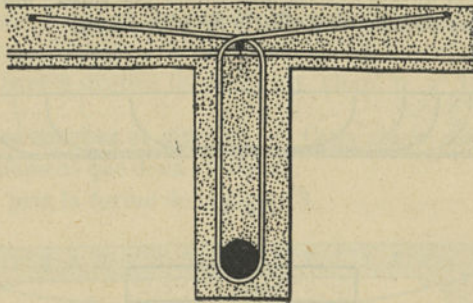


Fig. 43. — Système de la Société de Crèches.

La Société des chaux et ciments de Crèches (Saône-et-Loire), (fig. 43) forme l'armature inférieure d'une barre droite de section ronde. Le hourdis est armé de tringles de faible diamètre également droites et rondes, parallèles et sans liaison entre elles. Les deux semelles sont rendues solidaires par un certain nombre de liens métalliques formés d'un fil de fer replié autour de la barre inférieure et d'une petite barre qui repose sur les tiges du dallage.

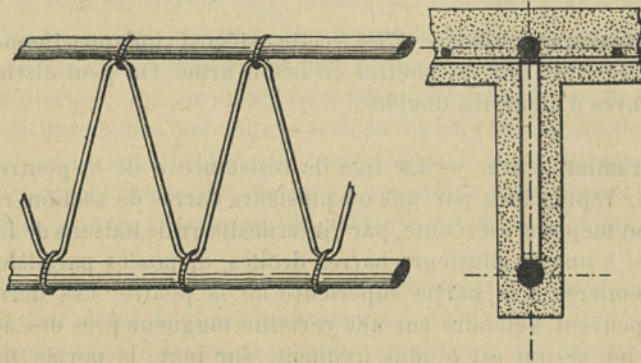


Fig. 44-45. — Système EDMOND COIGNET.

La barre supérieure sert au montage des liens verticaux. On n'en tient pas compte dans la résistance de la partie comprimée de la poutre, que l'on suppose formée de béton seul.

D'autres systèmes donnent à cette barre plus d'importance et for-

ment l'armature de deux tiges droites parallèles, de sections presque égales.

Dans le système EDMOND COIGNET (figg. 44-45), les deux barres, de section ronde, sont rendues solidaires à l'aide d'un fer feuillard venant se fixer alternativement sur l'une et l'autre par des ligatures. Le hourdis est armé d'un réseau de barres droites croisées semblable à celui des dalles MONIER.

Dans les planchers COIGNET, les poutres sont en général moulées à l'avance indépendamment des hourdis et mises en place comme des solives ordinaires (voy. chap. III, n° 415). La barre supérieure se place quelquefois au-dessous du hourdis dans le corps même de la nervure. L'âme est parfois aussi faite d'étriers en fer rond qui embrassent la barre inférieure et dont les branches extrêmes, après avoir fait le tour de la barre supérieure, sortent de la poutre et se replient pour venir se ligaturer sur le treillis métallique du hourdis.

Le système PAVIN de LAFARGE (voy. chap. II, n° 111) est analogue au précédent, mais ici c'est le hourdis que l'on constitue de pièces moulées d'avance. Les poutres sont de section rectangulaire et l'armature y est entièrement incorporée. La barre supérieure est reliée à la barre inférieure par un fil de fer formant treillis.

Dans les deux types ci-dessus, la barre de compression est encore souvent de section plus faible que la barre de tension. Leurs partisans se réclament cependant de l'armature *symétrique* (voy. nos 13 et 24) qu'ils adoptent quelquefois franchement en donnant la même section aux barres supérieure et inférieure.

Un autre système d'armature symétrique proposé par M. STELLET, se caractérise par la disposition de l'âme en treillis. Celle-ci est formée de montants verticaux, qui sont des gabarits en ciment armé moulés à l'avance et dressés en place de façon à maintenir à l'écartement les barres horizontales, et de diagonales formées de fils de fer ligaturés à ces barres.

Dans le système CHAUDY, entièrement analogue à celui de la *Société de Crèches* (fig. 43) les barres hautes et basses sont simplement reliées au moyen d'étriers en fer rond ou plat qui les embrassent (fig. 46 ou 47).

Comme il a été dit plus haut (n° 13), on a voulu voir encore dans la symétrie des armatures un principe rationnel au point de vue de la répartition économique du métal et l'on a poussé aussi loin que possible cette symétrie dans la disposition des fers.

Le système LEFORT (figg. 48-49) place dans le hourdis une armature double composée de fils parallèles disposés par paires dans deux



plans horizontaux symétriques par rapport à l'axe de la pièce (voy. n° 24). La poutre est armée de deux barres identiques de section ronde, dont la supérieure passe entre et à mi-distance des fils du hourdis. Près des appuis, M. LEFORT place, sur une petite

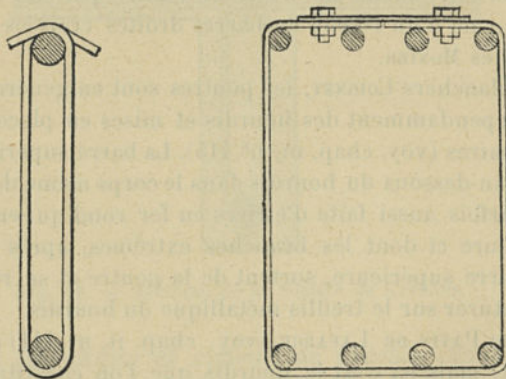


Fig. 46-47. — Système CHAUDY.

longueur, pour résister à l'effort tranchant, une barre supplémentaire fixée à mi-distance des armatures et dans le même plan vertical. M. LEFORT n'attribue, dans les petites poutres, qu'une influence très

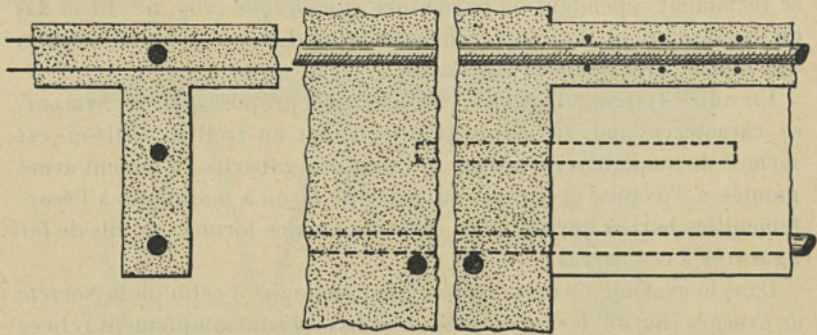


Fig. 48-49. — Système LEFORT.

faible, sinon nulle, aux liaisons des barres entre elles. Il reconnaît toutefois la nécessité de placer, dans les grandes poutres, des entretoises. Il propose de les former de fers cornières fixés, de distance en distance, dans des plans verticaux et rivés à des manchons qui entourent les barres.

Différents autres systèmes accordent plus d'importance au rôle de

l'âme métallique dans la stabilité des poutres et l'originalité de chacun d'eux se ramène au mode de liaison des barres supérieures et inférieures.

Le système DÉGON met en œuvre des attaches en fil ondulé. Il en existe deux variantes :

La première (fig. 50) relie les barres (au nombre de deux ou quatre dans chaque armature) par des ligatures en forme de W. Avec celles-ci, alternent d'autres entretoises de même aspect, mais dont les extrémités des fers sont repliées de chaque côté pour former armature des hourdis attenants et aller se rattacher finalement aux barres des poutres voisines.

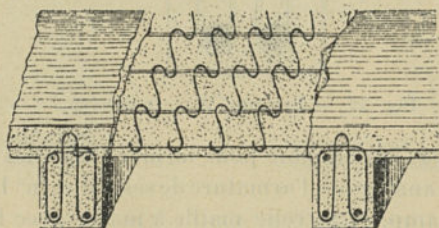


Fig. 50.

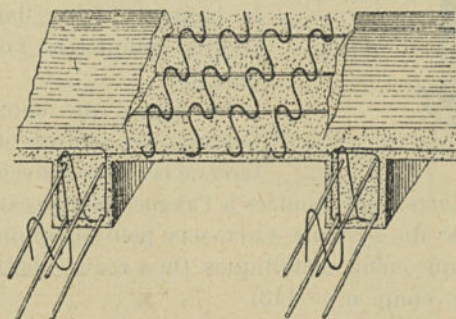


Fig. 51.

Figg. 50-51. — Système DÉGON.

Dans le second type DÉGON (fig. 51) les ligatures entourent les barres extérieures et sont reliées elles-mêmes par des barres ondulées dirigées dans le sens longitudinal de la poutre, entre les barres principales.

Le hourdis est armé ainsi qu'il a été indiqué à propos des dalles (n° 22, fig. 29).

Le système WALSER-GÉRARD (fig. 52) répartit les tiges principales en



deux séries disposées en quinconce et les relie entre elles à l'aide de barres (de section ronde ou méplate) repliées sur elles-mêmes de manière à serpenter d'une tige à l'autre. Leurs extrémités sont prolongées dans le hourdis.

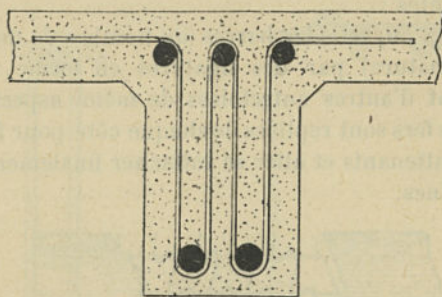


Fig. 52. — Système WALSER-GÉRARD.

M. COTTANCIN (fig. 53) emploie pour former l'âme des poutres, une trame métallique analogue à l'armature de ses dalles (n° 17, figg. 19-20) mais posée de champ, et la relie maille à maille avec la trame horizontale du hourdis. Des barres en fer plat ou rond, logées l'une dans le haut et l'autre dans le bas du treillis, complètent l'ossature de la poutre.

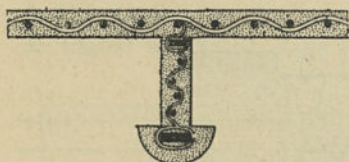


Fig. 53. — Système COTTANCIN.

De même que dans le système COIGNET, les poutres des planchers COTTANCIN, que l'inventeur qualifie

d'*épines-contreforts*, sont moulées à l'avance et posées toutes faites.

Le treillis tissé du système COTTANCIN peut se remplacer par un grillage quelconque en fils métalliques. On a réalisé des constructions de ce genre (voy. chap. II, n° 413).

Dans le système DEMAY, les barres inférieures et supérieures, celles-ci moins fortes que celles-là, sont des fers à section rectangulaire posées de champ. Elles sont reliées par un treillis formé de fers plats entrelacés.

Le système RANSOME, déjà décrit à propos des dalles (n° 22, fig. 27) et des poutres à armature simple (n° 30), s'applique aussi sous la forme d'armature double pour les pièces plus importantes. Les deux barres tordues qui forment l'armature haute et basse des poutres, sont reliées par des ligatures en fil de fer (voy. chap. II, n° 107).

Dans certains des systèmes dont il vient d'être question, les pou-

tres sont construites à l'avance. Elles sont moulées d'une seule pièce. Des inventeurs, allant plus loin, ont recherché le moyen de les construire par tronçons pour en faciliter le bardage.

Dans le système Busso, ces tronçons sont armés de tringles en fer plat posées de champ et reliées entre elles par des ligatures en fil de fer. Les extrémités de ces tringles, qui sortent du béton, sont façonnées en forme d'œillets et peuvent s'assembler l'une à l'autre. Le joint est rempli de ciment après la pose.

Un système analogue a été imaginé par M. VIENNOT.

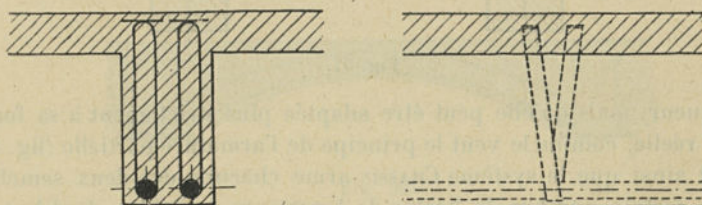


Fig. 54-55. — Système BOUSSIRON.

Dans tous les systèmes précédents, les barres supérieures s'étendent sur toute la longueur de la poutre, suivant le dispositif de la figure 5. L'armature supérieure partielle (fig. 4), limitée à la partie de la poutre dans laquelle la semelle supérieure travaille à l'extension, est réalisée dans le système BOUSSIRON.

Les barres hautes et basses sont de section ronde. Les efforts de glissement sont combattus par des étriers en fer feuillard, disposés en forme de V (fig. 54-55). Lorsque la construction est peu importante, les fers feuillards sont mis en œuvre sous forme de simples montants verticaux et de brides entourant les barres inférieures (fig. 56).

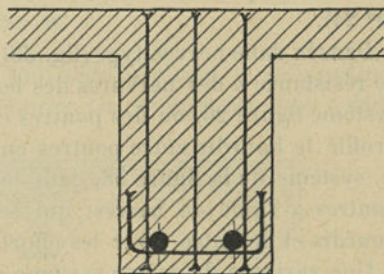


Fig. 56.

Les constructions BOUSSIRON offrent également des exemples d'armatures doubles complètes, notamment dans le cas de poutres sans hourdis.

Dans les planchers BOUSSIRON, le hourdis (fig. 57) est armé suivant l'un ou l'autre des types déjà mentionnés à propos des dalles; l'arma-



ture mixte (n° 25) pour les hourdis minces, et l'armature double partielle (n° 24) pour les hourdis de forte épaisseur.

Pour terminer l'exposé des systèmes d'armatures doubles, il reste à mentionner que l'ossature complète, suivant le type de la figure 5, ne doit pas nécessairement être de section constante sur toute sa

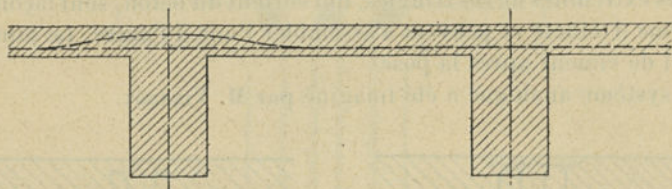


Fig. 57.

longueur, mais qu'elle peut être adaptée plus strictement à sa fonction réelle, comme le veut le principe de l'armature partielle (fig. 4). C'est ainsi que le système CHASSIN arme chacune des deux semelles d'un certain nombre de barres de longueurs variables, dont la section totale croît et décroît avec le moment fléchissant.

**34. Deuxième genre.** — Celui-ci se caractérise par l'emploi de *fers profilés*, en lieu et place des barres rondes ou méplates, et par la *solidarité* complète des diverses parties de l'ossature, réalisée à l'aide d'assemblages.

Le principe et l'objet de ces dispositions ont été indiqués précédemment (voy. nos 9 et 14). On a déjà montré l'application aux dalles (n° 24).

Dans la dalle nervée-type (fig. 38), on peut employer pour les barres de résistance  $a$  des nervures des fers en T renversé, comme dans le système figure 26, ou des poutres composées de même section. Si on profile le hourdis entre poutres en forme de voussettes, on obtient le système de la figure 58, dans lequel on a relié les armatures des poutres à l'aide de barres, qui servent à la fois d'armature aux hourdis et de butée pour les efforts de glissement dans les poutres.

Une variante du même système est indiquée dans la figure 59. Les ossatures des poutres sont des fers laminés spéciaux garnis d'un bourlet supérieur formant armature à la compression. Les voussettes sont armées d'après le système MELAN (n° 43).

Les deux types d'ossature figures 58 et 59 ont été proposés par M. VON EMPERGER. M. HAREL DE LA NOË a appliqué une variante de la figure 59 dans laquelle les poutrelles deviennent des rails ordinaires (voy. chap. II, n° 241).

Que l'on développe le bourrelet supérieur des armatures de ce type et l'on arrive naturellement aux poutrelles symétriques, qui constituent une ossature *double* complète.



Fig. 58.

Les figures 60 et 61 représentent deux variantes de plancher de ce



Fig. 59.

genre, la première avec voussettes en béton, la seconde avec voussettes en briques et béton.

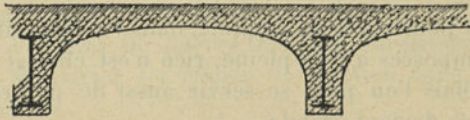


Fig. 60.

Ces deux systèmes rappellent tout naturellement le type ordinaire des planchers à voussettes maçonnées. On ne peut les ranger dans la

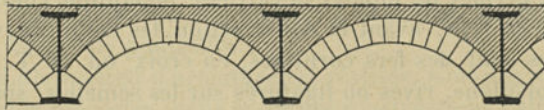


Fig. 61.

construction en béton armé que si l'on profite du remplissage en béton pour éléger les poutrelles. L'influence favorable du béton sur la stabilité des planchers à voussettes est connue depuis longtemps. M. RABUT en a admis récemment l'utilisation systématique (voy. chap. II, n° 240).

De même que dans les dalles simples (n° 24), on recommande de



réunir les poutrelles par des entretoises pour les mêmes motifs.

Souvent l'armature n'est pas symétrique, les poutrelles étant rapprochées de la face inférieure des nervures. Le système KOENEN<sup>1</sup> (chap. II, n° 78) est une forme de ce genre d'ossature, appliquée à la construction des hourdis de planchers. Les poutrelles sont de petite section et très rapprochées.

Dans les systèmes de planchers qui utilisent le béton armé pour la construction des hourdis, il arrive souvent que les poutrelles de support sont englobées dans le béton et forment armature de celui-ci dans le sens de la flexion principale. Tel est le cas pour les hourdis

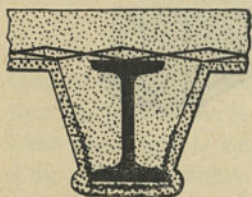


Fig. 62. — Métal déployé.

du type figure 7 et notamment pour les systèmes KLETT (fig. 30), STAFF (figg. 31-32), etc. (voy. n° 23).

La gangue en béton qui enveloppe les poutres, leur sert de protection contre l'action du feu. Aussi, ce genre de construction est-il appliqué dans les bâtiments « incombustibles ». La figure 62

représente un système de poutre employé pour les planchers dans la construction desquelles le *métal déployé* est utilisé.

Si, au lieu de poutrelles, on emploie, dans les dispositifs ci-dessus, des poutres composées à âme pleine, rien n'est changé au genre de construction. Mais l'on peut se servir aussi de poutres en treillis lorsque la portée devient grande.

Le système BONNA se caractérise de la sorte. Son mode d'application est semblable au système COIGNET (figg. 44-45). L'armature est, comme dans celui-ci, pour les nervures, une poutre en treillis de profil léger; mais ici l'ossature est plus rigide et entièrement assemblée, ce qui permet de monter la carcasse métallique complète d'un bâtiment de ce type, avant la construction des coffrages (voy. n° 9). Les semelles sont des fers cornières, en croix ou en T; les montants ou croisillons, rivés ou ligaturés sur les semelles, sont des fers plats ou même rigides. Le hourdis est armé d'après le système MONIER.

Le système BONNA peut, comme certains des types symétriques du premier genre, être utilisé dans la fabrication de poutres que l'on prépare à l'avance et sur lesquelles on établit après coup le hourdis (voy. chap. III, n° 415).

<sup>1</sup> Koenensche Rippendecke.

Il va de soi qu'une poutre en treillis de composition quelconque peut être employée comme armature d'une pièce en béton armé. On ne peut considérer comme systèmes caractéristiques dans ce genre de construction, que ceux dont la structure réduit au minimum la section des fers et la main-d'œuvre d'assemblage.

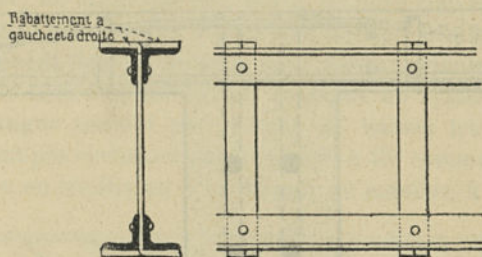


Fig. 63-64. — Système CHAUDY.

Dans le système CHAUDY (fig. 63-64) la poutre est composée de membrures en cornières avec montants en fers plats. L'assemblage de ceux-ci se fait au moyen de petits rivets et d'un rabattement des fers sur les ailes horizontales des cornières.

**35. Troisième genre.** — Ces ossatures doubles diffèrent des précédentes par l'emploi de *barres courbes* substituées aux barres droites pour supporter les efforts de traction dans la partie inférieure des poutres.

Le type de cette disposition est représenté dans la figure 10.

Le système MÖLLER décrit plus haut (n° 31, fig. 39-40) possède une variante de ce genre dont l'emploi est proposé pour les poutres de très grandes portées. La forme générale du plancher reste la même. Les fers plats composant l'armature tendue des nervures sont remplacés par des câbles en fils d'acier. L'armature supérieure comprimée est formée de poutrelles.

La même disposition d'armature est réalisée, sous des proportions beaucoup plus modestes, dans certaines constructions édifiées par la *Société des constructions Monier* de Berlin. Les nervures sont armées de deux barres rondes, l'une droite et l'autre courbe, réunies par des liaisons verticales (voy. chap. II, n° 202).

**36. Armatures mixtes.** — Le type le plus simple de ce genre est celui de la figure 8.

M. HENNEBIQUE constitue l'armature de ses poutres comme celle de



ses dalles (voy. n° 25). On y retrouve les barres droites, les barres pliées et les étriers. La vue en élévation de la poutre reste semblable (fig. 35); mais, au lieu d'alterner les barres droites et les barres pliées, il les superpose par paires dans les mêmes sections verticales de manière à les comprendre dans les mêmes étriers (fig. 65). Toutes

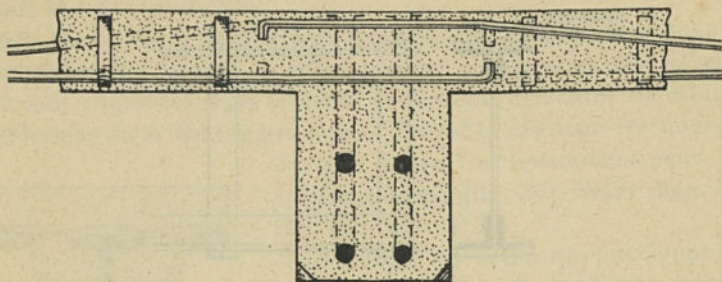


Fig. 65. — Système HENNEBIQUE.

ces barres sont de section ronde. Si la résistance le demande, on en place plusieurs couples semblables côte à côte. Le hourdis est armé comme un dallage ordinaire, dans le sens transversal aux poutres et quelquefois dans les deux sens.

Une disposition spéciale se rencontre dans le cas de grandes portées ou de fortes surcharges :

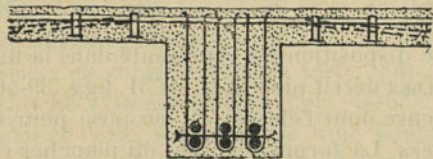


Fig. 66.

Lorsqu'on soumet aux épreuves à outrance une poutre HENNEBIQUE armée de plusieurs fers, on constate la formation, à la surface inférieure, de fissures verticales indiquant qu'il se produit un démaigrissement des fibres étendues.

Pour s'opposer à ces déformations, on place transversalement quelques fers feuillards à plat sur les barres de tension (fig. 66). Ces feuillards sont des fers de sections semblables à ceux des étriers. Leurs extrémités sont fendues en pied de biche.

Cette disposition est assez peu usitée.

Le système WAYSS (voy. chap. II, n° 287) ne diffère que très peu du



précédent. Les barres pliées ne s'infléchissent pas immédiatement à l'appui, mais à quelque distance de celui-ci, de manière à former armature supérieure sur une certaine longueur. Elles descendent ensuite assez brusquement vers l'armature inférieure. De plus, au lieu de suivre toutes le même tracé, elles chevauchent l'une par rapport à l'autre, de façon que leur partie inclinée couvre une longueur de poutre assez grande. Les étriers sont des fers ronds dont les extrémités se replient dans le hourdis pour former armature supérieure.

Le système COULAROU est encore analogue au système HENNEBIQUE. Il s'en distingue surtout par le type de liaison transversale. Les étriers ne sont pas verticaux, mais inclinés à  $45^\circ$  comme les diagonales d'une poutre en treillis en N et dirigés de manière à travailler à la



Fig. 67. — Système COULAROU

traction (fig. 67). Ces étriers, dont l'écartement augmente des appuis vers le milieu de la portée, sont formés chacun d'un simple fer rond accroché à deux barres droites logées l'une dans le bas l'autre dans le haut de la poutre. La barre supérieure, qui ne présente qu'une très faible section, reste droite et parallèle à la barre inférieure sur toute la longueur où les étriers sont nécessaires. Puis elle s'infléchit à  $45^\circ$  et va rejoindre la barre inférieure qu'elle accompagne sur la partie centrale de la poutre.

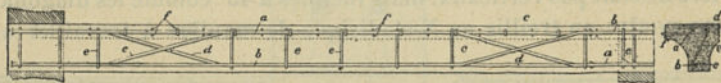
Ces genres d'ossature mixte peuvent être complétés par l'addition de barres droites logées dans le haut de la nervure, au niveau du hourdis et régnant sur toute la longueur de la portée. On obtient ainsi le type de la figure 9 auquel s'appliquent les avantages invoqués en faveur de tous les systèmes d'armature double.

Le système HENNEBIQUE prend cette forme dans les constructions importantes, lorsque la surcharge ou la portée sont telles que la semelle supérieure demande un renforcement (voy. chap. II, nos 144 et 285).

Les tiges supplémentaires se placent à peu de distance de la surface supérieure du hourdis. Elles sont en même nombre que les barres ordinaires et sont comprises dans les mêmes étriers. On ajoute cependant une rangée supplémentaire d'étriers qui sont enfourchés dans les fers de compression et ne descendent que sur la moitié environ de la hauteur de la poutre.



Le système LUIPOLD offre quelques combinaisons d'armature du même genre. Celle des figures 68-69 montre quatre barres de fer *a, b, c, d*, coudées de façon à former chacune une partie de l'armature inférieure et une partie de l'armature supérieure. Toutes ces barres ont un tracé dissymétrique par rapport au milieu de la portée, n'étant coudées chacune que d'un côté. Ce système comporte des barres pliées vers le haut et d'autres vers le bas. Les tiges hautes et basses sont reliées par des fers ronds (*e*) ou des feuillards courbés en forme de S. Le hourdis est armé de fers ronds (*f*) droits ou courbes.



Figg. 68-69. — Système LUIPOLD.

Le système SIEGWART présente encore une armature de ce genre. Les barres, réunies par trois dans le même plan vertical, dont deux droites et une pliée, sont entretoisées par des liens verticaux. Ce système diffère des précédents par le mode d'exécution. Au lieu d'être construits sur place, les planchers de ce type sont formés de tubes creux moulés d'avance. Chaque tube comporte deux parois verticales armées comme il vient d'être dit et deux parois horizontales formant respectivement plancher et plafond. Ces tubes, dont la longueur est égale à la portée du plancher, sont posés jointivement.

Ces divers systèmes réalisent en principe l'armature double (fig. 5) combinée avec l'armature courbe. Dans cette combinaison, l'armature double peut recevoir telle ou telle forme (nos 32 à 35).

Ce peut être, notamment, une poutre métallique ordinaire. Le système MATRAI, ou *fer-béton*, réalise une combinaison de ce type de construction avec l'armature courbe du genre fig. 2.

L'ossature des poutres MATRAI (voy. chap. II, nos 114, 115, 289 et 290) comprend essentiellement soit une poutrelle laminée, soit une poutre en treillis rivée, semblable à celles que l'on emploie d'habitude, mais avec des éléments plus faibles. Cette poutre est soulagée par des câbles en fils d'acier suspendus contre elle et amarrés sur des pièces perpendiculaires.

Les planchers et couvertures en *fer-béton* comportent, avec des poutres métalliques armées ou non de câbles, un hourdis du type décrit à propos des dalles (n° 18, figg. 23-24) et des voûtes (n° 45, fig. 85). Ce système présente tous les caractères de ceux qui emploient comme



armature des poutres métalliques assemblées (voy. nos 9, 14, 24 et 34).

Un système semblable, proposé par H. PICQ, consiste à renforcer des poutres à âme pleine ou en treillis à l'aide de tirants polygonaux.

**37. Planchers à nervures supérieures.** — Il reste à mentionner un système qui diffère complètement, par sa forme générale, de tous ceux qui précèdent.

Dans la dalle nervée-type (fig. 38), les nervures sont placées *sous* la plaque formant hourdis. On a donné la justification de cette disposition (n° 26). Elle part comme idée première de ce que l'effort fourni par le béton à l'extension n'entre pas en compte dans la résistance de la pièce fléchie.

Mais cette interprétation du rôle du béton n'est pas donnée par tout le monde. Certains auteurs admettent, au contraire, que, dans la partie tendue du solide, le béton fournit un travail utile. Cette manière de voir conduit tout naturellement à cette idée qu'il faut limiter le taux de traction à une valeur telle qu'il n'y ait aucun danger de rupture du béton.

Or, on sait que la résistance du béton à l'extension est beaucoup moindre qu'à la compression. Le calcul montre que, dans ces conditions, pour que la poutre en béton armé soit d'égale résistance, la semelle de traction doit offrir, malgré le renforcement dû à l'armature qui y est incorporée, une surface plus grande que la semelle de compression. Il en est ainsi également pour les poutres en fonte.

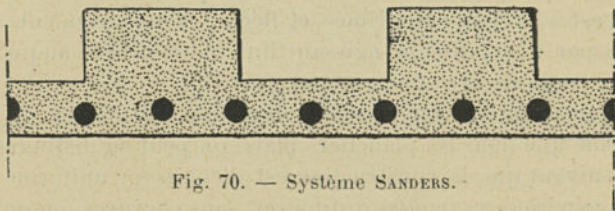


Fig. 70. — Système SANDERS.

Ce principe a été adopté par M. SANDERS et M. VON THULLIE comme conclusion de leurs recherches théoriques (voy. chap. iv, nos 499 et 497). M. SANDERS a proposé, en conséquence, le système de dalle nervée que représente la figure 70. Les nervures sont placées par-dessus le hourdis, ce qui donne aux poutres la forme d'un T renversé. Les barres rondes constituant l'armature sont réparties dans le corps du



hourdis. Quant aux nervures, elles ne contiennent aucun élément métallique.

Certains ouvrages du système MATRAI offrent également des exemples de planchers à nervures supérieures (voy. chap. II, n° 290), mais cette disposition n'a pas ici de but théorique, attendu que les calculs de stabilité de ce système ne tiennent aucun compte du béton (voy. chap. IV, n° 546).

## 2° PIÈCES COURBES SOLLICITÉES A LA FLEXION

**38. Définition.** — Lorsqu'une pièce courbe, posée sur deux appuis fixes, est sollicitée par l'action de forces extérieures, sa déformation donne naissance à une *poussée* ou à une *traction* qui s'exerce sur les appuis. Les forces intérieures de compression ou d'extension ainsi développées peuvent être les seules en jeu; mais, dans la plupart des cas, soit à raison de la forme de la pièce, soit par suite de la distribution inégale de la charge, le solide est *fléchi* en même temps que *comprimé* ou *étendu*. Les forces élastiques sont donc réparties suivant les lois de la *flexion composée*.

Les pièces courbes ainsi sollicitées sont les couvertures et les parois en forme de *voûtes*.

Ce sont, selon le cas, des voûtes de planchers ou de ponts (chargées par le dessus), des radiers ou voûtes renversées (chargées par le dessous), des parois verticales courbes faisant partie de réservoirs ou d'ouvrages de soutènement et résistant à des poussées latérales, des galeries ou tuyaux, soumis à une pression agissant du dehors ou de l'intérieur, etc. Le plus souvent, la charge presse du côté convexe et la pièce est à la fois comprimée et fléchie. Plus rarement, elle est sollicitée par une pression agissant du côté concave, auquel cas la flexion se combine avec une extension.

On prendra comme type la voûte chargée par le dessus.

De même que dans les planchers plats, on peut en distinguer deux genres, suivant que la construction est d'épaisseur uniforme dans le sens des génératrices (*voûtes* ordinaires, sans nervures) ou qu'elle est renforcée en certaines sections par des *nervures* (*voûtes nervées*).

Ces nervures peuvent d'ailleurs se construire isolées sous forme d'*arcs* de section rectangulaire.

**39. Disposition générale de l'ossature.** — Le type considéré comporte à la fois compression et flexion, c'est-à-dire également traction et glissement. L'armature a tout d'abord pour objectif de suppléer au

défaut de résistance du béton partout où celui-ci se trouve soumis aux efforts de *traction* développés par la *flexion* (n° 8). Elle est utilisée aussi pour augmenter, le cas échéant, la résistance du béton à la *compression*. Ces deux genres d'efforts sont les plus importants. Mais il en est d'autres que l'on peut devoir combattre et qui comprennent notamment les forces élastiques de glissement. Ce sont les *efforts secondaires*.

**40. Efforts principaux.** — Soit d'abord le cas d'une pièce courbe *continue*, c'est-à-dire encastrée aux naissances et non munie d'articulations.

La pièce dont il s'agit peut être limitée par des surfaces courbes à l'extrados comme à l'intrados. C'est le *premier type*.

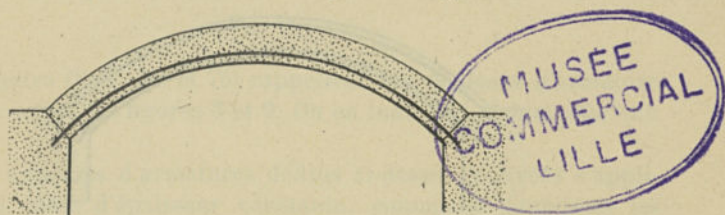


Fig. 71.

On peut ne placer qu'une armature, voisine de l'intrados (fig. 71), par imitation de la disposition ordinaire des dalles appuyées (fig. 4).

C'est ce que l'on a fait au début de la construction en béton armé.

Mais, dans le cas d'une voûte sollicitée à la flexion composée, comme on le suppose ici, une armature simple doit être considérée comme insuffisante, à moins que les efforts sollicitants ne soient peu importants.

On sait en effet que si, dans une voûte en plein cintre ou surbaissée, on réduit outre mesure l'épaisseur, des efforts d'extension se montrent non seulement à l'intrados, aux naissances et à la clef, mais aussi à l'extrados, dans les reins, où il y a à craindre la formation d'un joint de rupture. Il convient donc de renforcer l'extrados dans la région voisine de ce point dangereux en y plaçant une armature supplémentaire.

Le joint de rupture étant en général situé à une faible hauteur au-dessus des naissances et pouvant même venir se confondre avec elles lorsque la voûte est très surbaissée, on se trouve ainsi conduit à faire partir des naissances les armatures d'extrados que l'on prolonge sur une partie du développement de la voûte (fig. 72).



La longueur à assigner à ces armatures supplémentaires est assez difficile à déterminer. Par mesure de sécurité, on est donc souvent

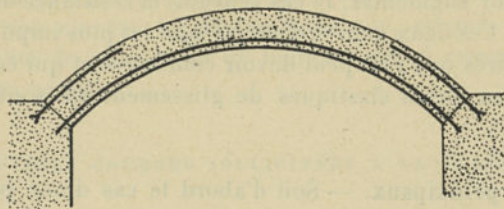


Fig. 72.

conduit à armer l'extrados, comme l'intrados, sur tout son développement (fig. 73).

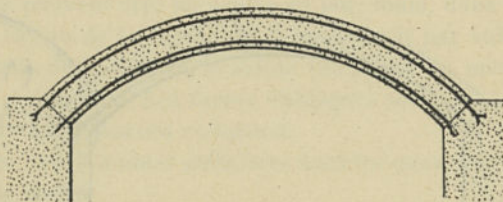


Fig. 73.

L'armature supérieure intervient d'ailleurs, dans les pièces courbes non articulées, pour résister aux efforts d'extension qui se développent à l'extrados sous l'influence d'une élévation de température. Enfin, dans les parties où le béton est comprimé, le fer apporte un supplément de résistance, ce qui permet de faire valoir, en faveur de l'armature double des voûtes, les avantages que l'on trouve dans l'armature double des dalles et des poutres droites (n° 13).

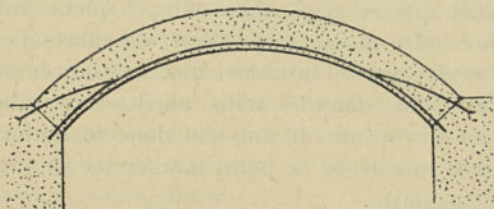


Fig. 74.

On voit ainsi se reproduire dans la voûte les systèmes d'armature-type de la dalle plate encastree aux appuis (figg. 4 et 5).

Ces deux systèmes comportent chacun une variante : Les armatures

partielles d'extrados de la figure 72 peuvent être inclinées et courbées à partir des naissances, pour venir se rattacher à l'armature principale à quelque distance (fig. 74). Si l'on ajoute à ce dispositif une armature d'extrados, on obtient la figure 75 qui n'est autre que l'armature double de la figure 73, complétée par des liaisons obliques renforçant les naissances.

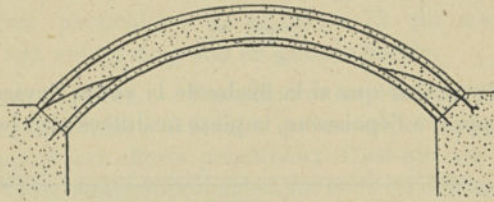


Fig. 75.

Ces variantes (figg. 74 et 75) rappellent les systèmes d'armature mixte pour dalles des figures 8 et 9. On en indiquera l'objet plus loin (n° 41).

Les cinq systèmes d'armatures définis ci-dessus, peuvent s'appliquer à une voûte d'épaisseur constante, comme le supposent les figures 71 à 75. Mais il est rationnel que l'épaisseur de la pièce varie avec la pression et le moment fléchissant. Dans les constructions importantes, on donne donc à la voûte une épaisseur plus forte aux naissances qu'à la clef. L'extrados peut rester néanmoins courbe comme l'intrados.

Un *second type* de voûte termine celle-ci à l'extrados par un plan horizontal. Cette disposition peut se justifier simplement par la facilité qu'elle offre dans la construction. Au point de vue théorique, elle a pour but l'amélioration des encastresments et, par suite, la diminution de la poussée.

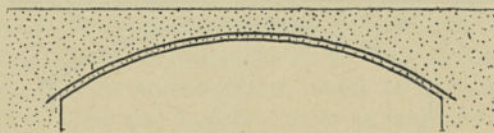


Fig. 76.

Les systèmes d'armature précédemment décrits s'appliquent également à ce genre de construction. L'armature simple (fig. 76), que l'on emploie quelquefois, ne peut évidemment être considérée comme théoriquement complète. Les efforts de traction qui agissent à l'extra-



dos, près des appuis, doivent être combattus par des ancrages, ce qui conduit aux diverses formes figurées ci-dessous (figg. 77 à 80).

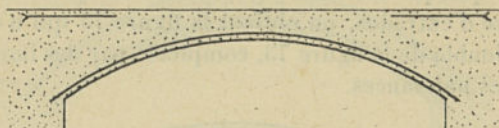


Fig. 77.

Il est facile de voir que si la flèche de la voûte devient peu importante par rapport à l'épaisseur, la pièce ne diffère plus beaucoup d'une

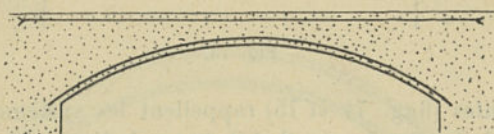


Fig. 78.

dalle encadrée. L'analogie de ce genre de construction avec celui de figure 7 notamment, est frappante.

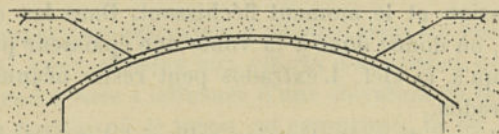


Fig. 79.

Soit, ensuite, le cas d'une pièce courbe *articulée*. On exposera plus loin (chap. iv, n° 594) les avantages de cette disposition, que l'on

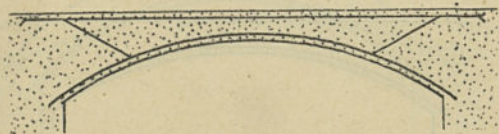


Fig. 80.

applique aujourd'hui aussi bien aux voûtes en maçonnerie et en béton, qu'aux arcs métalliques. La voûte est divisée en deux tronçons par des articulations placées aux naissances et à la clef.

Dans ce cas, la disposition la plus rationnelle (voy. chap. iv, n° 596)

est la suivante : L'armature est symétrique, aussi bien que la voûte elle-même, par rapport à la courbe des centres de pression des efforts développés par le poids mort. On est donc conduit à adopter l'armature double. Sa section étant constante, il convient que l'épaisseur de la voûte varie avec l'importance des moments de flexion ; elle doit être plus grande aux reins qu'aux naissances et à la clef. L'extrados est courbe. Ces conditions définissent le type des voûtes articulées. C'est une forme particulière de la figure 73 qui n'est d'ailleurs appliquée qu'aux voûtes de ponts de grande portée.

**41. Efforts secondaires.** — Dans les voûtes, les forces élastiques de *glissement* ne présentent d'ordinaire qu'une importance relative très faible par rapport aux efforts principaux. C'est que les efforts dus à la poussée prédominent généralement sur ceux qu'engendre la flexion simple.

Contrairement à ce qui a lieu pour les pièces droites, on peut admettre d'une façon générale que, même dans les voûtes importantes, le béton ne demande pas d'armature spéciale pour ce genre d'efforts, à moins que des actions locales concentrées ne développent des moments de flexion secondaires intenses.

Cependant il est toujours bon de se prémunir contre les efforts de glissement. C'est ce que font certains constructeurs. Les liaisons obliques dans la région des naissances, dont on a donné des exemples (figg. 74, 75, 79 et 80), ont pour effet (comme les armatures courbes dans les pièces droites) de réduire l'intensité des forces élastiques de glissement à cet endroit.

Certains systèmes de voûtes adoptent même des liaisons spéciales semblables à celles qui sont usitées dans les poutres droites (voy. n° 14).

Un autre genre d'effort secondaire, que l'on ne doit pas perdre de vue, est celui que développe la compression de la voûte. Ainsi qu'on le montrera plus loin à propos des pièces droites comprimées (n° 49), toute contraction longitudinale est accompagnée d'une *expansion latérale*. Il est facile de combattre cette déformation secondaire et, par suite, d'augmenter la résistance du solide à la compression, en disposant des liaisons transversales, aussi bien dans le sens de l'épaisseur de la voûte que dans le sens de sa largeur (voy. chap. iv, n° 611).

#### A. — Voûtes.

**42. Composition de l'ossature.** — Tous les systèmes d'armatures décrits à propos des dalles (nos 15 à 25), peuvent être appliqués aux voûtes.



Dans la pratique, cependant, le nombre des systèmes de voûtes en béton armé est assez réduit. Il suffira de les classer en voûtes à *extrados courbe* et celles à *extrados plat*.

**43. Voûtes à extrados courbe.** — Le système MONIER est employé dans les voûtes comme dans les dalles (n° 17).

On rencontre des voûtes MONIER de trois types.

L'armature simple (fig. 71) s'emploie dans les voussettes de faible portée qui entrent dans les planchers ou les platelages.

Les voûtes de pont reçoivent une armature partielle à l'extrados, quelquefois sous la forme de la figure 72, mais le plus souvent d'après le type de la figure 74.

Enfin, l'on construit des voûtes MONIER où le double réseau s'étend sur tout le développement (fig. 73).

Quelle que soit la disposition adoptée, chaque armature se compose toujours de barres croisées (fig. 14). Les barres de résistance sont courbes et épousent le contour des directrices de la voûte. Les barres de répartition, qui restent droites, suivent les génératrices. Des ligatures réunissent les fers aux points de croisement.

L'armature de chacun des types ci-dessus peut être remplacée par un treillis métallique de l'un ou de l'autre système (voy. n° 17). On fait usage, notamment, du *métal déployé* (fig. 22).

Au lieu d'armatures en treillis on peut appliquer tel ou tel type d'armatures à barres indépendantes (n° 21). Le système HABRICH (n° 22) est employé sous cette forme.

Le système MELAN qui a reçu, notamment dans la construction des ponts, des applications très considérables, peut être ramené, en principe, à l'armature double (fig. 73).

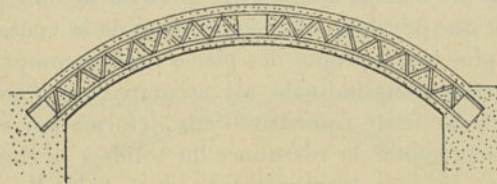


Fig. 81. — Système MELAN.

Ce système n'est autre chose que l'application aux voûtes du type d'armature de la figure 34, qui augmente l'espacement et, par suite, la section des barres de résistance jusqu'à leur donner la forme de poutres métalliques, tandis que les barres de répartition disparaissent complètement, ou se réduisent à quelques entretoises.

M. MELAN compose la voûte d'une série d'arcs métalliques parallèles placés de distance en distance et noyés dans une gangue de béton.

Dans les voussettes des planchers et dans les voûtes de faible portée, les arcs sont des poutrelles à âme pleine. Aucune liaison métallique n'est établie entre elles, sauf aux naissances.

Lorsque la portée devient grande et que la hauteur des arcs augmente, on se trouve amené à les faire en treillis (fig. 81).

Dans le même cas, M. MELAN relie quelquefois les arcs entre eux par des entretoises en treillis assez espacées.

Le système MELAN présente dans les voûtes exactement le même caractère que le type de la figure 34 dans les dalles. Ce qui a été dit plus haut (n<sup>os</sup> 9 et 24) du rôle pratique des armatures de ce genre, est également applicable ici.

Pour des voûtes de pont de grande importance, le système MELAN a été réalisé avec des *articulations* à la clef et aux naissances, d'après le type défini plus haut (n<sup>o</sup> 40).

Les arcs en treillis sont, dans le système MELAN, constitués comme des arcs métalliques ordinaires. Mais si l'on ne désire pas profiter de la résistance propre de l'armature, il va de soi que les croisillons rivés qui forment l'âme de ces arcs, peuvent être remplacés par une liaison plus simple. On peut, notamment, constituer cette âme de boulons dirigés normalement à l'axe de la voûte et reliant entre elles les deux semelles, qui sont alors de simples fers plats. Ce système a été appliqué récemment aux États-Unis (voy. chap. II, n<sup>o</sup> 268).

Dans certains ouvrages, on a encore réduit et même supprimé les liaisons réunissant les deux semelles de chaque arc (voy. chap. II, n<sup>os</sup> 269 et 371).

**44. Voûtes à extrados plat.** — Les hourdis de planchers offrent de nombreux exemples de voûtes semblables établies sur poutrelles. Mais dans ces applications, où la portée est généralement assez faible, l'armature inférieure courbe n'a souvent d'autre but que de servir de moule pour la pose du béton et d'éviter ainsi l'emploi de coffrages amovibles (voy. chap. III, n<sup>o</sup> 428). A proprement parler, ce n'est là du béton armé que lorsque l'on prend soin de compléter la construction par une armature voisine de l'extrados.

Le type de la figure 78 est le plus ordinaire. Dans le système FAIRBAIRN, l'armature inférieure est une tôle cintrée garnie par-dessus de nervures en fers T ; l'armature supérieure est simplement formée de tirants fixés aux poutrelles qui supportent les voussettes. MORELAND a remplacé la tôle plate par une tôle ondulée également cintrée. Le sys-



tème GRÜNING et REISSNER (proposé pour voie de pont-route) emploie comme armature courbe une tôle raidie supérieurement par des arcs de section en Z ; l'armature supérieure est un treillis MONIER continu passant par-dessus les poutres d'appui. Enfin le système ROEBLING (voy. chap. II, n° 86) forme l'armature cintrée d'une toile métallique soutenue par des barres en fer rond, tandis que l'armature d'ancrage est réalisée à l'aide de tirants noyés dans le béton ou descendus vers les naissances de la voûte. Le système WEYHE (*Hansa-Decke*) présente des dispositions analogues.

Le métal déployé (fig. 22) a été également employé pour former l'armature courbe de hourdis du type simple (fig. 76). Mais on prend soin de le noyer dans la masse de béton (voy. chap. II, n° 239).

Dans les voûtes MONIER pour planchers (chap. II, nos 80 et 118), on rencontre la disposition de la figure 78 réalisée à l'aide de deux treillis MONIER ; mais il n'en est pas fait usage dans les ponts.

Deux systèmes d'armatures ont étendu l'application des voûtes à extrados plat à de plus grandes portées.

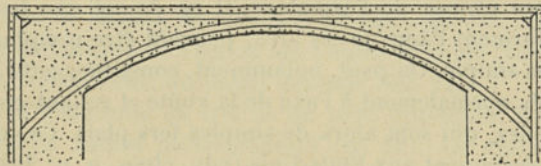


Fig. 82. — Système Wünsch.

Le système WÜNSCH (fig. 82) quoiqu'antérieur au système MELAN (n° 43) peut être considéré comme une variante de celui-ci. Le principe en est le même. Les fermes métalliques qui constituent l'armature sont formées de deux membrures en fers profilés, l'une horizontale, l'autre courbe. Il n'existe aucune liaison entre ces deux membrures, sauf aux naissances et à la clef.

M. HENNEBIQUE reproduit dans les voûtes les dispositions qu'il applique dans les dalles (n° 23). On retrouve donc une armature mixte (fig. 79) comportant des *barres d'intrados*, qui rappellent les barres droites des dalles, des *barres pliées* qui descendent de l'extrados à partir des appuis pour venir rejoindre l'intrados dont elles épousent le contour dans leur partie centrale, et enfin des *étriers* (fig. 37).

Les voûtes HENNEBIQUE comportent plusieurs variantes. Les barres pliées peuvent ne toucher l'intrados qu'à la clef et affecter la forme de chaînettes suspendues. Quelquefois, comme dans les poutres (n° 36),

l'ossature est complétée par des barres supérieures, qui suivent l'extrados sur toute sa longueur (fig. 80). D'autres fois, enfin, les barres pliées manquent et l'ossature reprend la forme de la figure 78.

Les figures 83-84 représentent une voûte HENNEBIQUE sous sa forme complète.

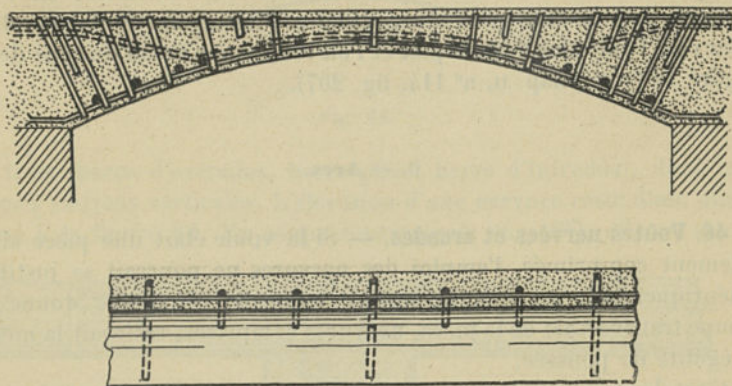


Fig. 83-84. — Système HENNEBIQUE.

Les barres d'intrados et d'extrados sont disposées par couples dans les mêmes sections verticales. Sur chacune de ces barres sont enfourchés des étriers qui les réunissent avec le béton. Les barres pliées alternent avec les armatures ainsi constituées.

Dans le sens des génératrices de la voûte, on peut, comme dans les dalles, disposer des tiges de répartition. Celles-ci passent par-dessus les barres d'intrados et par-dessous les barres pliées.

**45. Voûtes renversées.** — On a, jusqu'à présent, supposé que la voûte est chargée par le côté convexe. Il arrive aussi que la pièce courbe est disposée de telle sorte que la charge soit reçue par sa face concave. Dans ce cas, la poussée se transforme en *traction* et la pièce est à la fois fléchie et *étendue*.

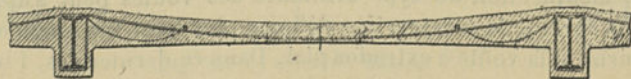


Fig. 85. — Système MATRAI.

Ce genre de construction est réalisé par le système MATRAI. On en a exposé plus haut (n° 18) le principe, à propos de son application aux



dalles plates. Dans le cas visé maintenant, l'armature reste identiquement la même.

La face supérieure de la dalle est rendue concave comme le réseau métallique dont elle épouse la forme (fig. 85). La face inférieure reste généralement plane; mais on lui donne aussi une forme courbe qui peut être semblable à celle de l'armature ou tournée en sens inverse, comme dans une voûte ordinaire. Plus rarement, dans ce dernier cas, l'extrados devient plat et l'on réalise une voûte du type de la figure 78 (voy. chap. II, n° 114, fig. 207).

#### B. — Arcs.

**46. Voûtes nervées et arcades.** — Si la voûte était une pièce simplement comprimée, l'emploi des nervures ne pourrait se justifier théoriquement, puisque la surface totale de béton que donne la coupe transversale de la pièce, nervures comprises, resterait la même à égalité de poussée.

C'est donc en vue de la flexion que l'on peut admettre cette combinaison dans les voûtes comme dans les dalles (voy. n° 26), parce qu'elle permet d'obtenir une grande hauteur de pièce et, par suite, un moment résistant élevé, sans exagérer la masse de béton à mettre en œuvre. Une autre considération théorique peut également amener la construction des voûtes dans cette voie : Très généralement et surtout dans les ponts, les charges sont reportées sur la voûte par des pièces de tympan. Celles-ci la sollicitent en des points déterminés, sous lesquels il y a intérêt à renforcer la résistance.

En réalité cependant, dans la plupart des cas, l'emploi des nervures ne se justifie que par des raisons d'ordre pratique. Si l'intrados est une courbe imposée, la voûte nervée, plus haute que la voûte simple, permet de réduire le poids du remplissage des tympans. Si l'extrados, au contraire, ne peut être modifié, garnir une voûte de nervures conduit à descendre l'intrados, ce qui augmente la flèche et réduit la poussée.

Cette modification du type ordinaire des voûtes peut s'appliquer aux deux formes de construction définies plus haut : la voûte à extrados courbe et la voûte à extrados plat. Dans ce dernier cas, l'intrados même peut être rendu plat entre les nervures. Celles-ci prennent la forme d'arcades (fig. 86).

Les constructions de ce genre n'offrent qu'un petit nombre de types.

Le système HENNEBIQUE prend en général, comme dans les voûtes, le

profil à extrados plat sous la forme de la figure 86. Il compose l'armature des nervures comme celle des voûtes, avec les mêmes variantes de disposition (n° 44) ; mais les barres sont rassemblées par groupes

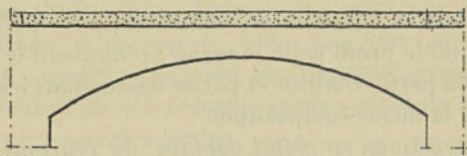


Fig. 86.

de trois (barre d'extrados, barre pliée, barre d'intrados), dans les mêmes sections verticales. L'élévation d'une nervure reste donc analogue à la figure 83. En coupe transversale (fig. 87), elle est sem-

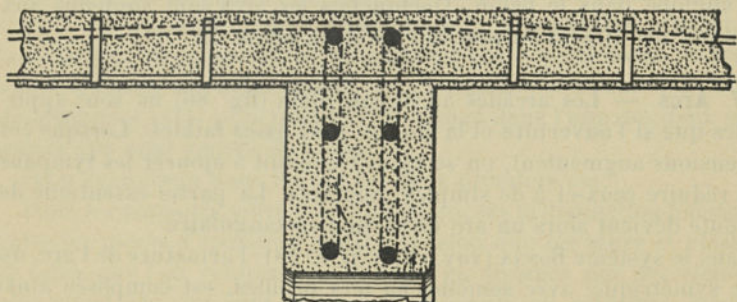


Fig. 87. — Système HENNEBIQUE.

blable à une poutre de plancher droit. Le hourdis entre nervures est armé comme une dalle.

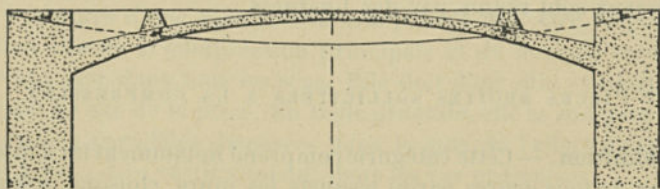


Fig. 88. — Système MÖLLER.

Dans quelques constructions HENNEBIQUE et spécialement pour les ouvrages de grande portée, le hourdis est lui-même arqué dans le même sens que les nervures. La voûte présente alors l'aspect d'un



plancher à poutres qui aurait tout entier (hourdis et nervures) reçu une certaine courbure (voy. chap. II, n° 279 et 280).

Le système MÖLLER (fig. 88) est la reproduction du type de plancher du même inventeur (figg. 39-40). La différence ne porte que sur le hourdis, qui affecte la forme d'une voûte à extrados plat ou courbe. Les nervures, dont le profil reste le même, renforcent le hourdis par le dessous dans la partie centrale et par le dessus dans les reins. L'armature présente la même composition.

Dans les constructions en *métal déployé*, on rencontre également des planchers à nervures cintrées, dénommés système GOLDING et agencés comme suit (voy. chap. II, n° 87) : Le hourdis plat est armé d'un treillis en métal comme une dalle ordinaire. Les nervures sont formées d'une âme en béton reposant sur un fer U cintré, qui est considéré comme armature d'intrados des nervures, quoique n'étant pas englobé dans le béton. Quelquefois les arcs sont soutenus aux reins par des tirants suivant le type de la figure 79.

**47. Arcs.** — Les arcades à tympan plein (fig. 86) ne sont applicables que si l'ouverture et la montée sont assez faibles. Lorsque ces dimensions augmentent, on se trouve conduit à ajourer les tympans et à réduire ceux-ci à de simples montants. La partie essentielle de la voûte devient alors un arc de section rectangulaire.

Dans le système BONNA (voy. chap. II, n° 281) l'armature de l'arc, du type symétrique, avec semelles en fers profilés, est composée ainsi qu'il a été dit à propos des poutres droites (n° 34). Cette construction présente le même caractère que le système MELAN dans les voûtes (n° 43).

Le système PIKETY (voy. chap. II, n° 282) emploie des fers ronds. L'armature est double et semblable à celles des voûtes MONIER. Les deux réseaux sont réunis par des ligatures.

### 3° PIÈCES DROITES SOLLICITÉES A LA COMPRESSION

**48. Définition.** — Cette catégorie comprend notamment les supports verticaux de tous genres parmi lesquels les murs, cloisons, colonnes et piliers, les piles de ponts droits, les pieux de fondation, etc.

Dans la pratique, il est peu de cas où l'on puisse considérer un solide comme fatiguant exclusivement à la compression simple. Le plus souvent des efforts latéraux, provenant d'actions extérieures, viennent provoquer une flexion de la pièce ; ou bien c'est la compres-

sion elle-même qui développe une tendance au flambage ; ou encore, la pièce, s'il s'agit d'un mur, d'une cloison, d'une pile, etc., peut ne pas reposer sur une fondation de résistance égale, ou être sollicitée par des charges non uniformes.

De toute façon, il faut se préoccuper de ces flexions secondaires.

Si elles sont négligeables, l'armature a pour but unique de permettre de réduire la section du béton par l'introduction d'une certaine quantité de métal. Elle n'est plus destinée à suppléer à l'insuffisance de résistance du béton dans certaines zones de la pièce, comme cela a lieu pour les solides fléchis.

Si, au contraire, les actions fléchissantes doivent être prises en considération, mais peuvent varier de sens, ainsi que le cas se présente pour les cloisons, piliers, pieux, etc., qui peuvent être soumis à des poussées latérales, il faut que l'armature donne au solide une certaine résistance à la flexion dans tous les sens.

Si, enfin, les actions fléchissantes prévues sont bien déterminées de sens et d'intensité et sont comparables à la compression générale ou la dépassent en importance, notamment pour les cloisons de réservoirs, les murs de soutènement, etc., le solide est assimilable à l'un des exemples cités plus haut et il se range dans l'une des deux catégories que nous venons d'étudier.

On n'examinera donc ici que les deux premiers cas.

Dans les supports verticaux, on fera encore la distinction habituelle entre les pièces d'épaisseur constante telles que les *murs* et *cloisons* et celles que l'on renforce de distance en distance par des éléments plus résistants qui sont alors des *montants* ou *pilastres*, lesquels peuvent être détachés des cloisons pour devenir des *colonnes* ou *piliers*. Ce sont ceux-ci que l'on prendra comme type du second genre.

**49. Disposition générale de l'ossature.** — Ainsi qu'il vient d'être dit, l'ossature d'une pièce droite comprimée doit être disposée à la fois en vue de la compression principale et de flexions secondaires pouvant agir dans tous les sens. Elle doit donc être symétrique par rapport à l'axe de la pièce. En règle générale, elle se compose de barres droites parallèles disposées dans le sens de l'effort de compression, c'est-à-dire verticalement, dans les cas ordinaires.

En ce qui concerne spécialement les murs, il est utile de leur donner une résistance à la flexion dans le sens vertical. On dispose, à cet effet, longitudinalement des tiges horizontales. Celles-ci aident à la répartition des poids, ce qui permet de charger le mur en des points isolés,



ou d'y pratiquer des baies, ou encore de le laisser suspendu sur une certaine longueur de la base.

Les flexions secondaires que l'on doit prévoir engendrent des efforts de glissement. Ceux-ci sont évidemment de peu d'importance et l'on n'aurait pas, pour les combattre, à munir l'ossature de liaisons transversales, comme dans les pièces soumises à la flexion simple, s'il ne convenait de se préoccuper des efforts de traction développés par la compression même. On sait que, lorsqu'une pièce est comprimée, la contraction longitudinale est accompagnée de dilatations transversales. Ce sont même ces déformations qui entraînent la rupture du solide. Pour combattre ces efforts, il est donc utile de disposer sur la hauteur du mur ou du pilier, un certain nombre de liaisons transversales rattachées aux barres principales. Le rôle de ces liaisons est identiquement le même que celui des *frettes* que l'on pose autour des corps comprimés de nature homogène, pour en augmenter la résistance.

A. — Murs.

50. Composition de l'ossature. — Le système HENNEBIQUE, dans sa forme type, qui s'applique spécialement aux murs fortement chargés

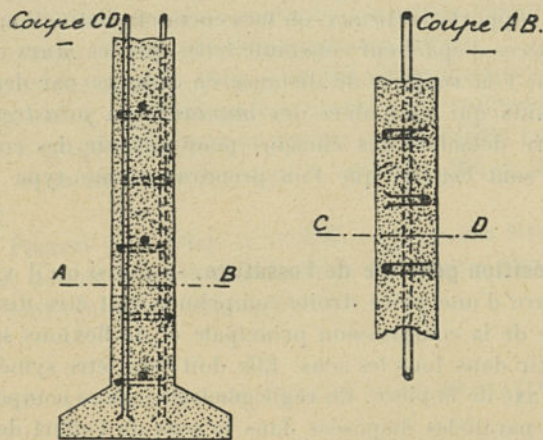


Fig. 89-90. — Système HENNEBIQUE.

(fig. 89-90), dispose pour la flexion verticale des barres horizontales placées dans l'axe de la cloison et, pour la flexion horizontale, des barres verticales disposées en quinconce alternativement

près de l'une et de l'autre face. Chacune de ces barres verticales est réunie à la masse du béton par des étriers.

Des dispositions analogues sont employées dans le système RAN-SOME qui fait usage, comme dans les dalles (n° 22), de barres tordues à froid.

Les murs du système DÉGON (fig. 91) sont armés d'une ou deux rangées de barres verticales et de fils horizontaux ondulés.

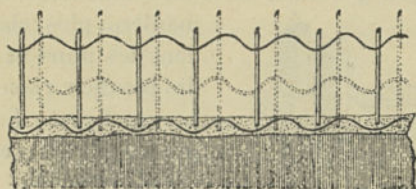


Fig. 91. — Système Dégon.

Le système CHAUDY (fig. 33) décrit comme dalle à armature double, peut également trouver emploi dans la construction des murs.

Mais, comme on le verra plus loin (chap. II, n° 131), il n'est pas d'usage constant, dans l'application du béton armé aux bâtiments, de réaliser des murs d'épaisseur uniforme d'après ce seul mode de construction. L'emploi du béton armé peut notamment être réduit à la construction de panneaux de remplissage établis dans une ossature composée de montants et de traverses en bois ou en fer. Ces panneaux n'ont à supporter que leur propre poids et à résister aux actions latérales. Ce sont donc de minces cloisons, dans la construction desquelles le béton de ciment peut être généralement remplacé par du mortier ordinaire ou du plâtre.

Le système MONIER (figg. 13-14), tel qu'il est appliqué aux dalles, est un type d'armature fort employé dans ces cloisons (voy. chap. II, nos 133 à 137).

Le réseau-type formé de barres droites est quelquefois remplacé par un tissu de fils de fer (voy. n° 17).

Dans le système RABITZ (voy. n° 138), l'armature est une toile métallique fortement tendue dans tous les sens.

Le *métal déployé* trouve usage dans la construction des cloisons avec les mêmes dispositions (voy. nos 139 à 141).

Les cloisons système HUGUET sont formées de panneaux mobiles construits à l'avance et constitués d'un cadre en fers U entourant une dalle en ciment, armée d'un tissu métallique.

Il existe également de nombreux systèmes de plaques en ciment,



armées d'une toile métallique, que l'on emploie comme revêtements pour mettre à l'abri du feu des cloisons en bois. Tels sont les systèmes LUTHER, GESCHE, etc.

### B. — Piliers.

**51. Composition de l'ossature.** — Les principes exposés plus haut (n° 49) d'une façon générale, se manifestent dans les piliers d'une

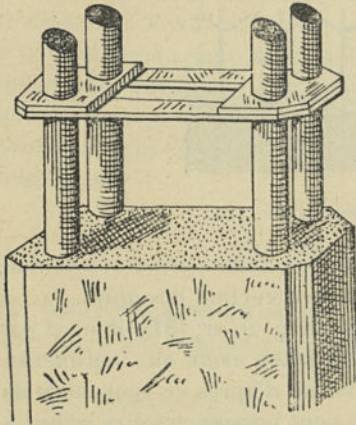


Fig. 92. — Système HENNEBIQUE.

manière plus claire encore que dans les murs et chaque élément de l'ossature a son rôle bien défini. Les systèmes d'armatures pour piliers peuvent se classer en trois genres distincts :

**52. Premier genre.** — Le pilier en béton, dont la section transversale présente une forme quelconque, englobe un certain nombre de barres verticales, de section ronde ou carrée, réparties symétriquement près de son contour extérieur. De distance en distance, ces barres sont réunies par des

entretoises ligaturées ou non avec elles.

Dans le système HENNEBIQUE (fig. 92), les barres principales sont rondes. Les entretoises sont des morceaux de tôle perforés et enfilés dans les barres, ou des liens en fil de fer.

Le système BOUSSIRON (fig. 93) em-

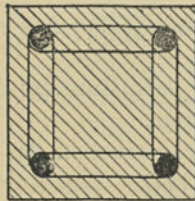


Fig. 93. — Système BOUSSIRON.

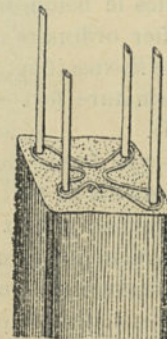


Fig. 94. — Système DÈGON.

ploie dans les piliers des entretoises en fer feuillard de même forme que les étriers de ses poutres (voy. n° 33, figg. 54-55).

Pour le système DÉGON (fig. 94) les entretoises sont formées d'un fil ondulé en forme de croix.

Dans le système WAYSS, les barres verticales réparties sur le contour de la section sont plus nombreuses et de plus petit diamètre que dans les systèmes précédents. Les entretoises, également très rapprochées, sont formées chacune d'une barre de fer rond faisant le tour des barres principales et dont les deux bouts sont assemblés par une ligature.

M. RANSOME forme l'armature des piliers, comme celle des autres constructions, de barres tordues, de section carrée.

Dans tous ces systèmes, la forme extérieure des piliers est obtenue à l'aide de coffrages. Certains constructeurs ont remplacé ceux-ci par une chemise restant à demeure pour former parement de la colonne.

Les piliers du système PAVIN DE LAFARGE sont constitués de fers ronds entretoisés par des cadres en fil de fer et noyés dans du mortier de ciment, coulé dans une colonne creuse formée de briques de ciment (voy. chap. II, n° 159).

M. HAREL DE LA NOË a employé un procédé analogue pour construire des piles de pont (voy. chap. II, n° 241).

**53. Deuxième genre.** — L'ossature est une construction en treillis disposée et assemblée comme un poteau ordinaire de charpente métallique. Ce type d'armature se distingue des systèmes précédents par deux points : l'emploi de *fers profilés* comme barres principales et la *solidarité* de l'ensemble de l'ossature obtenue par l'assemblage des barres de treillis aux montants.

L'objet de ces dispositions, signalées précédemment dans les dalles (n° 24), les poutres (n° 34), les voûtes (n° 43) et les arcs (n° 47), a été indiqué déjà à ce propos (voy. aussi n° 9). Il n'y a donc pas à revenir sur ce sujet ni à décrire la composition de l'armature. Il suffira de citer le système BONNA (voy. nos 34 et 47) comme représentant ce genre de construction.

A ce type, se rattachent diverses formes de piliers qui ne tiennent, à vrai dire, que d'assez loin à la construction en béton armé proprement dite. Ce sont des poteaux métalliques composés de cylindres creux, fers en U, poutrelles en double T, etc., que l'on remplit et enveloppe de béton. Dans ces constructions, que l'on rencontre pour la plupart aux États-Unis, dans les bâtiments dits « incombustibles », la gangue n'a généralement pour but que de préserver le métal de l'action du feu et l'on n'a pas en vue l'augmentation de résistance qu'elle peut amener par sa présence.



D'habitude, l'enveloppe de béton est coulée dans une chemise fixe



Fig. 95. — Métal déployé.

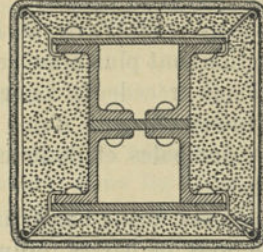


Fig. 96. — Système ROEBLING.

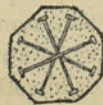
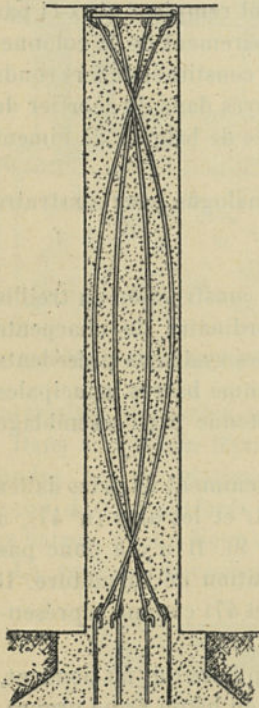


Fig. 97-98. — Système MATRAI.

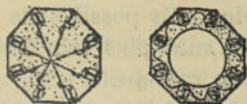
qui forme coffrage autour du poteau métallique. Cette chemise peut être constituée d'une feuille de *métal déployé* (fig. 95) ou d'une toile métallique comme dans le système ROEBLING (fig. 96). Dans un cas comme dans l'autre, le treillage est recouvert d'un enduit à l'épreuve du feu. Dans d'autres systèmes, l'enveloppe métallique, qui reste apparente, est formée d'un cylindre en tôle ou en fonte.

**54. Troisième genre.** — Les barres de l'armature sont courbes et les entretoises n'existent pas.

Le système MATRAI ou *fer-béton* (fig. 97-98), est le seul qui réalise cette forme d'armature. Le pilier, généralement de section polygonale, est armé de plusieurs câbles situés dans des plans diamétraux passant par les arêtes. Ce système dérive visiblement du type des dalles et poutres du même inventeur (voy. nos 18 et 36). Mais il ne possède pas le même caractère. Bien loin de constituer, comme dans les pièces fléchies, une armature capable de supporter par elle seule certaines charges sans l'aide du béton, ici au contraire, il fait appel presque exclusivement au béton pour supporter l'effort principal. L'armature est en effet

combinée en vue de résister avant tout aux flexions secondaires.

Les piliers en *fer-béton* comportent d'ailleurs certaines variantes qui utilisent plus directement la résistance du métal. On ajoute quelquefois à l'armature des fers double T ou cornières placés verticalement près des angles. Les câbles conservent la même forme que précédemment si le pilier est plein (fig. 99). S'il est creux (fig. 100), on les noie dans l'épaisseur de la paroi de montant à montant.



Figg. 99-100.

4° PIÈCES COURBES SOLLICITÉES A LA COMPRESSION

**55. Définition.** — Cette catégorie comprend les voûtes, tuyaux, égouts, réservoirs, etc., sollicités par une pression agissant sur leur côté convexe, lorsque leur forme et la distribution de la charge sont telles qu'aucune flexion n'est mise en jeu, tout au moins en ordre principal.

Une pièce courbe dont l'axe est une parabole travaille à la compression simple sous une charge verticale uniformément répartie sur l'horizontale. Si l'axe est un arc de cercle, des efforts normaux à la courbe et uniformément distribués sur son développement n'engendrent aucune flexion.

Les conditions auxquelles l'armature doit satisfaire sont les mêmes que pour les pièces droites comprimées (n° 48).

On prendra comme type, un tuyau circulaire soumis à une pression normale uniforme agissant du dehors.

**56. Tuyaux supportant une pression extérieure.** — Les tuyaux circulaires, soumis à une compression uniforme provenant d'une pression dirigée du dehors, ne sont qu'une variante des voûtes en plein cintre.

Toutefois, on se contente généralement d'une seule armature métallique.

L'armature est presque toujours en treillis, avec quelques variantes portant sur la forme des sections des fers. Le réseau noyé dans le béton se compose donc de barres de résistance qui forment cercles ou directrices et de barres de répartition dirigées suivant les génératrices du cylindre (fig. 101) et ligaturées avec les premières. Les cercles, que l'on remplace souvent par une barre continue tournée en



spirale, sont placés à l'intérieur, les tiges droites à l'extérieur. Lorsque l'armature est unique, on recommande souvent de la placer le plus près possible de la paroi intérieure, comme dans les voûtes. On aura plus loin l'occasion de rechercher si cette disposition est bien rationnelle (chap. IV, n° 597).

Dans les tuyaux MONIER, les barres sont de section ronde et ligaturées entre elles aux points de croisement.

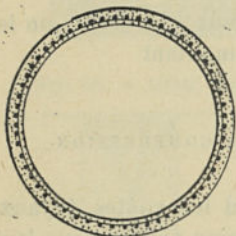


Fig. 401.

Au treillis type MONIER proprement dit, on substitue souvent, pour les tuyaux de faible diamètre, comme dans les dalles et les cloisons (voy. nos 17 et 50), une toile métallique formée de fils minces entrelacés que l'on maintient au besoin par un fil plus fort enroulé en spirale. Lorsque le diamètre devient plus grand ou la pression plus forte, on obtient la résistance voulue en noyant dans le béton deux et même trois réseaux semblables.

D'après certains constructeurs, ces systèmes présentent un inconvénient. Pour les tuyaux de grand diamètre l'armature manque de raideur. Sous l'effet de son propre poids, puis de la charge du ciment qui n'a pas fait prise, elle se déforme et son affaissement peut disloquer la carapace. D'après eux, il faut que l'ossature soit assez rigide par elle-même pour conserver telle quelle la forme qu'on lui a donnée, jusqu'à la prise complète du mortier. Cet ordre d'idées exposé déjà en principe (n° 9) et qui se trouve appliqué à nombre de constructions en béton armé, conduit, ici comme ailleurs, à l'emploi de fers profilés substitués aux barres rondes.

On reviendra plus loin sur les avantages ou inconvénients de ces systèmes (chap. IV, n° 607).

Le système BORDENAVE ou *sidéro-ciment* (chap. II, n° 338) et le système BONNA (chap. II, n° 340) emploient de petits aciers profilés, dans les mêmes conditions que le système Monier. Le premier se sert généralement de profils en double T, le second de profils en croix. Dans le système CHASSIN (voy. chap. II, n° 343) le treillis en fers ronds subsiste, mais est soutenu par une carcasse plus forte, formée de cercles en fers T et de tiges droites en U. Le même constructeur, dans des réservoirs (voy. chap. II, n° 362), adopte comme armature des cercles en fers méplats maintenus par quelques barres droites en U.

## 5° PIÈCES COURBES SOLLICITÉES A L'EXTENSION

**57. Définition.** — Il peut paraître singulier, au premier abord, d'employer le béton dans les pièces étendues, c'est-à-dire là où précisément il n'y a pas à attendre de sa part une grande résistance, surtout si l'on admet, ainsi qu'on le fait généralement par mesure de sécurité, que les calculs ne doivent pas faire entrer le béton en ligne de compte à l'extension. Mais la pratique montre que l'emploi du béton est avantageux, même dans ce cas, notamment pour préserver le métal de la rouille et lui donner une raideur suffisante pour résister aux efforts secondaires.

Le cas de solides en béton armé fatiguant à l'extension simple ne se rencontre du reste que dans les *tuyaux* et *réservoirs* de forme circulaire lorsque la pression agit de l'intérieur.

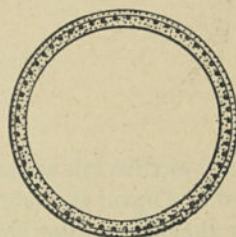


Fig. 102.

**58. Tuyaux supportant une pression intérieure.** — Les conduites de ce genre se construisent comme les tuyaux soumis à une pression extérieure, avec cette différence que les barres de résistance circulaires ou hélicoïdales se placent vers l'extérieur et les barres droites de répartition vers l'intérieur (fig. 102). A l'inverse de ce que l'on fait pour les tuyaux comprimés, souvent le réseau ainsi constitué est rapproché de la paroi extérieure.

Tous les systèmes dont il a été question (n° 56) à propos des tuyaux comprimés, sont appliqués aux tuyaux étendus.

En traitant des applications des tuyaux en ciment armé, on décrira les dispositifs employés pour garantir l'étanchéité des canalisations (voy. chap. II, n<sup>os</sup> 335 et 349).





## CHAPITRE II

### APPLICATIONS

#### § 1.

#### BÂTIMENTS

**59. Le béton armé dans les bâtiments.** — Il existe des édifices construits entièrement en béton armé depuis les fondations jusqu'à la toiture. On peut, en effet, exécuter en béton armé tous les travaux de bâtiment pour lesquels on employait jusqu'à ce jour uniquement la maçonnerie (briques, moellons ou pierres de taille), le métal ou le bois.

Les applications ainsi réalisées sont de nature très variée et d'importance inégale. Elles seront exposées séparément.

#### 1° PLANCHERS

**60. Classification.** — La construction des planchers utilise le béton armé sous deux formes principales :

1° Pour constituer, en lieu et place de la maçonnerie ordinaire, les hourdis de remplissage que supportent les solives ou poutrelles en bois ou en fer, ces dernières étant installées suivant les dispositions en usage dans les planchers ordinaires ;

2° Pour constituer à lui seul le plancher complet, la construction *monolithe* ainsi réalisée remplaçant à la fois la charpente en bois ou en fer et le remplissage.

Les *hourdis* peuvent recevoir la forme de *dalles* plates ou de *voûtes*. Les *planchers monolithes* se subdivisent en *dalles*, d'épaisseur uniforme, *planchers à poutres* ou *dalles nervées*, *voûtes* sans nervures et *voûtes nervées* ou *arcades*.





**61. Revêtements des planchers.** — Les planchers en béton armé s'accoutument de tous les systèmes de revêtement en usage dans la construction ordinaire.

Il suffira d'en signaler quelques particularités :

Dans un grand nombre de systèmes de planchers en béton armé, le gros œuvre se termine supérieurement par une aire plane en béton. On peut utiliser directement celle-ci pour la circulation. Il en est ainsi généralement pour les bâtiments industriels, magasins, etc. On se borne à recouvrir le béton d'un enduit de ciment. De préférence, lorsque le plancher se fait complètement sur place, l'enduit est remplacé par une couche de béton coulée avec un dosage plus riche que le corps du dallage. Quelquefois on recouvre le béton d'une couche d'asphalte.

Dans les habitations, l'aire plane en béton offre toute facilité pour l'établissement du revêtement. Les carrelages se posent généralement sur bitume. Les dallages en mosaïque s'établissent à la manière habituelle. Dans certains types de planchers, on peut enchâsser des dalles ou blocs en verre dans le hourdis en béton armé (voy. nos 101 et 105). Le linoléum collé directement sur le béton est aujourd'hui d'usage fréquent. Dans les mêmes cas d'application, on fait usage d'enduits faits sur place, tels que la linolithe, etc.

Les parquets en chêne peuvent s'établir comme les carrelages. Les planchers en bois ordinaire sont cloués sur lambourdes. Celles-ci sont des pièces de faible équarrissage que l'on établit à la surface du béton pendant la prise. Elles sont munies à la partie inférieure de clous qui pénètrent dans le béton. On peut donner aussi à ces pièces une section en forme de queue d'aronde et les enchâsser elles-mêmes dans le béton.

Si la structure du plancher est telle que l'aire plane supérieure, dont nous parlons ci-dessus, n'est pas obtenue par le gros œuvre, le revêtement du sol s'établit à l'aide de remplissages d'après le mode habituel.

Par-dessous le plancher, le béton peut rester apparent. Tel est le cas notamment pour les planchers monolithes. Dans les bâtiments les plus ordinaires, on peut se contenter de ragréer au ciment les surfaces de béton et de les badigeonner à la chaux. Mais le béton armé se prête aussi à tous les genres de décoration. On peut le revêtir d'un plafonnage ordinaire ou de stuc, y appliquer des moulures en staff, souligner les nervures par des cordons, exécuter des peintures, évider des hourdis pour y ménager des lanterneaux, etc.

Dans le cas des planchers à poutrelles ou solives en métal ou en bois, le revêtement du plafond s'établit d'après les principes habituels.

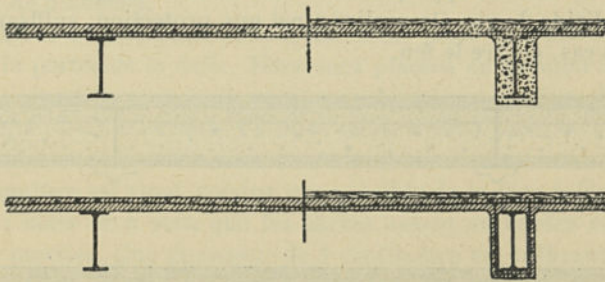
Il est utile de remarquer à ce propos que bien souvent, l'emploi du béton armé étant déterminé par la sécurité qu'il offre contre l'incendie, il importe de compléter l'efficacité du système en protégeant contre les atteintes du feu, la charpente même du plancher. On peut, à cette fin, entourer les poutres d'un revêtement incombustible.

Certains systèmes prévoient dans ce but un plafond plat en ciment armé. Si celui-ci est fait de plaques moulées d'avance, on peut faire en sorte que la surface soit assez lisse pour se passer de tout revêtement. On se contente alors de boucher les joints. Si on doit appliquer un enduit, il convient, au contraire, que la surface du béton soit rude, afin d'augmenter l'adhérence.

#### A. — Hourdis en forme de dalles.

**62. Système Monier.** — Les premiers planchers en béton armé ont été exécutés à l'aide de dalles MONIER (voy. chap. I, n° 17, figg. 13-14), reposant sur des poutres en bois ou en fer. Ce système de construction a été introduit par la société berlinoise *Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau* (voy. n° 3).

Les différents types qu'elle a imaginés ont reçu de nombreuses applications et trouvé beaucoup d'imitateurs. Il suffira de décrire ici les principales variétés.



Figg. 103-104. — Système MONIER.

Le hourdis le plus simple est formé d'une dalle reposant sur les semelles supérieures des poutres (figg. 103-104). Cette dalle peut être d'une seule pièce à condition de la faire sur place. Si l'on veut éviter le placement d'un cintrage, on prépare d'avance des dalles dont la largeur est égale à l'espacement des poutrelles. Par-dessous, la charpente peut rester apparente. On protège les poutrelles métalliques contre



l'incendie en les entourant de béton ou d'une enveloppe en ciment armé.

Si le plafond doit être plat, on pose sur les bourrelets inférieurs des poutrelles d'autres dalles planes. Celles-ci, n'ayant à supporter que leur propre poids, peuvent être de simples plaques de plâtre lorsque la portée ne dépasse pas 1,25 m. On les constitue aussi de dalles très légères en ciment armé qui sont plus résistantes et se prêtent à des portées plus grandes. La face inférieure de ces dalles est descendue un peu au-dessous des poutrelles. Le vide que l'on ménage ainsi sous les bourrelets est franchi par un réseau en petit fil de fer destiné à maintenir la couche de plâtre du plafonnage.

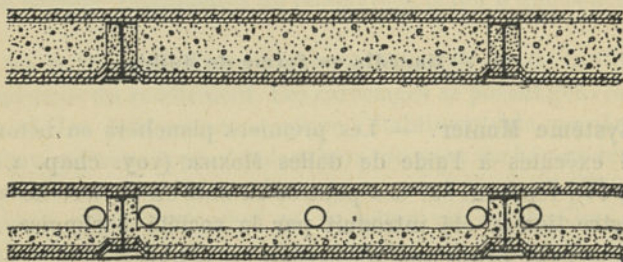


Fig. 105-106. — Système MONIER.

Si les poutres sont en bois, les plaques de plafond peuvent rester droites. Elles sont appliquées sous les solives auxquelles elles sont fixées à l'aide de vis. On réalise ainsi une protection, suffisante dans bien des cas, contre le feu.

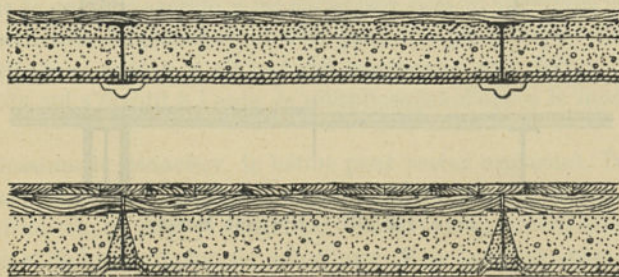


Fig. 107-108. — Système MONIER.

L'espace compris entre les dalles inférieures et supérieures peut rester vide. Pour diminuer la sonorité de ces planchers, on remplit l'intervalle de matières légères, telles que plâtras, cendres, coke pilé, briques de liège, etc. (figg. 105-106).

Ce remplissage peut servir à transmettre les charges sur la dalle inférieure. Celle-ci étant renforcée en conséquence, la dalle supérieure devient alors inutile. On peut la supprimer, ou la remplacer par une couche de mortier de ciment (figg. 107-108), selon la nature du revêtement qui forme l'aire de circulation.

**63. Dimensions des dalles Monier.** — Les dalles plates ne sont employées que pour de faibles portées. L'écartement des poutrelles ne dépasse généralement pas 2 m. à 2,50 m. Quelquefois il atteint 3 mètres. Au delà, on donne la préférence aux hourdis en forme de voûtes (n° 80) ou au système KOENEN (n° 65).

L'épaisseur des dalles destinées à porter la surcharge est proportionnée à l'importance de celle-ci et à l'écartement des poutrelles. Elle est généralement comprise entre 0,04 m. et 0,10 m. Le calcul est d'habitude basé sur une méthode empirique dont il sera parlé au chapitre IV (n° 537). p 575

Cette méthode fournit également la section à donner aux barres de résistance, dont l'écartement varie de 0,05 m. à 0,10 m. et le diamètre, de 5 à 10 mm. environ. Il est d'usage de ne pas leur donner à toutes le même diamètre, mais de placer de distance en distance des barres plus fortes que les autres.

Les tiges de répartition ont un diamètre de 3 à 6 mm. Les ligatures qui réunissent les barres des deux séries sont faites en fil de 1 mm. environ de diamètre.

Les barres de résistance sont d'une seule pièce et d'une longueur égale à la portée de la dalle. Elles sont placées en premier lieu. Les tiges de répartition, qui viennent par-dessus, sont d'une longueur quelconque; à leurs extrémités, elles se recroisent sur 0,03 à 0,07 m. environ.

L'armature est aussi voisine que possible de la face inférieure de la dalle; mais on a soin que les barres soient entourées complètement de mortier. Une épaisseur de 1 centimètre est suffisante.

Si le plancher est formé d'une dalle continue par-dessus les poutres (fig. 104), il est rationnel de relever le réseau au droit des appuis jusque près de la face supérieure, en lui donnant, dans chaque panneau, la forme courbe qui caractérise le système KOENEN (n° 65).

Lorsque les dalles de plafond n'ont à supporter que leur propre poids, leur épaisseur peut être réduite à 1 ou 1,5 cm. pour une portée de 1 mètre.

L'armature de ces dalles minces n'est plus un réseau de barres droites, mais un simple tissu métallique (voy. chap. I, n° 17).



Les dalles MONIER sont faites de ciment et de sable mélangés dans la proportion 1 : 3 (voy. chap. III, n° 394)<sup>1</sup>.

**64. Système Rabitz.** — La maison RABITZ de Berlin (voy. chap. I, n° 3) construit des hourdis de planchers d'un dispositif analogue. La différence qu'ils présentent avec le système MONIER réside en ce que les dalles RABITZ se font sur place, ont comme armature un filet métallique (voy. n° 17) et ne sont pas toujours constituées de mortier de ciment.

Le système RABITZ s'applique d'ailleurs à la construction des dalles de plafond plus spécialement qu'à celle des planchers proprement dits.

Le grillage utilisé comme armature est préparé d'avance et livré en bandes de 1 mètre environ de largeur. Ces bandes sont déroulées et fortement tendues en travers des poutres, auxquelles on les attache. On les assemble l'une à l'autre, puis l'on procède à la confection de la couche de mortier.

On construit ainsi des planchers dont les poutres en bois ou en fer sont enveloppées de deux dalles continues formant, l'une, le plancher de circulation, l'autre, le plafond.

Pour obtenir une sécurité parfaite contre l'incendie, il convient que la dalle du plafond soit descendue au-dessous des poutres et en soit séparée par un certain vide.

L'épaisseur des plafonds RABITZ est de 2 à 3 centimètres. Outre les attaches qui les fixent directement aux poutres, on les suspend encore quelquefois en des points intermédiaires. Sur la dalle de plafond, on répand une couche de cendres.

**65. Système Koenen (Voutenplatte).** — Afin de permettre l'application des dalles MONIER aux grandes portées et fortes surcharges, sans exagérer l'épaisseur et le poids mort, M. KOENEN, Directeur de l'*Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau*, a imaginé d'encaster les hourdis sur leurs appuis et de donner au réseau métallique, ainsi qu'à la dalle elle-même, une forme d'égale résistance (voy. chap. I, n° 13, fig. 7 et n° 18).

Le système KOENEN a pris beaucoup d'extension en Allemagne, depuis 1897, dans la construction des planchers d'usines. Dans ce genre d'application, le hourdis, dont la face inférieure affecte la forme d'un plafond à voussures, ne demande pas de revêtement.

<sup>1</sup> Pour le mode d'exécution des hourdis, voy. chap. III, nos 415 et 417.

D'habitude, la dalle forme hourdis et prend appui sur des poutrelles simples ou doubles (fig. 109) dont les ailes supérieures servent à l'accrochage de l'armature. Sur les murs, le réseau métallique doit être maintenu par des ancrés, à moins que l'on ne donne au hourdis côtoyant le mur, la forme d'une demi-travée encastrée d'un côté seulement. La dalle vient alors reposer simplement sur le mur sans ancrage.

Le système KOENEN peut aussi s'appliquer sans poutrelles à la couverture d'une salle complète (fig. 110).

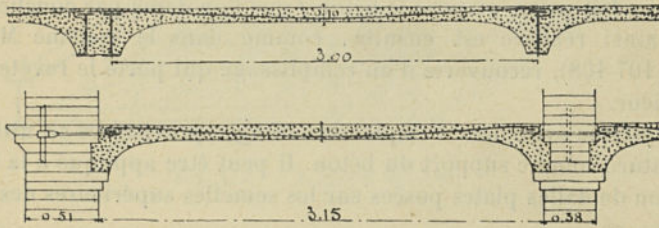


Fig. 109-110. — Système KOENEN.

Les dalles KOENEN permettent d'atteindre des portées de 6,50 m. Les dimensions de la dalle et de l'armature se déterminent d'après la même méthode que pour les dalles MONIER, mais en considérant la pièce comme encastrée (voy. chap. iv, n° 537).

L'épaisseur de la dalle dans la partie centrale est donc moindre à égalité de charge et de portée que dans le système MONIER proprement dit. Elle est de 0,20 m. au maximum.

Pour le béton, on adopte la proportion : 1 ciment, 4 sable.

**66. Système Donath (avec armature en treillis).** — Parmi les divers systèmes de dalles en béton armé que la maison JUL. DONATH et C<sup>ie</sup> de

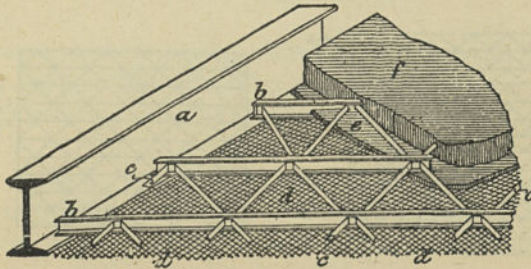


Fig. 111. — Système DONATH.

Berlin applique à la construction des hourdis de planchers, celui défini au chap. i, n° 17 (figg. 47-48) se rapproche le plus du système



MONIER, dont il ne diffère que par la plus grande rigidité de l'armature.

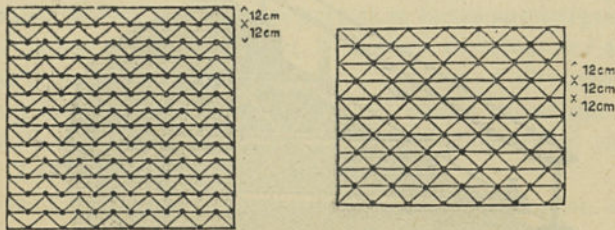
Les poutrelles *a* (fig. 111) portent sur leurs bourrelets inférieurs des barres de résistance *b* qui sont, selon la résistance demandée, des fers plats posés de champ, des fers T ou double T. Ces barres sont réunies entre elles suivant l'un des dispositifs fig. 17 ou 18, par des fers plats *c* ligaturés avec elles. A cette ossature est fixé par-dessous un treillis *d* de roseaux ou de fil de fer qui peut être prolongé sous les poutrelles. Ce treillis reçoit d'abord une couche de mortier *e*. Lorsque celle-ci a fait prise, on pose le béton *f* que l'on dame par couches. La dalle ainsi réalisée est ensuite, comme dans le système Monier (figg. 107-108), recouverte d'un remplissage qui porte le revêtement supérieur.

Ce système évite donc l'emploi de coffrages provisoires en utilisant l'armature comme support du béton. Il peut être appliqué à la construction de dalles plates posées sur les semelles supérieures des poutrelles.

L'épaisseur des dalles DONATH varie de 0,08 m. à 0,15 m. Leur portée se limite généralement à 2 m. et va jusque 3 m. lorsque l'armature est faite de fers T. Avec les fers double T, la portée peut dépasser 4 m.

Les dalles en béton armé de ce système coûtent depuis 5,60 fr. le mètre carré pour le type à fers T et 8, 10 fr. le mètre carré pour celui à fers double T.

**67. Système Müller.** — La maison MÜLLER, MARX et C<sup>ie</sup> de Berlin, construit des hourdis de planchers suivant un système analogue au précédent (voy. chap. I, n° 17, figg. 17-18). Le treillis de l'armature présente en plan les mêmes dispositions (figg. 112-113).



Figg. 112-113. — Système MÜLLER.

Les barres de résistance T (fig. 114) sont des bandes plates de  $30 \times 5$  millimètres ou  $26 \times 4$  millimètres posées de champ à des inter-

valles de 10 à 12 centimètres. Les fers de répartition E sont des plats de même hauteur, mais de 1 à 2 millimètres d'épaisseur seulement, reliés aux autres par des agrafes K. Contrairement à ce qui a lieu dans le système DONATH, l'armature n'est pas utilisée pour supporter le béton pendant la prise. Celui-ci est posé à la façon ordinaire sur un plancher provisoire suspendu aux poutrelles.

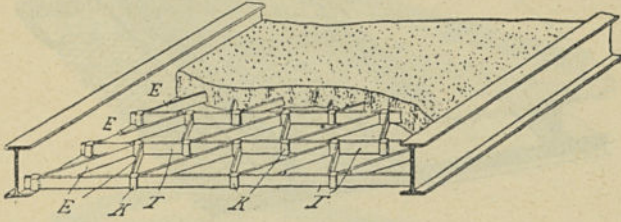


Fig. 114. — Système MÜLLER.

Les dalles MÜLLER peuvent être établies sur les semelles inférieures des poutrelles (fig. 115) ou sur les semelles supérieures (fig. 116). L'épaisseur varie de 0,08 m. à 0,15 m. La portée peut atteindre 3 m.

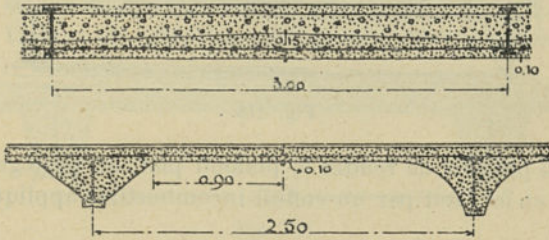


Fig. 115-116. — Système MÜLLER.

Il existe une variante du système MÜLLER qui permet de franchir de plus grandes portées. Elle ne diffère du système KOENEN (n° 65) que par la substitution du réseau décrit ci-dessus au treillis MONIER.

**68. Métal déployé.** — Le *métal déployé*, d'origine américaine, importé en Angleterre, puis sur le continent, a pris rapidement un développement très considérable dans la construction des hourdis de planchers. Les dalles armées de métal déployé (chap. 1, n° 17, fig. 21-22) reçoivent des applications entièrement semblables à celles des dalles MONIER.

On peut se contenter d'établir sur le dessus des poutrelles un pla-



telage général en béton armé. Lorsque la construction comporte un plafond (fig. 117), l'enduit qui constitue celui-ci est appliqué sur un

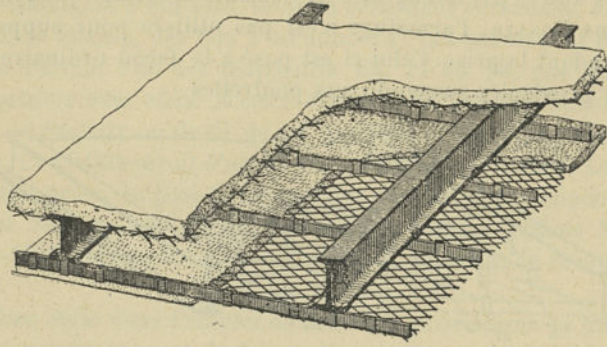


Fig. 117.

lattis de métal déployé suspendu à des tringles accrochées aux poutrelles. On complète la protection contre le feu en entourant celles-ci de béton (fig. 118).



Fig. 118.

S'il n'y a pas lieu de rendre le plafond plat, on protège encore la charpente en fer, soit par un enduit incombustible appliqué sur une

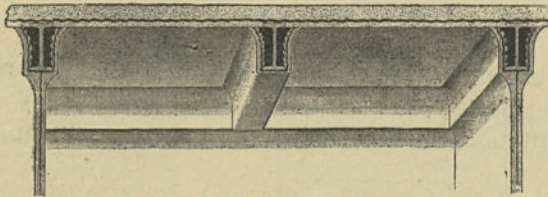


Fig. 119.

feuille de métal déployé (fig. 119) qui entoure la poutrelle en laissant un espace libre, soit en noyant celle-ci dans une gaine de béton garnie d'un enduit semblable (voy. n° 34, fig. 62).

La dalle-hourdis peut être placée sur les bourrelets inférieurs des poutrelles. Les figures 120 et 121 représentent deux dispositifs de ce

genre pour planchers en bois. Sous les poutrelles, le plafonnage est maintenu par des bouts de lattis en métal déployé.

D'autres dispositions encore ont été imaginées. Il suffira de citer les deux suivantes, que l'on a appliquées dans la construction d'usines

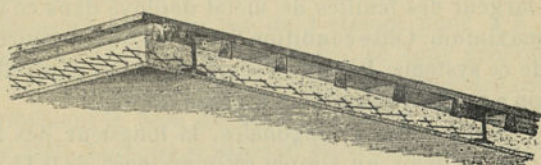


Fig. 120.

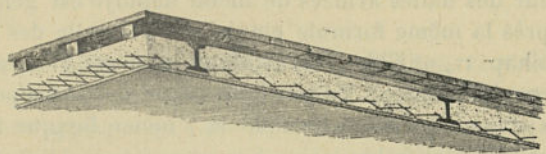


Fig. 121.

aux États-Unis. Les poutrelles, dont la saillie reste apparente, étant entourées de béton, les épaulements ainsi formés servent de support à la dalle. Celle-ci est arasée supérieurement avec le dessus des pou-

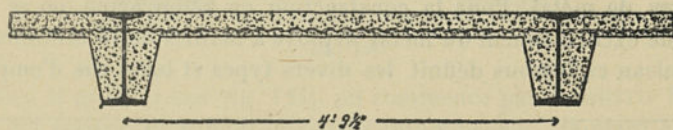


Fig. 122.

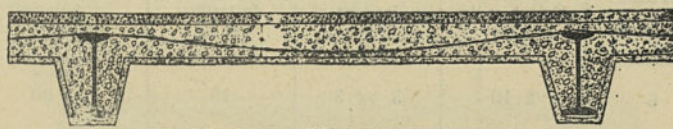


Fig. 123.

Figg. 117-123. — Métal déployé.

trelles (fig. 122) ou dépasse légèrement ce niveau (fig. 123). Dans ce dernier cas, la feuille de métal déployé peut prendre la forme courbe qui caractérise l'armature des dalles encastrées (voy. n° 13, fig. 7, n° 18 et n° 65, fig. 109).

69. Dimensions des dalles armées de métal déployé. — Le métal



déployé présente une résistance à la flexion plus grande dans le sens des grandes diagonales de ses mailles que dans le sens des petites diagonales (voy. chap. I, fig. 22). L'armature doit donc être placée en alignant les grandes diagonales normalement à la direction des poutrelles. La largeur des feuilles de métal déployé dans ce sens est de 2,44 m. au maximum. Cette condition limite à 2,30 m. environ la portée des dalles de ce système. Lorsque l'écartement des poutrelles dépasse ce chiffre, on a recours au système GOLDING (n° 87).

Dans le sens des courtes diagonales, la longueur des feuilles est également limitée, mais un simple recouvrement de 0,15 m. suffit à assurer la liaison.

L'épaisseur des dalles armées de métal déployé est généralement établie d'après la même formule empirique que celle des dalles Monier (voy. chap. IV, n° 538). Elle est donc la même pour une portée et une charge déterminées. En pratique, on ne descend cependant pas en dessous d'une épaisseur de 0,06 m., même lorsque la formule donne un chiffre plus faible.

De même que pour les dalles Monier, le poids de l'armature est choisi en fonction de l'épaisseur de la dalle, mais la proportion de métal incorporé est notablement moindre.

Le métal déployé peut s'obtenir en un certain nombre de types définis par la longueur de la petite diagonale des mailles et le calibre des lanières de métal. Pour la construction en béton armé, on se sert presque exclusivement du métal déployé à mailles de 75 millimètres. Le tableau ci-dessous définit les divers types et leurs cas d'emploi :

ÉPAISSEUR de la dalle en centimètres	POIDS du métal déployé en kg par m <sup>2</sup> .	ÉPAISSEUR des lanières en mm.	NUMÉRO d'usine du treillis de 75	PRIX approximatif <sup>1</sup> du métal déployé au m <sup>2</sup>
6	2,40	3 × 3	15	francs. 2,00
8	3,15	4,5 × 3	9	2,55
10	4,35	6 × 3	8	3,20
12	5,00	4,5 × 4,5	11	3,30
16	6,25	4,5 × 6	10	4,25

<sup>1</sup> Ces prix sont sujets à variations et diffèrent selon les pays.

Quelquefois, lorsque la résistance le demande, la dalle est plus fortement armée et l'on place même deux feuilles superposées pour former l'armature.

Les enduits de plafond se font sur lattis spéciaux à petites mailles.

Le dosage usuel du béton est de 1 ciment pour 4 à 5 matières inertes. Aux États-Unis et en Angleterre, ce sont généralement des scories, du mâchefer, des cendres de coke ou même des cendres ordinaires qui forment la base du béton employé pour ces dalles (voy. chap. III, n° 392). Lorsque le sable et les scories sont dosés à part, on emploie la formule suivante : 1 ciment, 2 sable, 5 cendres. Dans des cas exceptionnels, on a adopté comme dosage : 1 ciment, 1 1/2 sable, 4 pierraille.

**70. Système Lilienthal.** — On a indiqué (chap. I, n° 18) le principe de ce système, qu'exploite la société : *Terrast-Baugesellschaft* de Berlin. Il ne s'applique qu'à des planchers tout ordinaires ne comportant que de faibles surcharges et des portées de hourdis assez réduites. Il s'adapte aux solives en bois comme aux poutrelles en fer.

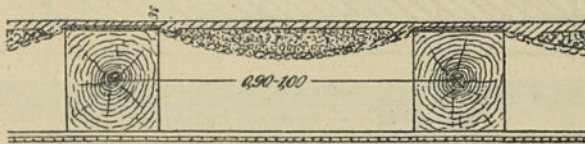


Fig. 124.

Dans le premier cas (fig. 124), on commence par recouvrir le dessus des poutres de bandes de papier imperméable. On place ensuite un réseau de fil galvanisé genre RABITZ (voy. n° 17) (mailles de 25 mm, fil de 1, 2 mm. de diamètre) que l'on fixe à chaque poutre par quelques clous, en lui donnant dans chaque travée une flèche

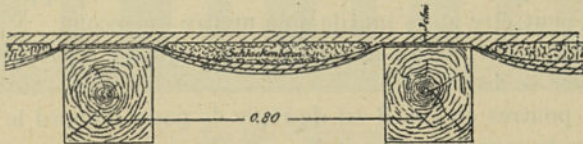


Fig. 125.

Fig. 124-125. — Système LILIENTHAL.

de 1/10 environ vers le bas. Ce treillis est recouvert d'une feuille de papier sur laquelle on pose du béton (dosage : 1 ciment, 7 sable ou scories et sable) jusqu'au niveau des poutres. Le tout est ensuite recouvert d'un enduit.



Lorsque le plancher doit pouvoir supporter 500 kilogrammes de charge utile par mètre carré (fig. 125), on pose par-dessus le papier un second réseau non galvanisé, lequel est fixé comme le premier, mais avec une flèche moindre, de façon à être noyé dans le béton. Pour 4,50 m. de portée, on place un troisième réseau.

Avec des poutrelles en fer (fig. 126), le système reste le même, mais la fixation des réseaux se fait à l'aide de fils.

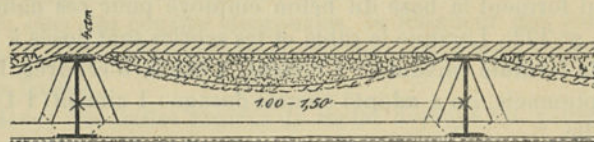


Fig. 125.

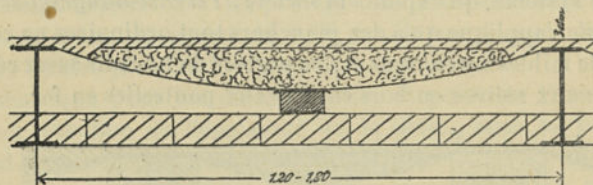


Fig. 127.

Figs. 126-127. — Système LILIENTHAL.

On peut augmenter la portée des hourdis de ce type par le procédé qu'indique la figure 127, en faisant concourir à la résistance une dalle d'un système quelconque posée sur les bourrelets inférieurs des poutrelles.

Le système LILIENTHAL comporte une variante dans le cas de poutres en bois : on peut poser le papier en premier lieu, puis le réseau métallique. Celui-ci se trouve de la sorte enveloppé dans le béton et il peut être alors inutile d'en mettre un second.

Ce procédé a fait, paraît-il, ses preuves, et il n'y a pas à craindre que le papier se déchire.

Avec les poutres en fer, il est de règle de poser d'abord le réseau, attendu que le papier ne saurait être attaché.

**71. Système Stolte.** — La société *Deutsche Cementbau-Gesellschaft* PAUL STOLTE de Berlin emploie comme hourdis des plaques en béton armé construites à l'avance. Ces plaques, de 0,25 m. de largeur et de 0,08 m. à 0,10 m. d'épaisseur, sont percées de cavités longitudinales entre lesquelles des fers plats posés de champ sont noyés dans le

béton. Les plaques STOLTE se posent sur les poutres de plancher sans échafaudage (voy. chap. III, n° 415). Les joints, faits en grain d'orge, sont fermés au mortier de ciment.

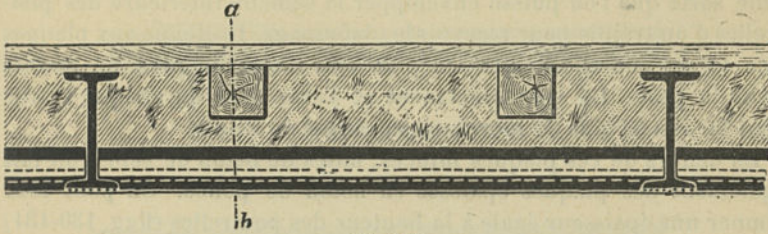


Fig. 128.

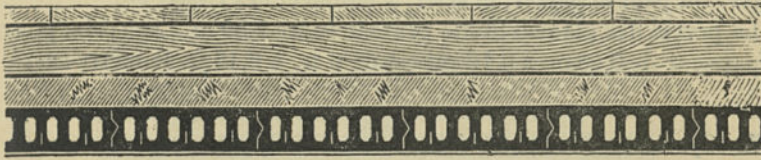
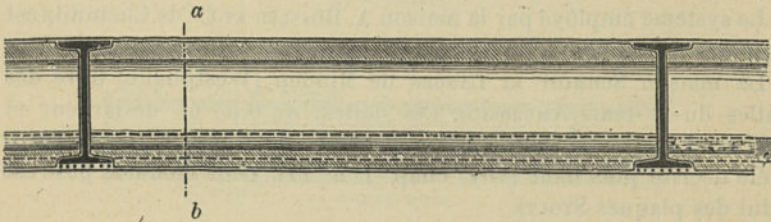
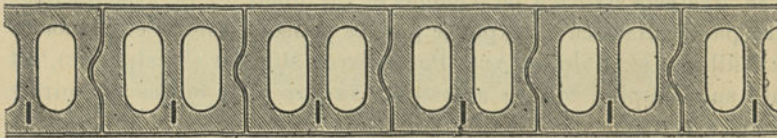
Fig. 129. — Coupe *ab*.

Fig. 130.

Fig. 131. — Coupe *ab*.

Figs. 128-131. — Système STOLTE.

Ce système se prête à une grande variété de dispositifs. Les plaques peuvent être posées sur solives en bois ou poutrelles métalliques. Dans ce dernier cas, on peut les placer sur les semelles supérieures ou inférieures, etc.



Les figures 128-129 représentent un hourdis dans lequel les plaques forment plafond et portent un plancher en bois par l'intermédiaire d'un remplissage. A leurs extrémités, les plaques sont encochées de telle sorte que l'on puisse envelopper la semelle inférieure des poutrelles d'un treillis pour recevoir le plafonnage. On donne aux plaques une forme rhomboédrique en plan afin d'obtenir plus de facilité pour la pose. Le commencement et l'extrémité de chaque travée sont formés à l'aide de morceaux en forme de coins.

En dehors de ces plaques minces, faites de béton de sable, on fait également des plaques épaisses en béton de ponce. On peut leur donner une épaisseur égale à la hauteur des poutrelles (figg. 130-131) de façon à porter directement le plancher. Le béton de ponce est léger. On peut le percer, le scier, y enfoncer des clous, etc.

La portée des plaques Stolte peut atteindre 2,50 m. Leur prix, pour l'épaisseur de 0,08 m. à 0,10 m. est de 6 fr. à 6,40 fr. le mètre carré.

**72. Systèmes Rössler et Ambrosius.** — D'autres maisons spécialistes de travaux en ciment fabriquent des plaques en béton armé de même genre.

Le système employé par la maison A. RÖSSLER ET C<sup>o</sup> de Chemnitz est absolument semblable au système STOLTE.

La maison SCHMIDT ET LANGEN de Minden (Westphalie) livre des dalles du système AMBROSIUS. Ces dalles, de 0,33 m. de largeur et 0,07 m. d'épaisseur, sont percées de trous circulaires. Leur armature a été décrite plus haut (voy. chap. I, n<sup>o</sup> 17). Leur mode de pose est celui des plaques STOLTE.

**73. Système Habrich ou Thomas et Steinhoff.** — Le système imaginé par M. HABRICH et exploité par les maisons THOMAS et STEINHOFF de Mülheim s/. Ruhr et AUG. POTTHOFF de Münster (Westphalie), est basé sur l'emploi, comme armature, de fers plats tordus en spirale (chap. I, n<sup>o</sup> 22).

Les formes générales des hourdis de ce système ne diffèrent pas de celles adoptées par les autres types de dalles en béton armé. Les diverses variétés déjà décrites antérieurement se retrouvent dans les dispositions que représentent les figures 132 à 136.

Les hourdis de ce système peuvent s'appliquer à des portées allant jusque 2 mètres et des surcharges ne dépassant pas 500 kilogrammes par mètre carré. Pour de plus grandes portées on a recours à des voûtes (n<sup>o</sup> 83).

L'épaisseur des dalles et la section des armatures se déterminent par la méthode empirique déjà citée à propos des dalles MONIER (voy. chap. IV, n° 537).

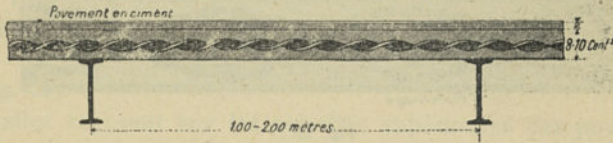


Fig. 132.



Fig. 133.

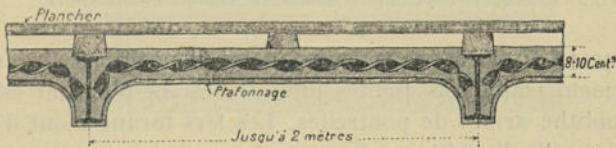


Fig. 134.



Fig. 135.



Fig. 136.

Fig. 131-136. — Système HABRICH ou THOMAS et STEINHOFF.

Les fers, de  $35 \times 1,6$  ou  $40 \times 1,5$  millimètres de section, se posent au nombre de 3 à 7 par mètre. Ils ne sont pas reliés par des barres de répartition, à part quelques fers transversaux destinés à maintenir l'écartement des barres principales pendant la pose du béton.

Comme composition du béton, on adopte dans ce système : 1 ciment



et 8 à 9 sable et gravier ou cendres. On prend aussi : 1 ciment, 3 sable, 4 pierraille.

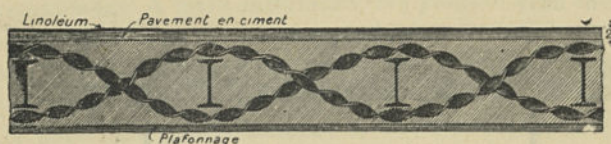


Fig. 137.

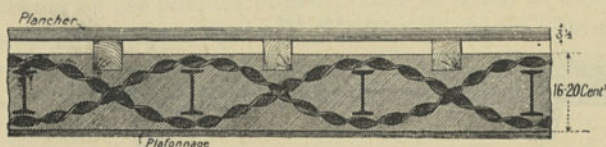


Fig. 138.

Figg. 137-138. — Système HABRICH OU THOMAS et STEINHOFF.

Les figures 137 et 138 représentent deux dispositions de hourdis plus rarement employées que les précédentes. Le plancher est une dalle monolithe armée de poutrelles. Les fers tordus n'ont d'autre fonction que celle d'entretoiser la masse.

**74. Système Donath (avec fers en S).** — Ce système est analogue au précédent (voy. chap. I, n° 22).

Des fers en S placés de champ et espacés de 0,15 m. environ forment l'armature de la dalle-hourdis. Celle-ci reçoit telle ou telle disposition,

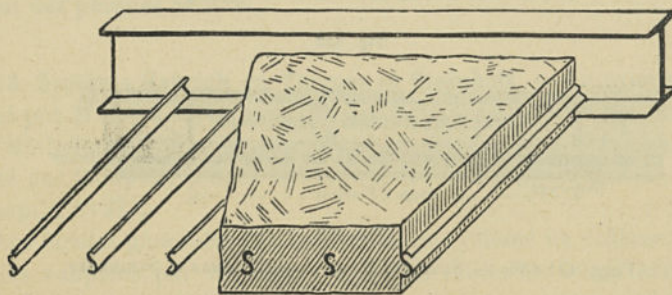


Fig. 139. — Système DONATH.

comme dans les systèmes ci-dessus. La figure 139 suppose que la dalle est posée sur les bourrelets inférieurs des poutrelles.

La portée peut atteindre 3 mètres avec une épaisseur de dalle de

10 centimètres pour une surcharge utile de 500 kilogrammes par mètre carré.

Ces dalles-hourdis coûtent depuis 5 francs le mètre carré.

**75. Système Wünsch.** — La maison ROBERT WÜNSCH, de Budapest, emploie comme hourdis plats des dalles armées de fers T (voy. chap. I, n° 22, fig. 26).

Ces dalles reposent sur les semelles supérieures des poutrelles. Celles-ci restent apparentes ou portent un plafond formé de dalles en



Fig. 140.



Fig. 141.

Figs. 140-141. — Système Wünsch.

ciment armé de même système (fig. 140) ou de plaques en plâtre (fig. 141).

Les dalles WÜNSCH ne s'appliquent qu'à de faibles portées. Les voussettes du même système (n° 85) ont plus de résistance.

**76. Système Wilson.** — De même que les autres types de dalles à armature courbe, celui-ci permet d'établir des hourdis de grande portée. Le système WILSON (voy. chap. I, n° 23) employé déjà en 1889 au

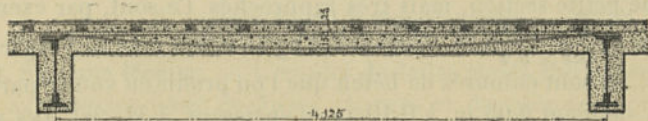


Fig. 142. — Système WILSON.

*Musée de Philadelphie*, a reçu depuis lors un certain nombre d'applications aux États-Unis.

Dans celle que représente la figure 142, l'armature est composée de fers plats de  $50 \times 12$  millimètres, espacés de 0,60 m. d'axe en



axe. La dalle est formée de mortier de ciment au-dessous de l'armature et, au-dessus, de béton que recouvre un enduit portant les lambourdes.

**77. Système Bramigk.** — De même que dans les hourdis en maçonnerie ordinaire, on a quelquefois cherché à éléger les dalles en béton armé en y créant des vides intérieurs. Le système de la figure

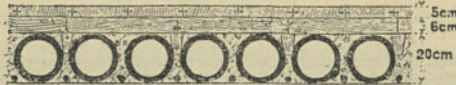


Fig. 143. — Système BRAMIGK.

143, déjà mentionné plus haut (chap. I, n° 22), est employé, notamment à Dessau (Anhalt), depuis quelques années. On établit une rangée de tuyaux de drainage entre lesquels sont placés des fers ronds. On dame ensuite le béton de ciment entre les tuyaux en incorporant les barres. Ce système permet une portée de 4 mètres. Pour celle-ci, l'épaisseur de la dalle est de 0,20 m. (fig. 143).

**78. Système Koenen (Rippendecke).** — Ce type de plancher (fig. 144) est le plus ancien de ceux proposés par M. KOENEN. Destiné à la con-

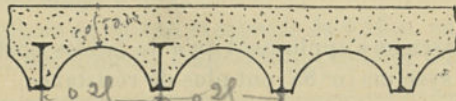


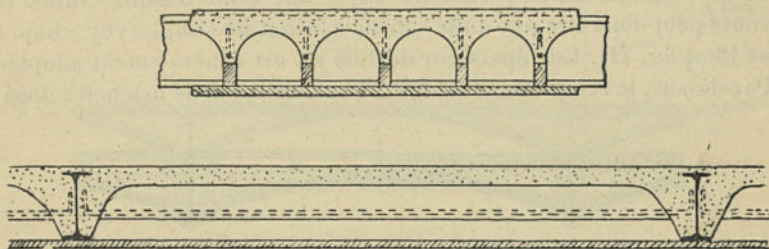
Fig. 144. — Système KOENEN.

fection de hourdis de grande portée, il est fondé sur le principe des dalles nervées et emploie comme armature des fers double T (chap. I, n° 34) de petite section, mais très rapprochés. Ce sont, par exemple, des fers de  $\frac{80 \times 42}{3,9 \times 5,9}$  mm. (pesant 6,2 kg. le mètre courant) espacés de 0,25 m. Ils sont entourés de béton que l'on profile en voûtes par-dessous en donnant 0,05 m. à 0,10 m. d'épaisseur à la clef. Ces voussettes, qui restent apparentes, sont moulées sur des formes métalliques suspendues aux poutrelles et enlevées après durcissement du béton. Ce type de hourdis se construit donc sans plancher de coffrage.

Avec les dimensions de fers indiquées ci-dessus, on donne 3 à 4 mètres de portée, selon la surcharge prévue. Mais le système permet de couvrir des ouvertures plus grandes.

79. **Système Koenen (Plandecke)**. — Ce système de hourdis, d'introduction récente et breveté, comme le précédent, en faveur de l'*Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau*, de Berlin, a déjà reçu de nombreuses applications, notamment dans les agrandissements de l'*École polytechnique de Charlottenbourg*.

Il offre beaucoup d'analogie avec le type précédent, La dalle-hourdis (figg. 145-146) est également garnie de nervures obtenues par mou-



Figg. 145-146. — Système KOENEN.

lage de voussettes en béton sur formes métalliques. Chaque nervure est armée d'une simple barre (voy. chap. I, n° 30). A l'état frais, ces nervures reposent sur des lattes en bois qui portent également les moules. Ces lattes peuvent rester à demeure et servir à la fixation du plafond. On peut aussi les enlever. Dans ce cas, elles sont placées plus bas et les nervures descendent jusqu'à la semelle inférieure des poutrelles. On attache alors le plafond à l'aide d'agrafes en fil galvanisé incorporées dans les nervures.

Les nervures sont espacées de 0,25 m. On donne au béton 0,05 m. à 0,07 m. d'épaisseur à la clef des voussettes.

Ces hourdis se construisent jusqu'à 3,50 m. de portée, pour 7,00 fr. à 7,25 fr. le mètre carré.

#### B. — Hourdis en forme de voûtes.

80. **Système Monier**. — L'emploi de dalles plates MONIER étant jugé peu avantageux pour de fortes charges et de grandes portées, on leur substitue souvent des voûtes de même système.

M. WAYSS a donné plusieurs exemples de hourdis formés de voûtes MONIER. Les figures 147 à 152 reproduisent les principaux types qui ont trouvé de nombreuses applications.

La flèche de ces voûtes est généralement égale au  $\frac{1}{10}$  de la portée. Elles s'appuient sur les bourrelets inférieurs des poutrelles. Comme ce



genre de planchers est le plus souvent appliqué à des usines, magasins, etc., la surface inférieure des voûtes reste apparente et l'on se contente de protéger les poutrelles par un enduit appliqué sur un léger treillis métallique qui enveloppe leurs semelles inférieures. Dans le cas où un plafond plat est nécessaire, on le réalise à l'aide d'une dalle légère suspendue (fig. 150).

D'après M. WAYSS, pour des portées de 5 mètres et des surcharges de 1200 kilogrammes par mètre carré, une seule ossature suffit. La voûte peut donc être une dalle courbe à armature simple (voy. chap. I, n° 43 et fig. 71). Une épaisseur de 0,05 m. est généralement adoptée. Par-dessus, le remplissage est fait à l'aide de béton de mâchefer dosé à

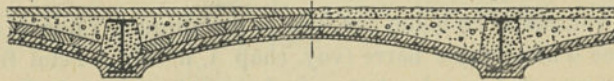
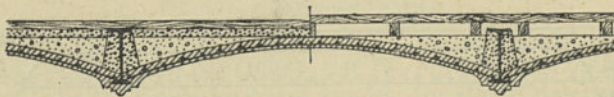


Fig. 147-148. — Système MONIER.

1 : 8, de briques de liège, ou autres matériaux légers (fig. 147-148). On réalise ainsi une surface plane sur laquelle s'établit l'aire destinée à la circulation.

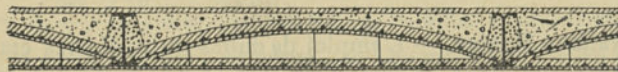
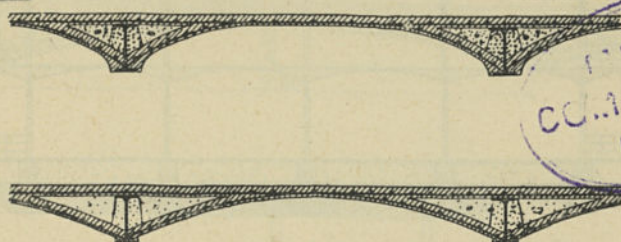


Fig. 149-150. — Système MONIER.

On peut être amené à renforcer la voûte par un second réseau. Quelquefois, celui-ci est courbe comme le premier (fig. 149) et l'on établit, en fait, deux voûtes MONIER parallèles, séparées par un lit de béton maigre. Mais il est plus rationnel de donner au second

réseau une forme droite et de le noyer près de l'extrados plat que la voûte doit nécessairement présenter (figg. 151-152). On le rend continu par-dessus les poutrelles pour former ancrage et réduire la poussée. Généralement, on n'use du béton riche que pour envelopper les deux armatures. Les reins de la voûte sont faits de béton maigre.



Figg. 151-152. — Système MONIER.

Les dispositions des barres de l'ossature sont assujetties aux mêmes usages que dans les dalles (n° 63). Toutefois le diamètre des barres peut devoir être plus fort.

Le dosage du béton est le même (voy. chap. III, n° 394).

**81. Entrepôts de Trieste.** — La presque totalité des planchers des *entrepôts de Trieste* a été exécutée en voûtes MONIER, d'après le type fig. 153.

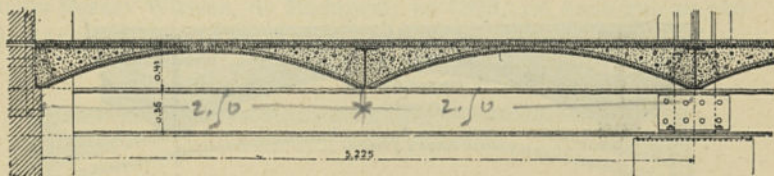


Fig. 153. — Plancher des entrepôts de TRIESTE.

Les poutrelles, de 0,35 m. de hauteur, sont espacées de 2,50 m. environ. La surcharge est de 1 200 kg. par mètre carré.

Un enduit en ciment termine supérieurement les planchers.

La construction des planchers et terrasses (voy. n° 190) des entrepôts de Trieste, d'une surface totale de 260 000 mètres carrés, a été entreprise par la *Société des constructions Monier* de Berlin.

**82. Bâtiment d'administration au Kameroun.** — La même société a établi dans les colonies divers bâtiments dont celui-ci (fig. 154) peut être considéré comme le type.



La charpente est en fer, le plancher et la terrasse en voûtes MONIER, les façades et cloisons en plaques de plâtre ou en ciment armé. Les voûtes ont 6 mètres de portée. Sur les petits côtés du bâtiment, les

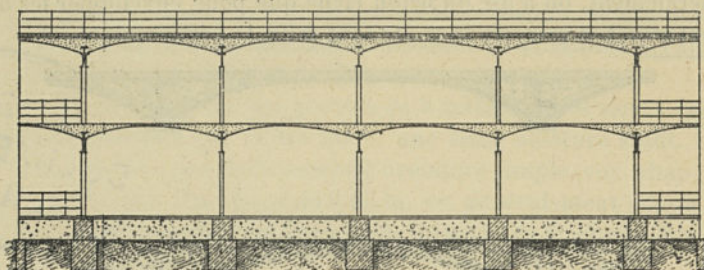


Fig. 154. — Bâtiment d'administration au Kameroun.

galeries, de 2,80 m. de largeur, sont couvertes à l'aide de demi-voûtes, dans lesquelles un réseau supérieur forme ancrage horizontal.

Ce bâtiment, construit en 1891, a coûté 45 000 francs pour une surface de 378 mètres carrés.

**83. Système Habrich ou Thomas et Steinhoff.** — Ce système (voy. n° 73) s'applique sous forme de voûtes lorsque la portée dépasse 2 mètres. La disposition type de ces hourdis est définie par la figure

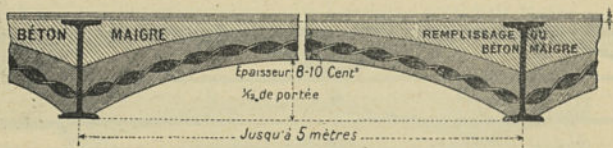


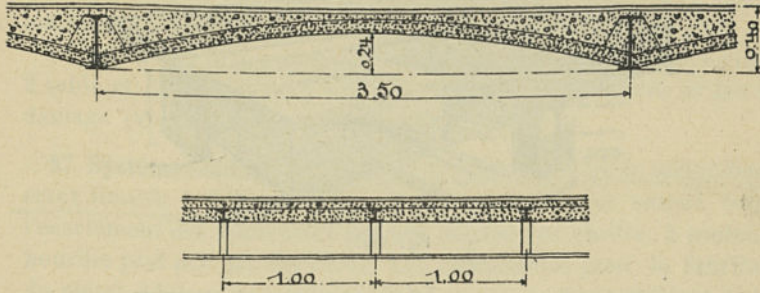
Fig. 155. — Système HABRICH OU THOMAS ET STEINHOFF.

155. L'épaisseur des voûtes de 5 mètres de portée est de 0,10 m. à la clef et de 0,14 m. à 0,15 m. aux naissances. L'armature est composée de fers plats tordus en spirale, au nombre de 4 à 6 par mètre.

**84. Système Melan.** — L'emploi de poutrelles comme armatures, qui caractérise ce système (voy. chap. I, n° 43), ne lui permet pas d'aborder économiquement la construction de voûtes de faible portée<sup>1</sup>. Il a cependant trouvé en Autriche, depuis 1893, d'assez nombreuses applications comme hourdis de planchers. L'ouverture de ces voûtes

<sup>1</sup> Pour l'application aux ponts, voy. n° 256.

(figg. 156-157) est ordinairement de 2,50 m. à 4,00 m. pour une épaisseur de 0,08 m. La flèche est de  $1/10$  à  $1/14$  de la portée. Les arcs sont des doubles T de  $\frac{80 \times 42}{3,9 \times 3,9}$  mm. pesant 6,2 kg. le mètre. Ils sont espacés de



Figg. 156-157. — Système MELAN.

1 mètre en moyenne. Contre les poutres de support, sur la semelle inférieure desquelles ils prennent appui, ces fers sont coupés obliquement. On les met en tension en enchâssant des coins entre leurs extrémités et l'âme de la poutre.

**85. Système Wunsch.** — Ce mode de construction, introduit par la maison ROBERT WÜNSCH, de Budapest, en 1892, est analogue au précédent (voy. chap. I, n° 44) et trouve emploi dans les mêmes conditions.

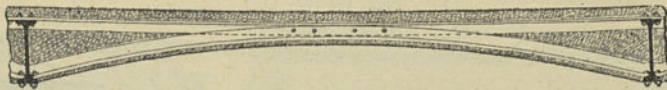


Fig. 158. — Système WÜNSCH.

La figure 158 en représente une forme d'application.

**86. Système Roebling.** — Ce système, que la *Roebling Construction Company*, de New-York, applique aux États Unis depuis quelques années, peut être considéré comme le type le plus complet des voûtes-hourdis à extrados plat dans lesquelles l'armature courbe est utilisée comme cintre de moulage du béton (voy. chap. I, n° 44).

La figure 159 représente un plancher ROEBLING ordinaire à plafond plat. Les poutres, dont l'écartement peut aller jusqu'à 2,13 m., reçoivent, sur leurs bourrelets inférieurs, un cintre métallique formé d'une



toile que soutiennent des barres courbes passées au travers des mailles. Le béton est posé sur ce cintre avec une épaisseur de 5 à 7,5 centimètres à la clef.

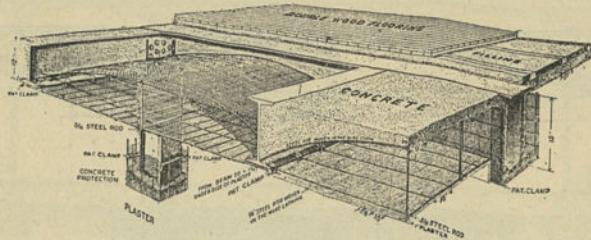


Fig. 159.

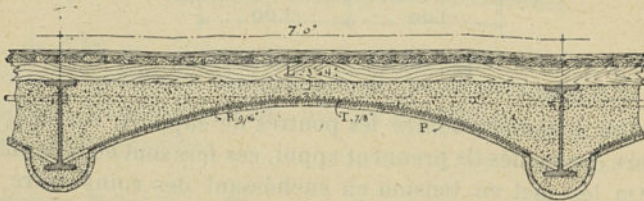


Fig. 160.

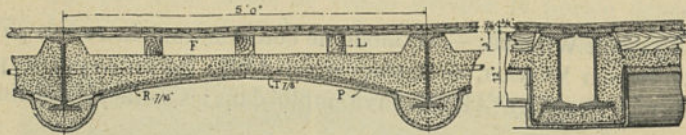


Fig. 161-162.

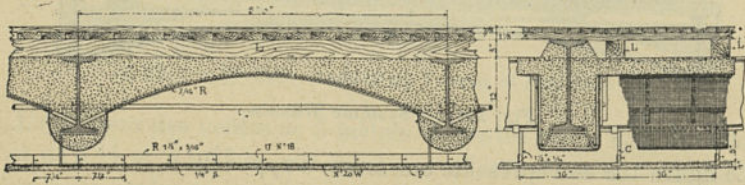


Fig. 163-164.

Fig. 159-164. — Système ROEBLING.

R, barres transversales soutenant la toile métallique. — T, tirants. — P, plâtre. — L, lambourdes.  
F, remplissage. — C, crochets. — S, barres longitudinales. — W, treillis. — U, attaches.

Des tirants réunissant les poutrelles forment l'armature droite de la voûte. Le plâtrage du plafond est établi sur une armature plane de composition analogue au cintre.

L'intrados des voûtes peut, dans certains bâtiments, rester appa-

rent (figg. 160 et 161-162). Dans ce cas, on arrête le bord de la toile métallique à 0,10 ou 0,15 m. de la poutre. Un treillis spécial entoure la semelle inférieure qui se trouve noyée dans un bourrelet de béton. On réalise ainsi une protection parfaite contre le feu.

Si l'on désire une résistance certaine contre l'incendie, tout en maintenant le plafond plat, on a recours au type figg. 163-164.

Le dosage du béton dans les constructions ROEBLING est : 1 ciment, 2 sable et 5 cendres ou 1 : 2 1/2 : 6. La mise en œuvre se fait sans damage (voy. chap. III, nos 392 et 433).

**87. Système Golding.** — La portée des dalles armées de *métal déployé* étant limitée à 2,30 m. (voy. n° 69), on se trouve amené, lorsque l'écartement des maîtresses poutres dépasse ce chiffre, à soutenir le hourdis plat par des nervures. Les compagnies pour la fabrication du métal déployé préconisent, dans ce cas, le dispositif imaginé par J.-F. GOLDING, inventeur du métal déployé (voy. chap. I, n° 46).

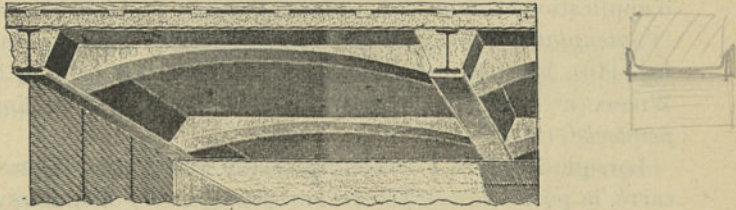


Fig. 163. — Système GOLDING.

Les nervures (fig. 165), espacées de 1,25 m. à 2 mètres, sont établies sur un fer U cintré suivant un arc surbaissé à 1/12 et prenant appui contre les âmes des poutres principales. On fait souvent usage d'un profil U de 152 millimètres de largeur pesant 17,9 kg. le mètre courant. La résistance du plancher varie avec l'écartement des nervures. On peut aussi faire usage de fers U plus lourds.

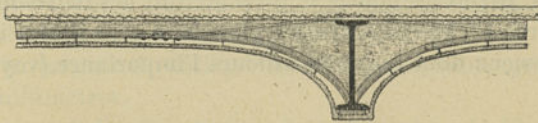


Fig. 166. — Système GOLDING.

On a appliqué ce genre de hourdis renforcé à des écartements de poutres allant jusqu'à 6 mètres.

L'armature est quelquefois complétée par des fers plats formant ancrage des arcs (fig. 166).



Les nervures peuvent rester apparentes dans le plafond (fig. 165). Toutes les surfaces vues sont recouvertes d'un enduit. A cette fin, les fers U sont enveloppés d'un lattis en métal déployé. On peut aussi masquer les nervures par un plafond uni. Celui-ci est formé d'un lattis suspendu à des tringles droites portées par les arcs (fig. 166)<sup>1</sup>.

### C. — Dalles monolithes.

**88. Remarque générale.** — Tous les systèmes de dalles décrits plus haut comme hourdis (n<sup>os</sup> 62 à 79) peuvent évidemment, en principe, être appliqués à la couverture d'une salle complète sans le secours de poutrelles ou solives, lorsque la distance entre les murs n'excède pas la portée limite que chaque système comporte.

Parmi ces systèmes, ceux pour lesquels la portée peut atteindre et dépasser 3 à 4 mètres doivent nécessairement recevoir le plus d'applications comme dalles monolithes. Ce sont : le système KOENEN (*Voutenplatte*) dont l'emploi sous cette forme a déjà été signalé (n<sup>o</sup> 65, fig. 110), les systèmes DONATH (n<sup>o</sup> 66) et MÜLLER (n<sup>o</sup> 67), le système WILSON (n<sup>o</sup> 76), le système BRAMIGK (n<sup>o</sup> 77) et le système KOENEN (*Rippendecke*) (n<sup>o</sup> 78).

Lorsque la pièce à couvrir présente une forme différant peu du carré, la portée admissible devient plus grande, attendu qu'une dalle appuyée sur ses quatre bords résiste mieux que si elle ne porte que sur deux appuis (voy. chap. IV, n<sup>o</sup> 570). C'est ce qui permet d'appliquer également dans les dalles monolithes d'une certaine portée, le système MONIER par exemple, ou tout autre système d'armature en treillis, dans lequel les barres de répartition peuvent également faire office de barres de résistance.

On aura l'occasion de décrire plus loin (n<sup>o</sup> 114), à propos des planchers à poutres, les diverses formes d'applications du système MATRAI ou *fer-béton*, parmi lesquelles se présenteront des dalles monolithes.

L'exposé relatif à cette classe de planchers sera réduit ici au système HENNEBIQUE dont on a dit ailleurs l'importance (voy. chap. I, n<sup>o</sup> 5).

**89. Système Hennebique. Dimensions des dalles.** — Les constructions édifiées par M. HENNEBIQUE offrent de nombreux exemples de planchers formés d'une simple dalle. Leur portée est généralement

<sup>1</sup> Mode d'exécution des hourdis système GOLDING, voy. chap. III, n<sup>o</sup> 417.



limitée à 5 mètres environ. Au delà, on donne la préférence aux planchers à poutres (voy. n° 93). On peut, il est vrai, établir des dalles qui couvrent 10 mètres avec des surcharges de 500 kilogrammes par mètre carré, et c'est ce que l'on fait quelquefois, mais uniquement lorsque la forme de la salle se rapproche d'un carré.

M. HENNEBIQUE ne détermine pas l'épaisseur de ses dalles ainsi qu'on le fait dans les systèmes MONIER (n° 63) et KOENEN (n° 65) ou dans les dalles armées de *métal déployé* (n° 69), par une formule précise, en fonction de la portée et de la surcharge. Cette épaisseur est choisie *a priori* et tantôt plus forte, tantôt plus faible que dans les systèmes ci-dessus, à conditions égales. Généralement elle est comprise entre 0,08 m. et 0,16 m. Plus rarement, on rencontre des épaisseurs de 0,06 m. et de 0,20 m<sup>1</sup>.

L'épaisseur étant choisie, M. HENNEBIQUE détermine la section de l'armature par une méthode empirique spéciale (voy. chap. IV, n° 539). A portée et surcharge égales, l'armature est d'autant plus forte que l'épaisseur de la dalle est moindre.

Ainsi qu'il a été dit précédemment (chap. I, n° 25), il existe trois genres d'armatures HENNEBIQUE pour dalles. La description générale en a été donnée.

**90. Armature à barres indépendantes.** — Ce type, que représentent les figures 35-36, est le plus caractéristique du système.

Les barres rondes, alternativement droites et pliées, qui forment l'armature, sont réparties à des distances égales. Les barres droites laissent au-dessous d'elles une épaisseur minima de 15 millimètres de béton. Elles sont munies d'étriers; mais on supprime généralement ceux-ci lorsque l'épaisseur de la dalle descend à 0,08 m. ou au-dessous.

Les barres droites et pliées sont terminées à leurs extrémités par un retour en crochet (lorsqu'elles sont de faible diamètre), ou par un pied de biche (lorsqu'elles sont plus fortes).

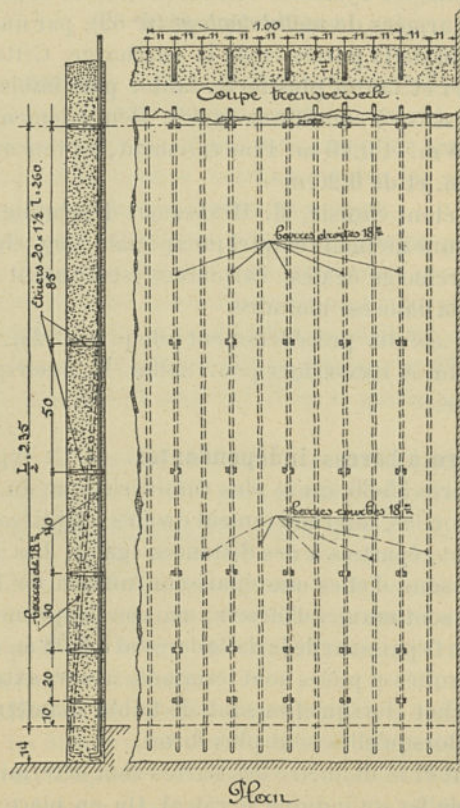
L'espacement et le diamètre des barres sont déterminés d'après la section totale de fer qu'indique le calcul. On en place de trois à dix par mètre de largeur de dallage. Leur diamètre varie généralement de 8 à 20 millimètres.

Les étriers sont d'ordinaire formés de fers plats de  $20 \times 1,5$  mm. Ils s'élèvent jusqu'à 8 millimètres environ de la face supérieure du dallage et leurs deux extrémités sont recourbées en quart de rond (fig. 37).

<sup>1</sup> Pour le dosage du béton dans les constructions HENNEBIQUE, voy. chap. III, n° 395.



Lorsque les murs sur lesquels la dalle est établie sont en béton, la reprise est faite avec soin. S'ils sont en maçonnerie ordinaire, la dalle y est engagée d'une certaine quantité de façon à obtenir cet encastrement qui est un des caractères du système. Lorsque deux salles contiguës sont couvertes au même niveau, on peut prolonger la dalle au travers du mur.



Figg. 167-169. — Système HENNEBIQUE.

L'exemple de dalle de ce genre figuré ci-dessus (figg. 167 à 169) est un plancher de 4,70 m. de portée d'une maison de banque<sup>1</sup> construite à Bâle (Freienstrasse), en 1897.

<sup>1</sup> Cet immeuble, construit complètement en béton armé, sauf les murs de façade, renferme plusieurs autres exemples intéressants, dont il sera question plus loin (voy. n<sup>os</sup> 91 (dalle), 123 (colonnes), 143 (murs) et 184 (escaliers).

91. Armature en treillis avec barres pliées. — On a tout intérêt, lorsque la salle à couvrir présente la forme d'un carré ou d'un rectangle peu allongé, à disposer des barres dans les deux sens de façon à pouvoir considérer, dans les calculs, la dalle comme prenant appui sur les quatre murs.

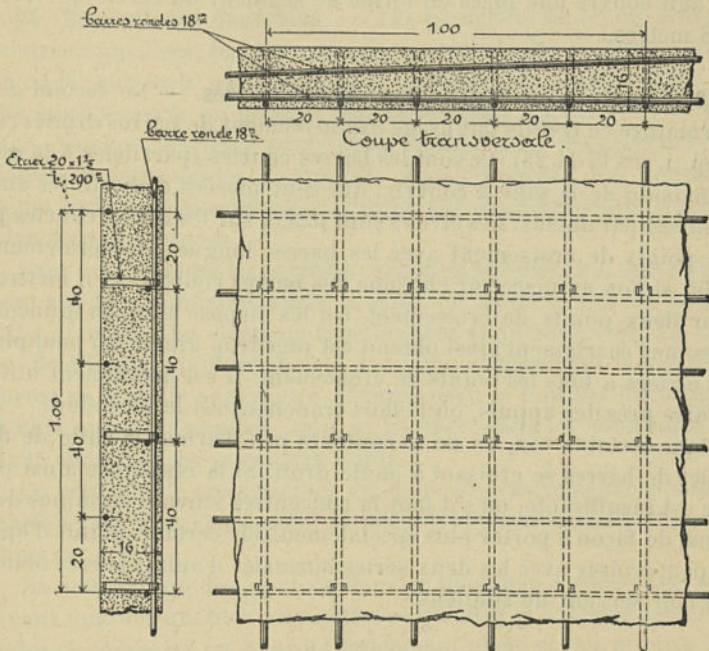


Fig. 170-172. — Système HENNEBIQUE.

Ces barres transversales ajoutées à l'armature principale présentent d'ailleurs ce précieux avantage d'assurer la répartition de la charge lorsque celle-ci n'est pas uniformément répartie et d'éviter ainsi les cassures que pourrait amener l'action d'un poids concentré<sup>1</sup>.

Le premier genre d'armature en treillis système HENNEBIQUE (voy. chap. I, nos 20 et 25) conserve les barres pliées du type précédent.

Les barres de la seconde série, qui sont toutes droites, sont placées soit au-dessous, soit au dessus des barres droites de la première série, mais les barres inférieures correspondent toujours à la petite dimen-

<sup>1</sup> On verra plus loin, à propos des terrasses (n° 191), que les dalles à barres croisées sont également recommandées lorsque l'on craint l'influence de grandes variations de température.



sion du rectangle à couvrir; c'est le long de ces barres que sont disposés les étriers. On les place près des points de croisement des fers.

Les figures 170 à 172 représentent un exemple de dalle de ce type emprunté à la même construction que le précédent. Le plancher dont il s'agit couvre une pièce en forme de segment de cercle de 7,40 m.  $\times$  6 mètres.

**92. Armature en treillis sans barres pliées.** — Le second genre d'armature en treillis fait usage exclusivement de barres droites (voy. chap. I, nos 17 et 25). Ce sont les barres courtes (parallèles à la petite dimension de la salle à couvrir) qui sont placées d'abord; les autres viennent par-dessus. Les étriers sont placés sur les barres courtes près des points de croisement avec les barres longues. Généralement il suffit, si l'on en place sur chacune des barres courtes, d'en mettre un pour deux points de croisement. On les dispose alors en quinconce. Lorsque l'écartement ainsi obtenu est jugé trop grand, on peut placer des étriers à tous les points de croisement. Il est notamment utile de le faire près des appuis, où l'effort tranchant est le plus élevé.

Dans certains cas, on ne se contente pas d'armer la dalle de deux séries de barres se croisant à angle droit. Si la résistance ainsi obtenue est insuffisante, ou s'il faut la concentrer suivant certaines directions, de façon à porter plus spécialement sur certains points d'appui, on peut croiser avec les deux séries normales d'autres barres obliques qui leur servent de soutiens.

#### D. — Planchers à poutres.

**93. Comparaison avec les dalles.** — Lorsque le plancher présente une grande portée ou doit recevoir une forte charge, on trouve économie dans l'emploi des poutres, ainsi qu'il a été démontré plus haut (chap. I, n° 26). Si, au contraire, l'ouverture est faible, celles-ci conservent toujours sans doute l'avantage d'une utilisation plus rationnelle de la matière; mais les frais de moulage spéciaux à l'exécution des nervures viennent en détruire l'économie. Pour les petites portées, les dalles simples sont donc généralement avantageuses.

D'autres considérations influent d'ailleurs sur le choix, en dehors de la question de coût. On doit, en effet, dans les habitations, se préoccuper de l'aspect du plafond, et l'on préfère souvent les poutres, qui sont des motifs de décoration rationnels et très appréciés. Certains architectes, par contre, s'en tiennent au plafond plat usuel.



Les dalles, d'autre part, offrent l'avantage de permettre une exécution plus rapide et de prendre moins de place en hauteur, grâce à la faculté qu'elles offrent de loger dans le béton une plus grande quantité de fer ; c'est ce dernier motif qui détermine souvent leur emploi, même pour les grandes portées.

**94. Dispositions générales.** — Les planchers en béton armé avec poutres rappellent, par leur structure générale, les planchers en bois ou en fer auxquels sont empruntés les termes de *poutres* ou de *hourdis* sous lesquels on désigne habituellement les nervures et le dallage. Quelquefois les poutres sont, comme dans les planchers ordinaires, indépendantes du hourdis. Mais la plupart des systèmes de béton armé se distinguent par la solidarité des divers éléments dont le plancher se compose.

Dans ce cas, toutes les parties s'exécutent sur place ou, tout au moins, sont rendues solidaires après la pose, de manière à créer un monolithe dont tous les éléments fonctionnent simultanément. La poutre, en fléchissant, doit intéresser dans son mouvement le hourdis qui forme sa semelle supérieure. D'autre part, le hourdis lui-même, qui fléchit entre les poutres, doit se trouver dans les conditions d'une dalle encastrée sur ses quatre bords.

Le principe de ces systèmes est donc l'encastrement, la solidarité parfaite de tout l'ensemble, et tous les détails doivent être conçus dans cet esprit.

La distribution des poutres dans le plancher à construire dépend avant tout des qualités de résistance qu'offre le système employé. Si celui-ci comporte un hourdis faiblement armé et des poutres à ossature peu importante, celles-ci doivent être rapprochées, comme le sont les solives d'un plancher en bois. Si, au contraire, le système offre toutes les ressources voulues pour que l'on puisse écarter les poutres, la distribution de celles-ci rappelle les planchers en fer à hourdis spéciaux. Toutefois l'emploi du béton armé permet de donner plus de souplesse dans les tracés. Ceux-ci ne dépendent plus que de la forme des espaces à couvrir et, lorsque la structure reste apparente, des besoins de la décoration.

**95. Système Hennebique. Distribution des poutres.** — Le système HENNEBIQUE (voy. chap. I, nos 5 et 36) est l'un de ceux qui donnent le plus de facilités à cet égard. Le moulage du plancher se fait complètement sur place. On peut, s'il en est besoin, répartir les poutres à de grandes distances.



Dans les conditions ordinaires, notamment, et pour les portées réduites, la disposition des poutres peut être entièrement abandonnée aux besoins de la décoration.

Il est de règle en effet, dans ce cas, que les poutres restent apparentes, attendu que c'est la décoration seule qui justifie alors leur emploi, de préférence aux dalles simples (n° 93). On a déjà fait remarquer que le plafond en béton armé à poutres apparentes constitue, pour l'architecte, une précieuse ressource de décoration. C'est que le béton se prête, en effet, à toutes les formes et dispositions que l'ornementation peut suggérer. Il n'y a de limites que celles que tracent les conditions de moulage et le coût de l'exécution des coffrages.

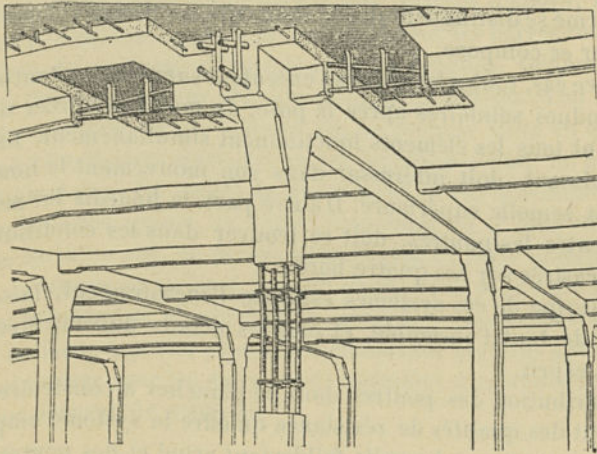


Fig. 173. — Système HENNEBIQUE.

La disposition des poutres dépend nécessairement, d'ailleurs, de la salle à couvrir. Les détails donnés plus loin sur les plafonds du rez-de-chaussée du *Palais de justice de Verviers* (n° 97, figg. 174-179), fourniront deux exemples des dispositions que l'on peut adopter. Elles offrent beaucoup de ressemblance avec celles des plafonds en charpente à solives apparentes.

Mais d'autres combinaisons plus riches sont encore possibles. Le béton se prête notamment très bien à l'exécution de plafonds à caissons, ou à rosaces et voussures.

Quant aux planchers de grande portée, établis pour de fortes surcharges, que les poutres soient apparentes ou non, les conditions de résistance sont généralement seules en jeu et il n'y a pas lieu de se

départir des dispositions usitées dans la construction des planchers à poutres métalliques.

Pour subdiviser les espaces à couvrir, M. HENNEBIQUE part de cette idée que la portée du hourdis plat entre poutres ne peut dépasser 3 mètres à 3,50 m. et ce, afin que le hourdis puisse, dans toute son étendue, fonctionner comme semelle supérieure des poutres.

Le plancher comprend généralement des poutres principales et des poutres secondaires (fig. 173) qui forment châssis rectangulaires pour la pose du hourdis. Les poutres principales sont espacées de 3 à 5 mètres. On en construit de 14 mètres de portée pour des planchers à 500 kilogrammes de surcharge par mètre carré. Toutefois, lorsque l'on peut placer des supports intermédiaires, il y a évidemment intérêt à ne pas aller si loin et, d'habitude, on limite les travées à 5, 6 ou 7 mètres, selon la charge à porter.

Les poutres secondaires sont disposées transversalement aux poutres principales; leur emplacement est commandé par la condition indiquée plus haut pour la portée du hourdis qui les réunit.

**96. Dimensions des poutres et hourdis**<sup>1</sup>. — M. HENNEBIQUE emploie pour déterminer les dimensions des divers éléments de ses planchers à poutres la même méthode empirique que pour les dalles (voy. chap. iv, n° 542-544). *v. 58*

Les poutres, tant principales que secondaires, présentent généralement une section rectangulaire (chap. i, fig. 65). Leur hauteur est choisie *a priori*, en tenant compte de la portée et des surcharges.

La section totale des barres de l'armature est donnée par le calcul. On réalise cette section à l'aide de plusieurs barres de même diamètre réparties par couples comprenant chacun une barre droite et une courbe (voy. chap. i, n° 36). On ne dépasse pas pour ces barres un diamètre de 50 millimètres. Lorsque l'on ne peut se procurer des barres assez longues pour s'étendre sur toute la portée, les assemblages à prévoir doivent être tels qu'ils puissent transmettre les efforts d'extension. L'assemblage le plus simple est un manchon fileté.

La largeur de la nervure est fixée de telle sorte que les barres y soient parfaitement englobées, en réservant entre elles une épaisseur de béton de 5 à 6 centimètres et de 3 centimètres au moins. Cette largeur dépend d'ailleurs de l'effet décoratif à produire. Il est utile qu'elle corresponde à une largeur de madrier, ce qui rend l'exécution du coffrage moins onéreuse (voy. chap. iii, n° 418).

<sup>1</sup> Pour la composition du béton, voy. chap. iii, n° 395, mode d'exécution, nos 418 et 432.



Les barres droites, logées à la partie inférieure, laissent au-dessous des fers d'armature une épaisseur de béton de 25 millimètres au moins. Les barres pliées touchent les barres droites sur une longueur qui est assez variable, mais que l'on prend en moyenne égale à un tiers de la portée.

Les poutres principales sont engagées dans les murs d'une quantité suffisante pour y trouver un bon encastrement. Les barres droites et pliées sont, à leurs extrémités, terminées en pied de biche ou en crochet.

L'armature des poutres secondaires se termine de même à leur rencontre avec les poutres principales. Les barres de chaque nervure sont prolongées d'une certaine longueur dans la pièce de la travée voisine. La continuité des poutres secondaires est ainsi établie au travers des poutres principales.

Les étriers ne présentent rien de spécial qui les distingue de ceux des dalles. Ils sont constitués de fers plats d'une section de  $20 \times 1,5$  mm. à  $50 \times 3$  mm. Leur espacement augmente des appuis vers le milieu de la portée.

Le hourdis est construit entièrement à l'exemple des dalles et l'on retrouve dans sa constitution les divers types signalés à propos de ce genre de construction. Le hourdis est donc armé dans un sens ou dans deux sens suivant la résistance à obtenir et la forme de la surface couverte. L'épaisseur de béton va généralement de 0,08 à 0,14 m.

Si le hourdis est armé de barres indépendantes, les barres sont disposées transversalement aux poutres secondaires. D'habitude, les tiges se prolongent dans deux ou plusieurs travées.

Lorsque l'armature est en treillis, il n'y a souvent pas de barres pliées. L'ossature du hourdis est donc uniquement formée d'un treillis de barres droites garnies d'étriers.

Dans certaines constructions, on a donné au hourdis entre poutres droites la forme de voûtes très surbaissées à extrados plat.

Les dispositions de l'armature du hourdis sont alors celles décrites à propos des voûtes (voy. chap. I, n° 44, et chap. II, n° 119).

**97. Palais de justice de Verviers.** — Les agrandissements du *Palais de justice de Verviers*, exécutés en 1896, ont donné lieu à diverses applications du béton armé système HENNEBIQUE<sup>1</sup>. Les figures 174 à 179 sont consacrées aux planchers de deux salles du premier

Pour les piliers et les combles, voy. nos 129 et 204.





**98. Filature de MM. Barrois à Lille.** — Cette usine, édifée en 1896, est l'une des premières applications du système HENNEBIQUE à la construction d'un bâtiment complet en béton armé<sup>1</sup>. La figure 180 donne la vue d'un plancher établi sur colonnes. Les portées sont de 6,80 m. pour les maitresses poutres et de 4,68 m. pour les poutres secondaires. Celles-ci sont espacées de 1,70 m. Les surcharges des planchers varient de 450 à 800 kilogrammes par mètre carré.

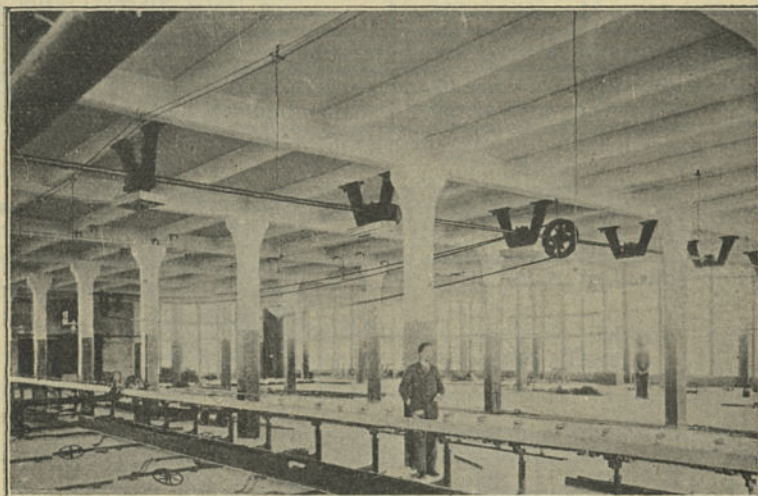


Fig. 180. — Filature de MM. Barrois à Lille. — Vue intérieure.

**99. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris.** — Dans la construction du *Petit Palais des Beaux-Arts* édifé aux Champs-Élysées à Paris pour l'Exposition universelle de 1900, le béton armé système HENNEBIQUE a été utilisé pour la construction de tous les planchers hauts de l'étage de soubassement ainsi que pour les planchers bas dans la partie sur caves (côté vers la place de la Concorde). Ces planchers sont établis sur voûtes pour les petites portées (voy. nos 119 et 123); mais, au delà de 7 mètres, on les a construits sur poutres droites.

Les figures 181-182 représentent les détails de la couverture d'une galerie de l'étage de soubassement. Ce plancher est porté par une série de poutres parallèles, de 7,35 m. de portée, espacées de 2,316 m. d'axe en axe. Il a été établi pour une surcharge de 800 kilogrammes

<sup>1</sup> Pour les façades, voy. n° 151; fondation des piliers, n° 170.

par mètre carré, dont 700 kilogrammes de charge utile et 100 kilogrammes de poids de dallage<sup>1</sup>.

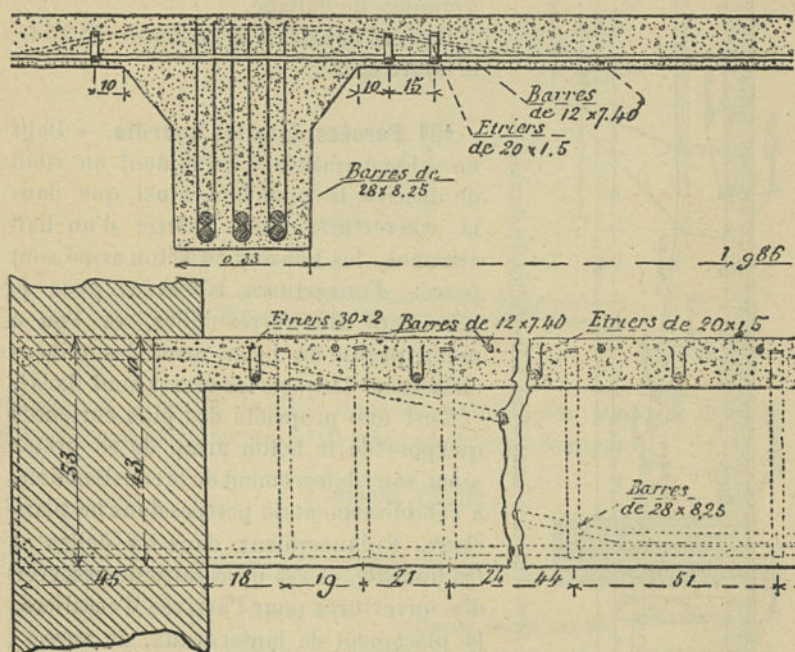


Fig. 181-182. — Petit Palais des Beaux-Arts. Plancher haut d'une galerie de l'étage de soubassement.

**100. Grand Palais des Beaux-Arts à Paris.** — Au *Grand Palais des Beaux-Arts* construit aux Champs-Élysées, à Paris, comme le précédent, pour l'Exposition universelle de 1900, le béton armé système HENNEBIQUE a été appliqué à la construction de plusieurs planchers hauts du rez-de-chaussée du corps de bâtiment en bordure de l'avenue d'Antin. La figure 183 représente une coupe faite dans la couverture de l'une des salles d'exposition qui longent la façade, ainsi que l'encorbellement qui forme la continuation de ce plancher à l'intérieur du hall central du bâtiment (voy. n° 162).

Les poutres de ce plancher, d'une portée de 9,78 m. et disposées parallèlement à des distances de 3,24 m., sont prolongées au travers du mur d'appui pour former consoles de l'encorbellement.

Ce plancher a été calculé pour une surcharge de 550 kilogrammes

<sup>1</sup> Escaliers du même édifice, voy. n° 185.



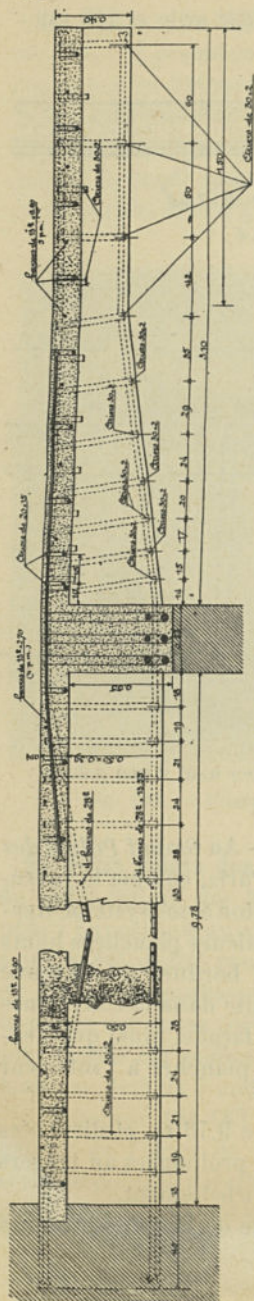


Fig. 183. — Grand Palais des Beaux-Arts. Plancher haut d'une salle du rez-de-chaussée.

par mètre carré, comprenant 500 kilogrammes de surcharge libre et 50 kilogrammes de dallage.

Il a été construit à raison de 25,40 fr. le mètre carré.

**401. Percées dans les hourdis.** — Dans un salon parallèle à celui dont on vient de décrire le plancher, ainsi que dans la couverture d'une galerie d'un hall attenant, les hourdis en béton armé sont percés d'ouvertures réservées pour le placement de verres-dalles, et l'on a même profilé en béton armé les minces châssis sur lesquels les verres sont fixés<sup>4</sup>.

C'est une propriété des plus curieuses que possède le béton armé de se prêter ainsi, sans déforçement de la construction, à l'établissement de percées dans les planchers. Fréquemment, dans les dalles et les hourdis, il est nécessaire de réserver des ouvertures pour l'arrivée d'escaliers, le placement de lanterneaux, de verres-dalles, etc. Il suffit, dans ce cas, d'interrompre les barres du hourdis et, au bord de l'ouverture, de les soutenir par une barre transversale qui forme chevêtre. La figure n° 184 montre le dispositif d'une ouverture d'escalier. Les barres transversales spéciales sont placées au-dessous des autres.

**402. Planchers à plafond plat.** — Dans la plupart des applications du système HENNEBIQUE les poutres restent apparentes.

Lorsque l'on préfère un plafond plat,

<sup>4</sup> Voy. n° 105 (système RANSOME) un autre système de dalle-hourdis disposée pour l'éclairage.

soit par mesure d'hygiène, soit pour assourdir le plancher, soit même par raison de décoration, on peut l'obtenir par les procédés

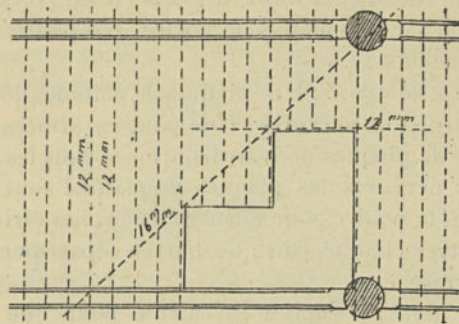
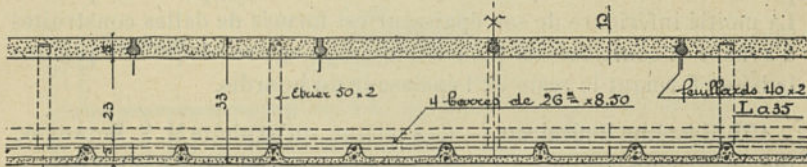


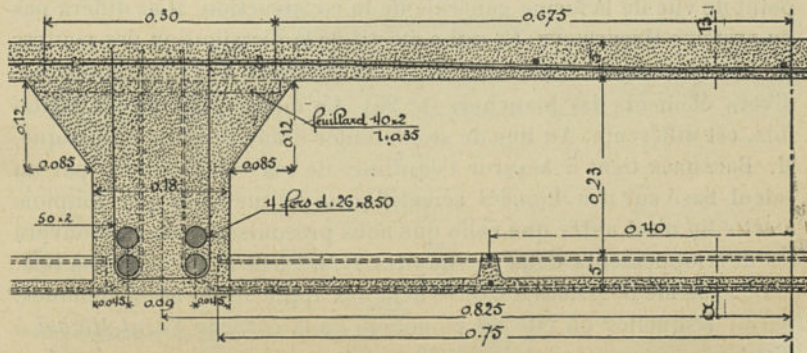
Fig. 184.

ordinaires. Il suffit de fixer dans les poutres des tasseaux en bois sur lesquels on cloue un lattis qui reçoit le plafonnage.

Coupe A B.



Coupe C D.



Figg. 185-186. — Hôpital Trousseau à Paris. Plancher à plafond plat.

M. HENNEBIQUE recommande dans le même cas un système spécial de plancher comportant l'emploi du béton armé pour le plafond

CHRISTOPHE. — Le béton armé.



comme pour le plancher proprement dit. Les figures 185-186 représentent une application de ce type de construction faite à un *hôpital d'enfants*, situé rue Michel-Bizot, à Paris (1898). L'exemple se rapporte à un plancher de 8 mètres de portée. Les poutres sont espacées de 1,65 m. d'axe en axe.

Le plancher se compose : 1° de plaques de plafond, de 15 millimètres d'épaisseur, garnies de nervures ; 2° de poutres, armées de deux paires de barres, et 3° de plaques de hourdis armées dans les deux sens.

Les fers des nervures des plaques de plafond sont retournés verticalement dans la poutre pour former étriers. Les étriers ordinaires, au lieu d'enserrer chaque paire de barres séparément, font le tour des quatre barres.

Le plancher dont il s'agit a été calculé pour une surcharge de 300 kilogrammes par mètre carré.

La construction est combinée en vue d'un mode d'exécution tout spécial comportant l'utilisation de plaques faites à l'avance. Ce système d'exécution sera décrit plus loin (chap. III, n° 442).

Dans des applications plus récentes ce système a été modifié. Le plafond est moulé sur place. Le hourdis est exécuté en deux parties. La moitié inférieure de son épaisseur est formée de dalles construites d'avance et constitue un plancher de moulage sur lequel on pilonne le béton formant le reste de l'épaisseur du hourdis.

**403. Système Boussiron.** — Ce système, qu'exploite M. S. BOUSSIRON, ingénieur constructeur à Paris, a été caractérisé plus haut (chap. I, n° 33) en ce qui concerne la composition de l'ossature métallique. Au point de vue de la forme générale de la construction, il ne diffère pas du système HENNEBIQUE. Ce qui a été dit de la distribution des poutres (n° 95) reste donc applicable. Il en est de même des dimensions des divers éléments des planchers (n° 96). La méthode de calcul, toutefois, est différente. Au lieu de se contenter d'une formule empirique, M. BOUSSIRON tient à assurer l'équilibre de ses constructions par un calcul basé sur des données scientifiques. La méthode qu'il emploie à cette fin n'est autre que celle que nous préconisons. On en trouvera les développements dans le chapitre IV, nos 510 à 525 et 568 à 583.

Le système BOUSSIRON a trouvé déjà des applications assez étendues, parmi lesquelles on cite les planchers de la *caserne Saint-Michel à Toulouse* (superficie totale 22000 mètres carrés).

Les détails spéciaux à ce système seront suffisamment définis par l'exemple ci-après<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Dosage du béton : voy. chap. III, n° 395.

*Distribution des fers dans les solives.*

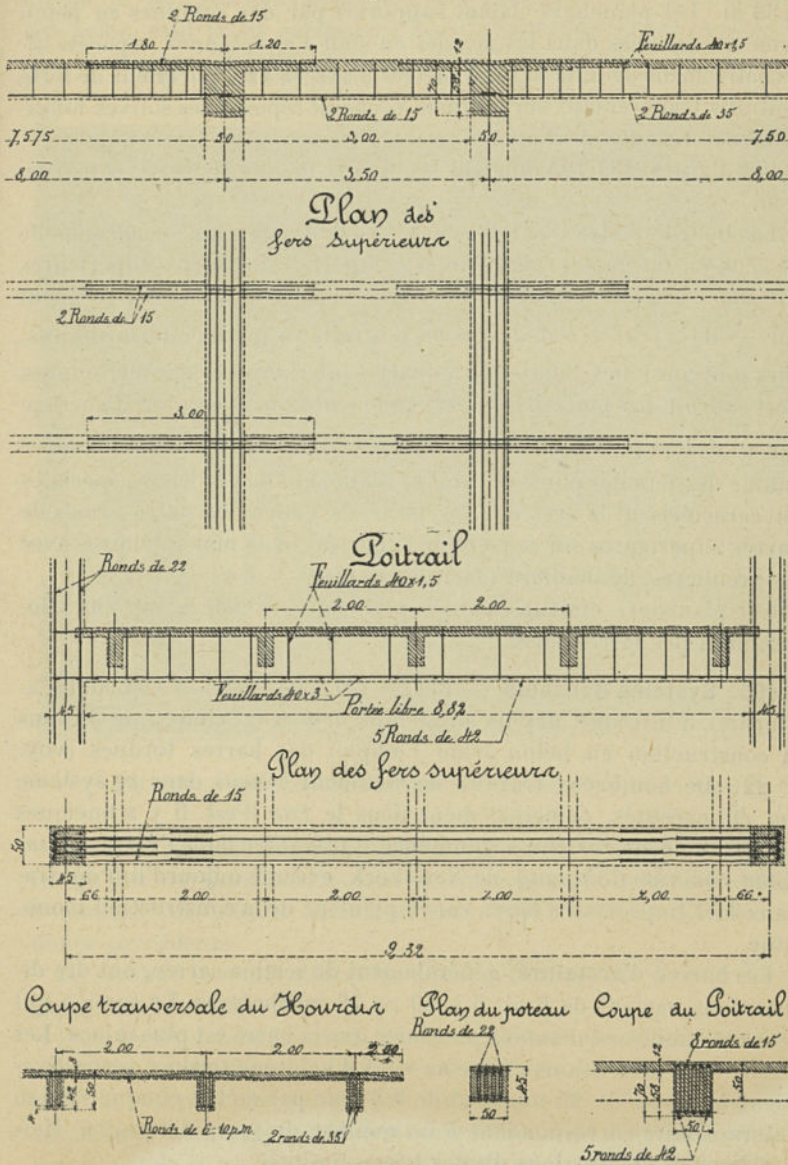


Fig. 187-193. — Restaurant des Congrès (Exposition universelle de 1900).  
Plancher haut du rez-de-chaussée.



**104. Restaurant des Congrès (Exposition universelle de 1900).**

— Ce bâtiment occupait une surface rectangulaire de 39,32 m. sur 9,32 m. Les planchers étaient supportés par des colonnes en béton armé dissimulées dans les façades en staff. Ces colonnes, espacées alternativement de 3,50 m. et 8 mètres d'axe en axe, portaient de forts poitrails transversaux sur lesquels venaient reposer des solives longitudinales distantes de 2 mètres.

Les figures 187-193 donnent les divers détails de cette construction.

Les hourdis étaient renforcés près des poitrails pour former semelle de ceux-ci. L'armature des solives comportait des barres supérieures sur une certaine longueur. En règle générale, ces barres règnent sur  $\frac{4}{5}$  de la portée. Par-dessus les poitrails ou appuis intermédiaires, elles sont continues, tandis que les barres inférieures sont interrompues à cet endroit. Les poitrails étaient également armés de barres d'ancrage sur  $\frac{1}{5}$  de leur portée, près de chaque appui. Ces barres étaient coudées autour des fers des poteaux. Indépendamment de ces barres spéciales qui caractérisent le système, les poitrails étaient en outre armés de barres supérieures sur le reste de la portée, mais non solidaires avec les premières, de manière à faciliter la pose.

Ces planchers étaient calculés pour une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré.

**105. Système Ransome.** — ERNEST LELIE RANSOME, de Oakland (Californie), a introduit depuis longtemps déjà (voy. chap. I, n° 4) dans la construction en béton armé l'emploi des barres tordues (voy. n° 22). De nombreux travaux de bâtiment conçus dans ce système ont été exécutés, principalement dans le *Far West*. Il y a quelques années, ce constructeur a commencé à travailler dans l'Est. La *Ransome Concrete Company*, de New-York, exécute aujourd'hui des travaux fort importants basés sur le principe de la construction monolithique.

Les barres d'armature, généralement de section carrée, ont des dimensions variant de  $6 \times 6$  à  $50 \times 50$  millimètres. La torsion qui leur est donnée est d'autant plus forte que la barre est plus mince. Les barres des dimensions ci-dessus sont d'habitude tordues respectivement à raison de 20 tours, et de 0,3 tour par mètre, chaque section intermédiaire correspondant à un nombre de tours déterminé. Mais ces données varient dans d'assez larges limites<sup>1</sup>.

Sur la torsion des barres, voy. également chap. III, n° 411, et chap. IV, n° 561.

On a indiqué précédemment les dispositions adoptées dans ce système. L'armature des poutres est simple (chap. I, n° 30), ou double (n° 33), selon la résistance à obtenir. Le hourdis n'est souvent pas armé, sauf si les surcharges sont importantes. Dans ce dernier cas, l'armature est celle décrite pour les dalles (n° 22).



Fig. 194. — Bâtiment commercial à Milwaukee. Vue intérieure.

Chaque armature haute ou basse des poutres ne comporte en général qu'une ou deux barres. Les nervures sont, à conditions égales, d'habitude plus minces, mais aussi plus rapprochées que dans les systèmes précédents.

Le système RANSOME atteint la même portée que le système HENNEBIQUE, soit 14 mètres.

Dans les planchers RANSOME, comme d'ailleurs dans toutes les constructions en béton que l'on exécute aux États-Unis, on a pris l'habitude de réserver des joints qui donnent au hourdis la faculté de subir, sans dommage, les retraits ou dilatations résultant soit des variations de la température, soit de la prise du béton (voy. chap. V, nos 624-625).



Les planchers du système RANSOME sont faits de béton assez maigre. La formule ordinaire du dosage est : 1 ciment, 3 sable, 6 pierre cassée.

Dans le système RANSOME, comme dans le système HENNEBIQUE (voy. n° 101), on pratique des évidements dans le hourdis. Un dispositif tout spécial, que l'on utilise pour l'éclairage des sous-sols, consiste à incorporer dans la dalle, pendant le bétonnage, des blocs en verre de même épaisseur. Ces blocs, que l'on aligne dans les intervalles des barres d'armature, ont leur face inférieure taillée de façon à réfracter la lumière dans tous les sens.

**106. Bâtiment commercial à Milwaukee (Wisconsin).** — Cette construction de 52,40 m.  $\times$  48,80 m. comprend 5 étages. Les planchers (fig. 194) et la toiture sont en béton armé système RANSOME. La portée des poutres principales est de 5,08 m. Les planchers sont prévus pour une surcharge utile de 1000 kilogrammes par mètre carré.

**107. Usine de la Pacific Coast Borax Company à Bayonne (New-Jersey).** — Cette usine, mesurant 61 mètres sur 76 mètres, est cons-

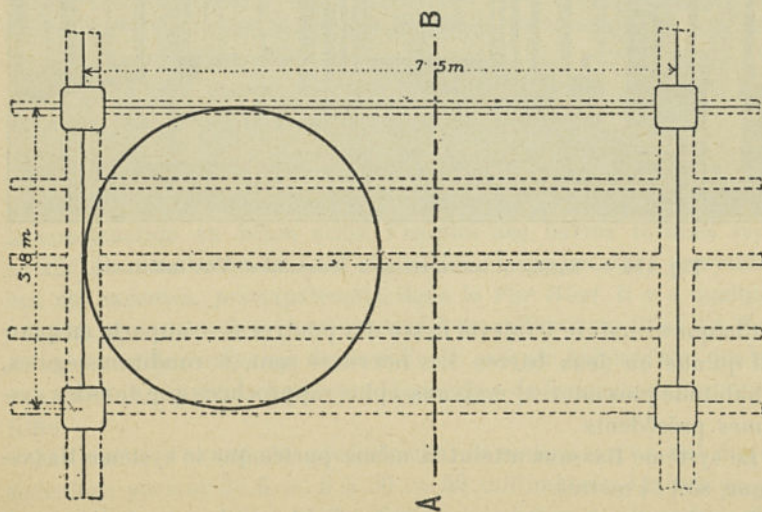


Fig. 195. — Plan.

truite complètement en béton armé système RANSOME<sup>1</sup>. Les planchers (figg. 195-196) ont été établis en partie sans armature dans le

<sup>1</sup> Murs, voy. n° 156; cheminée, n° 379.





20 centimètres ; elles sont armées aussi de deux barres de 32 millimètres. Pour faciliter le démoulage, on a donné aux poutres une section trapézoïdale, la largeur mesurée sous le hourdis étant supérieure de 25 millimètres à la largeur dans le bas.

Des joints de retrait divisent le plancher en panneaux de 6,70 m.  $\times$  3,35 m. Les joints dirigés dans le sens des poutres principales séparent celles-ci en deux parties en traversant toute l'épaisseur du plancher. Les joints parallèles aux poutres secondaires sont situés également sur l'axe de celles-ci (de deux en deux), mais ne traversent que le hourdis. Ces joints ont été simplement obtenus par le manque d'adhérence de bétons d'âge différent (voy. chap. III, n° 434).

**109. Système Edmond Coignet.** — Ce système est l'un des plus anciens du béton armé (voy. chap. I, n° 5). Entré dans la pratique dès 1893, il n'a cessé, depuis lors, de recevoir des applications importantes.

En principe et à moins de circonstances spéciales, les poutres des planchers COIGNET se construisent à terre (voy. n° 33). C'est dire que leur équarrissage est réduit autant que faire se peut, ce qui amène à les rapprocher à des distances de 1 mètre en moyenne. Le hourdis, de faible portée, est généralement de peu d'épaisseur, comme dans le système MONIER (nos 62-63). Il est construit sur place<sup>1</sup>.

La portée des planchers COIGNET atteint 10 mètres avec surcharge utile de 1 000 kilogrammes par mètre carré.

**110. Magasin : « Aux classes laborieuses », à Paris.** — Cet immeuble, édifié en 1899 rue du Faubourg-Saint-Martin, est construit complètement, sauf les murs extérieurs, en béton armé système COIGNET. La figure 197 représente un fragment de la coupe longitudinale.

Les planchers sont prévus pour des surcharges de 500 à 1 000 kilogrammes par mètre carré. Ils sont composés de hourdis de 0,06 m. d'épaisseur supportés par des poutrelles de 0,15 m.  $\times$  0,30 m. d'équarrissage espacées de 1,40 m. environ et par des poutres maîtresses de 0,30 m.  $\times$  0,50 m. Les portées sont de 5, 7 et 9 mètres.

**111. Système Pavin de Lafarge.** — La Société PAVIN DE LAFARGE de Viviers (Ardèche), une des plus importantes pour la production de

<sup>1</sup> Dosage du béton, voy. chap. III, n° 395 ; mode d'exécution, n° 415.

chaux et ciments, a exécuté de 1895 à 1897 quelques travaux en béton à ossature métallique.

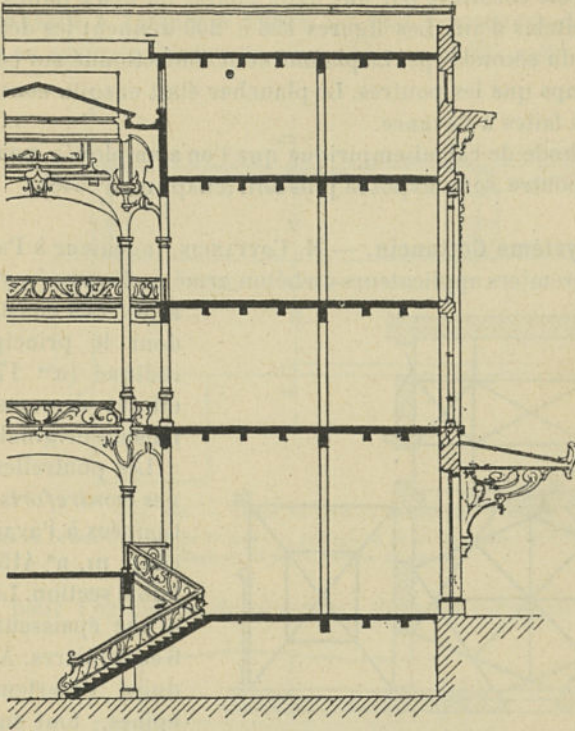


Fig. 197. — Magasin : « Aux classes laborieuses », à Paris.

La plus intéressante de ces constructions, en fait de bâtiments, con-

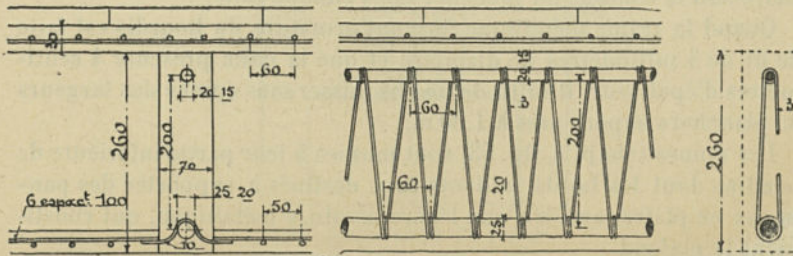


Fig. 198-200. — Maisons éclésières du Canal de Jonage. Plancher.

siste en deux *maisons éclésières* pour le *Canal de Jonage* à Lyon.



Ces maisons, de véritables monolithes en béton armé<sup>1</sup>, comportent des planchers formés de poutres à armature double (chap. I, n° 33) et d'un hourdis constitué par une dalle simple ou deux dalles séparées par un matelas d'air. Les figures 198 à 200 donnent les détails d'un plancher du second type. Le plafond était confectionné sur coffrage en même temps que les poutres. Le plancher était ensuite constitué par des dalles faites à l'avance.

La méthode de calcul empirique que l'on a employée pour ce système de poutre sera exposée plus loin (chap. IV, n° 545).

**412. Système Cottancin.** — M. COTTANCIN, ingénieur à Paris, a été l'un des premiers applicateurs du béton armé en France (voy. chap. I, n° 5). Ses constructions,

dont le principe a été indiqué (nos 17 et 33), offrent diverses combinaisons originales.

Les poutrelles ou *épinés-contreforts* confectionnées à l'avance (voy. chap. III, n° 415) sont de faible section. Le hourdis a une épaisseur de 3 à 6 centimètres. Afin de réduire l'écartement des épinés, tout en ne faisant reposer leurs extré-

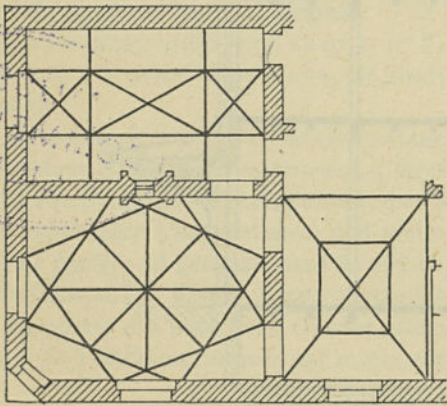


Fig. 201. — Système COTTANCIN.

mités que sur un petit nombre de points d'appui, on les entrecroise suivant l'un ou l'autre des dispositifs de la figure 201. Une épine cadre suit le contour du plancher dans chaque salle.

Quand la trame métallique formant armature du hourdis est faite de fil de 4 millimètres de diamètre et que la dalle présente 4 centimètres d'épaisseur, il suffit de ne pas laisser sans épinés des largeurs de planchers supérieures à 1,30 m.

Les épinés (chap. I, fig. 53) sont munies à leur partie inférieure de boudins dont les bords saillants sont destinés à supporter des panneaux en plâtre, armés d'une légère ossature métallique, qui constituent le plafond.

Ces boudins peuvent être masqués par un enduit posé sur les pan-

<sup>1</sup> Pour les façades, voy. n° 159.

neaux de plafond ou laissés apparents pour recevoir une destination décorative<sup>1</sup>.

113. Magasin à farines à Tunis. — Une disposition d'armature analogue au système COTTANCIN (voy. chap. I, n° 33) a été employée

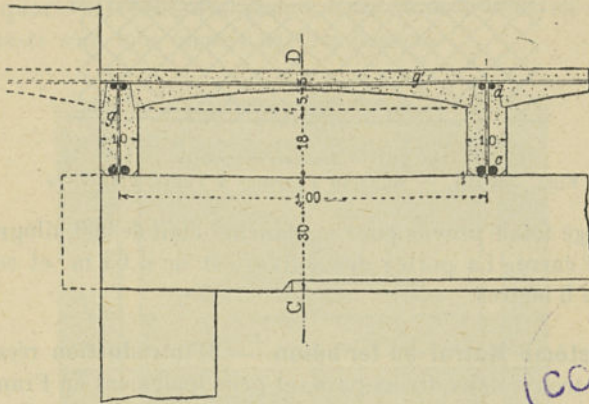


Fig. 202. — Coupe AB. Solives et hourdis.  
 c, fers de 24 mm.; d, fers de 17 mm.; g, grillage en fil n° 18, mailles de 35 mm.;  
 g', grillage en fil n° 10, mailles de 50 mm.

à Tunis pour l'exécution de planchers dans un *magasin à farines*

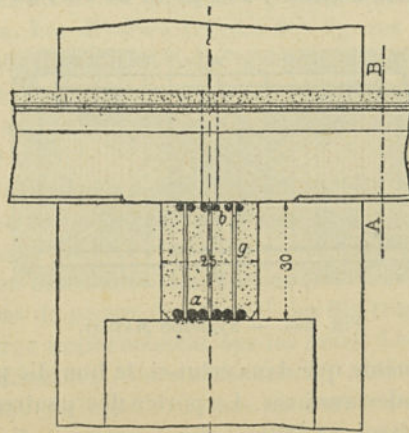


Fig. 203. — Coupe CD. Poutres.  
 a, fers de 30 mm.; b, fers de 22 mm.; g, grillage en fil n° 18, mailles de 35 mm.

dépendant du service des subsistances militaires. Ces planchers, dont

<sup>1</sup> Mode d'exécution de ces planchers. voy. chap. III, n° 409 et 442,



les détails sont figurés ci-contre (figg. 202-204), sont constitués de voussettes armées d'un grillage en fil de fer et reposant des solives et maitresses poutres dont l'âme métallique est également formée de grillages en fil de fer réunissant les barres hautes et basses.

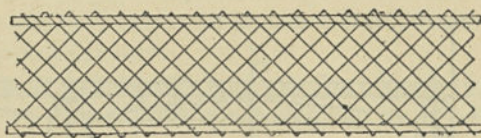


Fig. 204. — Armature des solives.

Figg. 202-204. — Magasin à farines à Tunis. Planchers.

La charge totale prévue pour le plancher était de 900 kilogrammes par mètre carré. La portée des solives est de 4,65 m. et celle des poutres de 5 mètres.

**114. Système Matrai ou fer-béton.** — D'introduction récente, ce système a trouvé dans divers pays, et principalement en France, des applications nombreuses et importantes. Il est exploité par la *Société anonyme des constructions en fer-béton*, de Paris.

En ce qui concerne la distribution des poutres et leur portée, le système MATRAI offre plus de ressources que ceux dont il vient d'être question. Il peut être assimilé, à ce point de vue, au système HENNE-

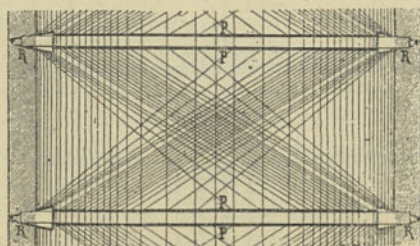


Fig. 205. — Système MATRAI.

BIQUE (n° 95). De même que dans celui-ci, le hourdis peut rester sans appui sur de grandes surfaces. La portée des poutres principales a atteint 16 mètres (voy. n° 289).

L'armature du hourdis a été décrite au chapitre 1, n° 18. Deux principes la caractérisent : l'emploi de fils minces en acier (de 5 mm. généralement) suspendus en chaînettes aux appuis et les dispositions données en plan au treillis, en vue de réduire la sollicitation des poutres.

Les figures 205 et 206 représentent deux exemples de ces dispositions. Dans la première, les fils sont attachés aux poutres de façon que leur nombre et, par suite, la charge qu'ils transmettent décroissent des extrémités au milieu de la portée comme les ordonnées d'une parabole, tandis que dans la seconde, les fils sont espacés également sur les quarts extrêmes des quatre côtés de la travée, en supposant que ceux-ci sont tous formés par des poutres.

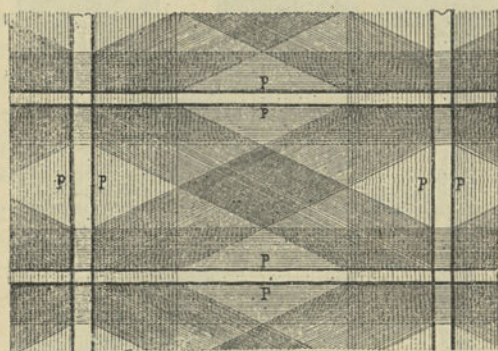


Fig. 206. — Système MATRAI.

Ce ne sont pas les seules formes de grillage satisfaisant aux conditions indiquées. Les diverses travées des figures 207-208 montrent différentes applications d'un autre procédé. Celui-ci consiste à attacher aux angles de la travée des câbles (D), à l'aide de boucles (R), et à les placer suivant les diagonales en leur donnant aussi la forme d'une chaînette.

Ces câbles sont destinés à reporter aux extrémités des poutres une certaine fraction de la charge. Les fils du grillage peuvent alors être espacés également (travées I et III) ou encore, comme précédemment, attachés vers les extrémités des poutres (travées II, IV et V). Lorsqu'il n'existe pas de poutre (travée VI), les fils transversaux peuvent répartir la charge uniformément sur les murs. Les fils diagonaux et les fils longitudinaux ( $l$ ) dans cette travée, ainsi que les autres fils portant la même désignation  $l$  dans les autres travées, ont uniquement pour but d'entretoiser les fils principaux et de répartir la charge entre eux.

Ces exemples d'application des diagonales principales (D) concernent le cas où deux des côtés de la travée sont formés par un mur. Si les quatre côtés sont constitués par des poutres, les dispositions se

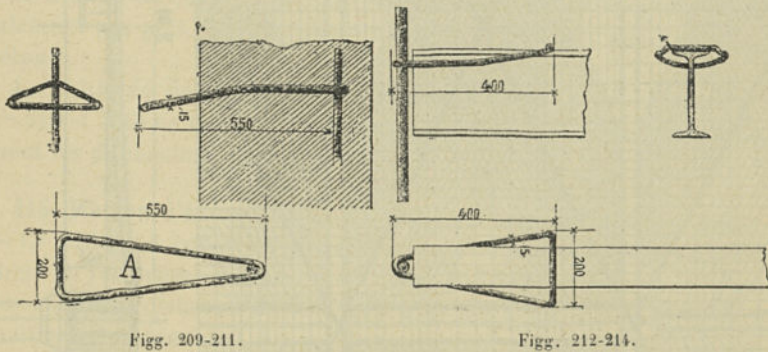




modifient comme dans la figure 206 pour reporter les charges sur le cadre complet.

Les câbles latéraux (P) (figg. 205, 206 et 207-208, travées I à III) renforçant les poutres (voy. chap. I, n° 36) sont formés, de même que les câbles diagonaux, de fils d'acier. Ils sont fixés à l'aide des mêmes boucles (R) ou enroulés simplement autour des poutres transversales près des extrémités des pièces qu'ils renforcent. Ils ont une flèche égale à la hauteur de la poutre.

Afin que les fils et les câbles travaillent comme de véritables chaînettes suspendues, il faut les attacher solidement. S'il est possible, on fixe directement aux poutres les fils du grillage. Quand il n'en existe pas, on les attache aux murs, soit directement à des boucles (A) (fig. 208), soit par l'intermédiaire de câbles de rive situés dans un plan à peu près horizontal et attachés eux-mêmes à des boucles. Dans ce dernier cas, on fixe les fils du grillage en les serrant près des points d'amarrage.



Figg. 209-211.

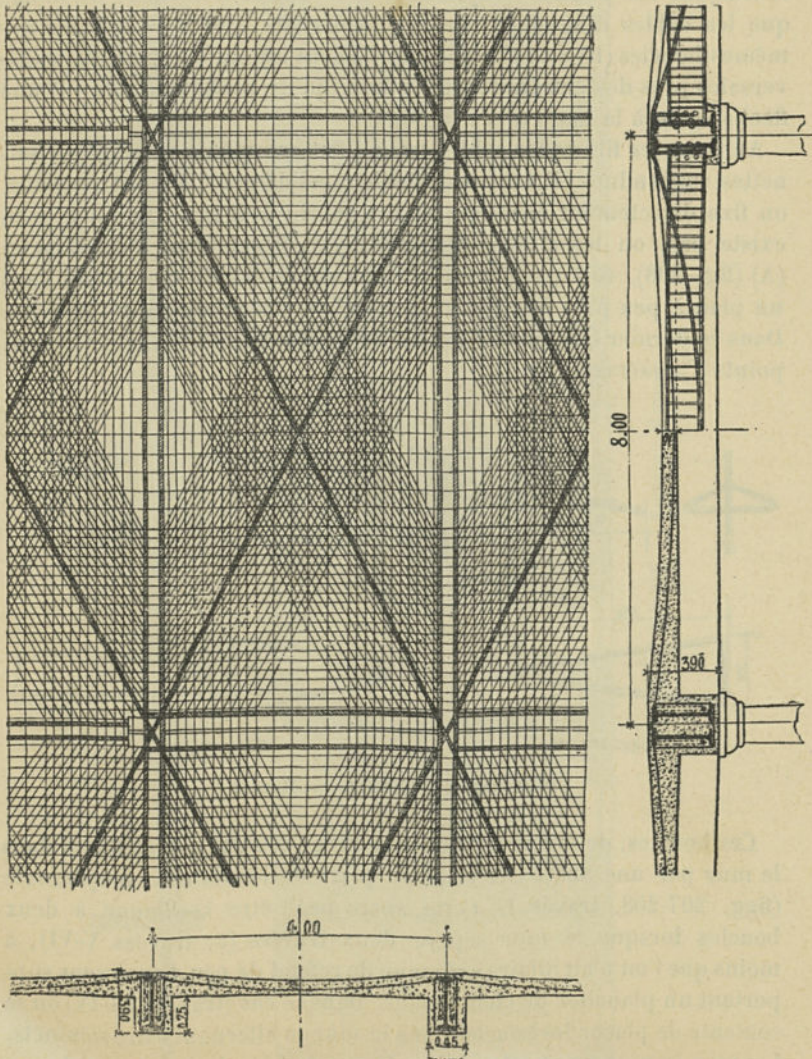
Figg. 212-214.

Figg. 209-214. — Système MATRAI.

Ces boucles, de forme triangulaire (figg. 209-211), sont fixées dans le mur par une ancre (fer rond ou plat) scellée dans la maçonnerie (figg. 207-208, travée I). Cette ancre peut être commune à deux boucles lorsque le mur sépare deux travées (c, travées V-VI), à moins que l'on n'ait affaire à un mur de refend de peu d'épaisseur supportant un plancher de chaque côté. Dans ce cas (travées III-IV) on se contente de placer les boucles dans le mur en alternant leurs sommets. Lorsque le mur ne monte pas au-dessus du plancher, on pose dessus un fer à double T couché (travées IV-V) qui sert à tendre les fils. Cette poutre peut aussi être remplacée par des boucles fixées à la maçonnerie par des fils (travée VI à droite).



Lorsque l'ancrage des câbles de renfort des poutres se fait à l'aide de boucles (R) (figg. 205 et 207-208), celles-ci présentent la forme indiquée ci-dessus (figg. 212-214).



Figg. 215-217. — Maison d'éducation de la Légion d'honneur. Planchers.

La figure 207 montre les divers aspects que l'on peut donner au remplissage en béton. On construit en *fer-béton* des planchers à



poutres saillantes (travées I-II) ou à poutres incorporées (travées II-III) ou encore des planchers monolithes sans poutres (travées IV, V, VI). La surface supérieure du hourdis présente généralement une forme en auget (voy. chap. I, n° 45). Le revêtement est posé sur matelas (travées II à V). Le plus souvent, la surface inférieure est plate (travées I à III); mais le plafond peut être aussi en voûte renversée (travée IV) ou en voûte ordinaire (travée V). Dans la travée VI, où la surface supérieure est plate, la construction prend la forme d'une voûte.

D'après M. MATRAI, le béton ne joue dans ses constructions qu'un rôle très accessoire. Il ne juge donc pas indispensable d'employer toujours cette matière et la remplace quelquefois par du plâtre par exemple. Il justifie le béton de ciment surtout comme préservateur du métal contre la rouille et l'action du feu. Dans la composition de ce béton, il recommande le mâchefer de préférence au gravier (voy. chap. III, n° 392).

Le dosage est établi d'après diverses formules. Il ne comporte généralement pas plus de 250 kilogrammes de ciment par mètre cube de béton<sup>1</sup>.

La méthode de calcul employée par M. MATRAI (voy. chap. IV, n°s 540 et 546) ne tient pas compte du béton. Elle détermine uniquement les dimensions des armatures.

#### 115. Maison d'éducation de la Légion d'honneur à Saint-Denis.

— Ce bâtiment, construit en 1898, comporte notamment deux planchers en *fer-béton*. Ces planchers (figg. 215-217) sont supportés par des colonnes distantes de 8 mètres dans les deux sens. Des poutres maîtresses soutiennent des poutres secondaires espacées de 4 mètres.

Le béton a été formé d'une partie de ciment, deux parties de sable et trois parties de mâchefer.

La surcharge prévue était de 400 kilogrammes par mètre carré.

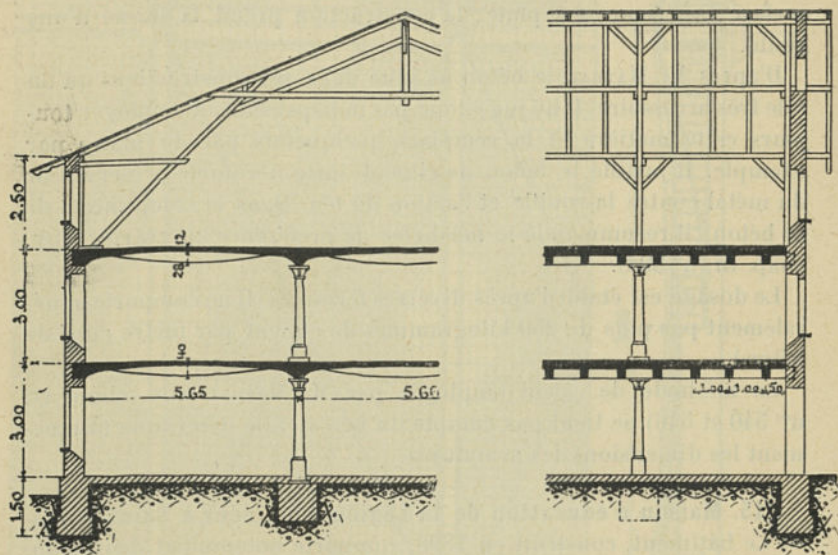
Ces planchers ont coûté 31 000 francs pour 1 300 mètres carrés, soit 23,85 fr. le mètre carré en moyenne.

116. **Système Möller.** — Le système de poutre imaginé par M. MÖLLER, professeur à l'École polytechnique de Brünswick (voy. chap. I, n°s 3 et 31) a été appliqué depuis 1894 en Allemagne à la construction de planchers de magasins, d'usines, d'écuries, de casernes, etc., pour des portées de 5 à 10 mètres. Il est exploité par la maison DRENCKHAHN et SUDHOP de Brunswick.

<sup>1</sup> Mode d'exécution de ces planchers, voy. chap. III, n° 426.



Les figures 218-219 représentent un type d'entrepôt pourvu de ce genre de plancher. Les poutres, assez rapprochées, restent apparentes par-dessous ; elles descendent, au milieu de leur portée, au niveau du hourdis aux appuis. Le fer plat suspendu qui constitue l'armature des poutres est protégé par un enduit posé sur une enveloppe en treillis métallique qui en fait le tour. Les colonnes de support por-



Figg. 218-219. — Système MÖLLER.

tent des poutrelles longitudinales noyées dans le hourdis. Les plats des poutres, munis à leurs extrémités de cornières d'ancrage, viennent s'arrêter contre ces poutrelles. Une ligature en fil de fer rattache les unes aux autres les cornières d'ancrage des deux poutres enlignées.

D'autres détails seront donnés sur ce système à propos de la construction des ponts et couvertures (voy. nos 235, 283 et 288).

La méthode de calcul appliquée par M. MÖLLER sera également exposée plus loin (chap. IV, n° 541).

#### E. — Voûtes.

**117. Remarque générale.** — De même que les dalles monolithes, les planchers sur voûtes ne sont qu'une extension des hourdis de





Dans d'autres galeries, la portée étant de 5,50 m., la flèche est de 0,22 m. et l'épaisseur à la clef de 0,08 m.

Ces voûtes sont établies pour une surcharge de 1 100 kg. par mètre carré comprenant 1 000 kg. de charge utile et 100 kg. de dallage.

Elles ont été construites au prix de 48,05 fr. le mètre carré pour les portées de 6,40 m. et de 16,80 fr. pour les portées de 5,50 m.

On remarquera le fort surbaissement donné à ces voûtes. Ce caractère, qui se rencontre dans beaucoup de constructions analogues du système HENNEBIQUE, leur donne l'aspect et la fonction d'une dalle encastree, plutôt que d'une voûte proprement dite.

**120. Système Wünsch.** — Ce système (voy. chap. 1, n° 44), dont on a indiqué déjà le mode d'application aux hourdis (n° 85), a été spécialement imaginé en vue de la construction des voûtes à extrados plat

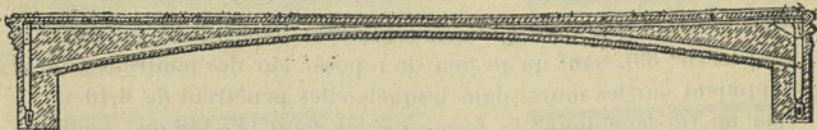


Fig. 222. — Système WÜNSCH.

et à flèche réduite. La figure 222 en montre le type pour une couverture en berceau. Les deux lisses des fermes métalliques sont rattachées à des ancrages verticaux noyés dans les murs.

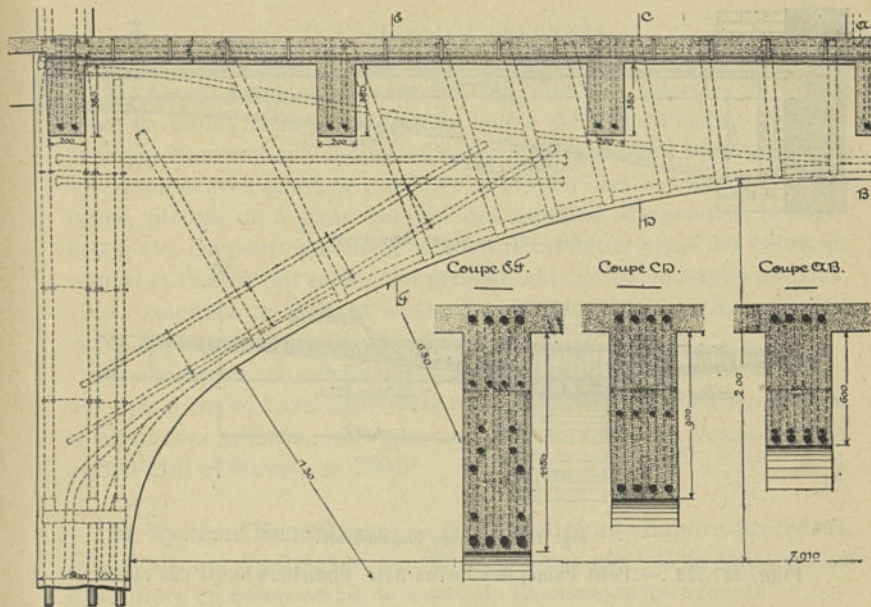
Le surbaissement peut atteindre  $\frac{1}{20}$ . Eu égard à leur faible poussée, ces voûtes peuvent prendre appui même sur des murs d'élévation. Différentes applications en ont été faites notamment à la couverture d'écuries.

On reviendra plus loin sur ce genre de voûte à propos de la construction des ponts (nos 270 à 272).

#### F. — Voûtes nervées et arcades.

**121. Système Hennebique.** — Dans les constructions HENNEBIQUE, les voûtes pleines telles que celles décrites plus haut (n° 119) ne sont pas d'usage courant. On leur préfère les voûtes à nervures ou plutôt les arcades soutenant un hourdis plat, suivant le type des planchers à poutres. D'habitude le hourdis est d'épaisseur uniforme (voy. chap. 1, n° 46, fig. 86). Quelquefois, il est arqué dans le sens transversal aux nervures.

122. Grands Moulins de Nantes. — L'usine de la *Société des Grands Moulins de Nantes*<sup>1</sup>, construite par M. HENNEBIQUE en 1893, contient



Figg. 223-226. — Grands Moulins de Nantes. — Arcade de la salle des machines.

un exemple du premier dispositif (figg. 223-226). La salle des machines est couverte à la hauteur du second étage par un plancher plat dont la maitresse poutre, de 7,91 m. de portée, est en forme d'arcade.

123. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris. — Les planchers hauts des caves du *Petit Palais des Beaux-Arts* (voy. n° 99) ont été établis sur arcades. Les figures 227-228 représentent la couverture d'une galerie de 7,20 m. de largeur. Les arcades sont espacées de 3,48 m. d'axe en axe. Le hourdis est arqué dans le sens perpendiculaire aux arcades.

<sup>1</sup> Ce bâtiment, de 63 m  $\times$  23,50 m., comprenant 5 étages de planchers et une terrasse, est construit complètement en béton armé. Il a été l'occasion de la première application en grand des procédés HENNEBIQUE (voy. aussi n° 163).



Ce plancher a été calculé comme les autres établis sur voûtes (n° 419), pour une surcharge de 1 400 kg. par mètre carré.

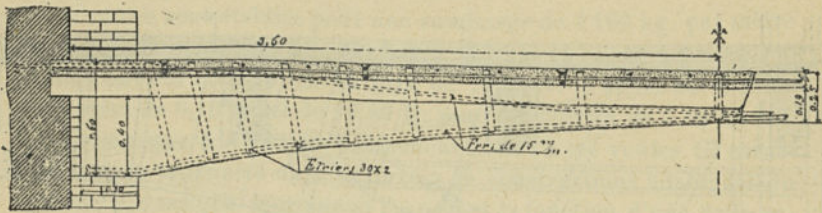


Fig. 227. — Coupe transversale.

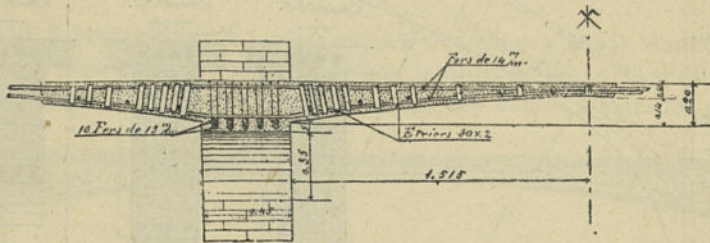
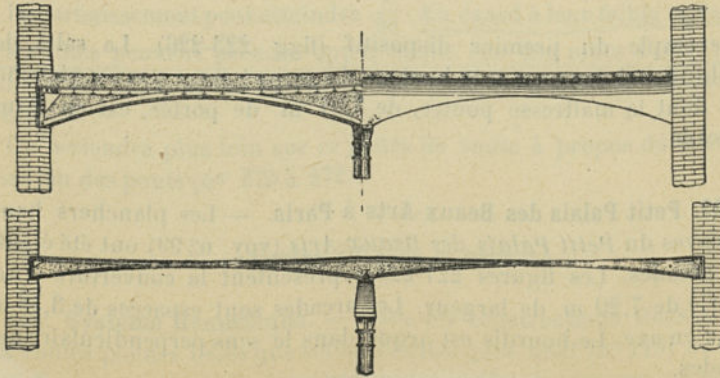


Fig. 228. — Coupe longitudinale.

Figg. 227-228. — Petit Palais des Beaux-Arts. Planchers hauts des caves.

**124. Système Wunsch.** — Les fermes en arc en fers profilés, dont l'emploi comme armature caractérise ce système (voy. chap. I, n° 44,



Figg. 229-230. — Système Wunsch.

et chap. II, n° 85 et 120), ont été appliquées à des planchers à nervures. Le type de couverture que représentent les figures 229-230 est entiè-

rement analogue comme forme extérieure à l'application décrite au numéro précédent.

## 2° PILIERS ET COLONNES

**125. Aspect extérieur.** — On fait des piliers et colonnes en béton armé de toutes formes. La section carrée est généralement préférée dans les constructions industrielles pour la facilité du moulage. Mais les circonstances peuvent conduire à adopter des sections rectangulaires, pleines ou à pans coupés, des sections octogonales, hexagonales, etc. On peut également construire en béton armé des colonnes rondes et l'on en fait même qui présentent le galbe des styles anciens.

Les colonnes se prêtent à tous les genres de décoration que l'on verra appliquer aux murs (n° 132).

On s'occupera ici spécialement des systèmes HENNEBIQUE et BOUSSIRON, qui forment l'armature de barres rondes. Des applications seront mentionnées ailleurs, en ce qui concerne les systèmes BONNA (nos 158 et 209-210) et MATRAI (n° 289).

**126. Système Hennebique.** — On a montré au chapitre précédent, (n° 52) sur une figure-type (fig. 92), le système général de construction des piliers en béton armé, tels que M. HENNEBIQUE les exécute.

Pour un pilier de forme carrée, l'armature se compose généralement de quatre barres verticales de section ronde placées dans les angles. Elles sont réunies, tous les 50 centimètres, par des entretoises formées de quatre petites plaques de tôle de 2 à 5 millimètres d'épaisseur enfilées dans les tiges et reposant deux à deux, l'une sur l'autre.

Le système d'entretoisement par fers plats est d'usage général dans la construction des piliers et des colonnes HENNEBIQUE ; mais il importe de signaler un inconvénient qui en limite l'emploi : Les entretoises interrompent la masse du béton sur une partie relativement grande de la section des piliers. Elles favorisent la formation de fissures si la pièce est soumise à des efforts latéraux et est exposée à fatiguer à la flexion. On remplace alors les plats horizontaux par des feuillards qui sont placés de champ et accrochent les barres ou, plus souvent, par des liens en fil de fer réunissant deux à deux les tiges verticales<sup>1</sup>.

A la base des piliers, les barres reposent sur une plaque de tôle pleine de 3 à 5 millimètres d'épaisseur, de même forme extérieure que

<sup>1</sup> Il en est de même pour les pieux et palplanches, ainsi qu'on le verra plus loin (nos 178 et 304).



les entretoises. Cette plaque a pour but d'empêcher la pénétration des tiges dans la construction sous-jacente et d'assurer la répartition des efforts.

Dans les constructions en béton armé, les piliers se prolongent souvent sur toute la hauteur de l'édifice. Au passage des planchers, les barres traversent donc les armatures des poutres et dalles. Au niveau de chaque étage, une plaque de tôle perforée remplace les entretoises ordinaires.

Lorsque la longueur des barres devient très grande, il faut prévoir des assemblages. Ceux-ci se font très simplement à l'aide de petits manchons dans lesquels les tiges s'enfilent bout à bout.

Les piliers sont fréquemment évidés. Le système d'armature HENNEBIQUE se prête également à la percée d'une cheminée centrale. On trouve souvent, dans ce dispositif, grande utilité pour faire passer d'un étage à l'autre les tuyaux de distribution d'eau, de gaz, de chauffage, de décharge et même des tuyaux de fumée.

**427. Dimensions des piliers Hennebique**<sup>1</sup>. — Les dimensions des poteaux sont, de même que leurs formes, très variables selon la résistance à obtenir et les conditions locales. Elles peuvent descendre à 0,45 m.  $\times$  0,45 m. ; et s'élèvent jusqu'à 0,50 m.  $\times$  0,50 m. dans les piliers rectangulaires. Il existe des poteaux qui portent 200 et 300 tonnes de charge.

Nous avons dit qu'en général un pilier est armé de quatre barres. C'est là un minimum, car la résistance à obtenir peut demander davantage. On les distribue sur la périphérie d'après la forme de la section et en les espaçant suffisamment pour permettre l'introduction et le damage du béton. On place également des barres dans le milieu de la section pour servir de chaînage de la construction dans le sens vertical.

Le diamètre des barres est généralement compris dans les mêmes limites que pour les armatures des planchers, soit entre 8 et 50 millimètres.

Pour déterminer les dimensions des piliers et la quantité de métal à y incorporer, M. HENNEBIQUE emploie, comme dans toutes ses constructions, une règle empirique. Celle-ci sera exposée plus loin (voy. chap. IV, n° 535). On ne dépasse pas une certaine proportion de fer par rapport au béton (n° 604).

<sup>1</sup> Mode d'exécution des piliers HENNEBIQUE, voy. chap. III, n°s 421 et 436; dosage du béton, n° 395.

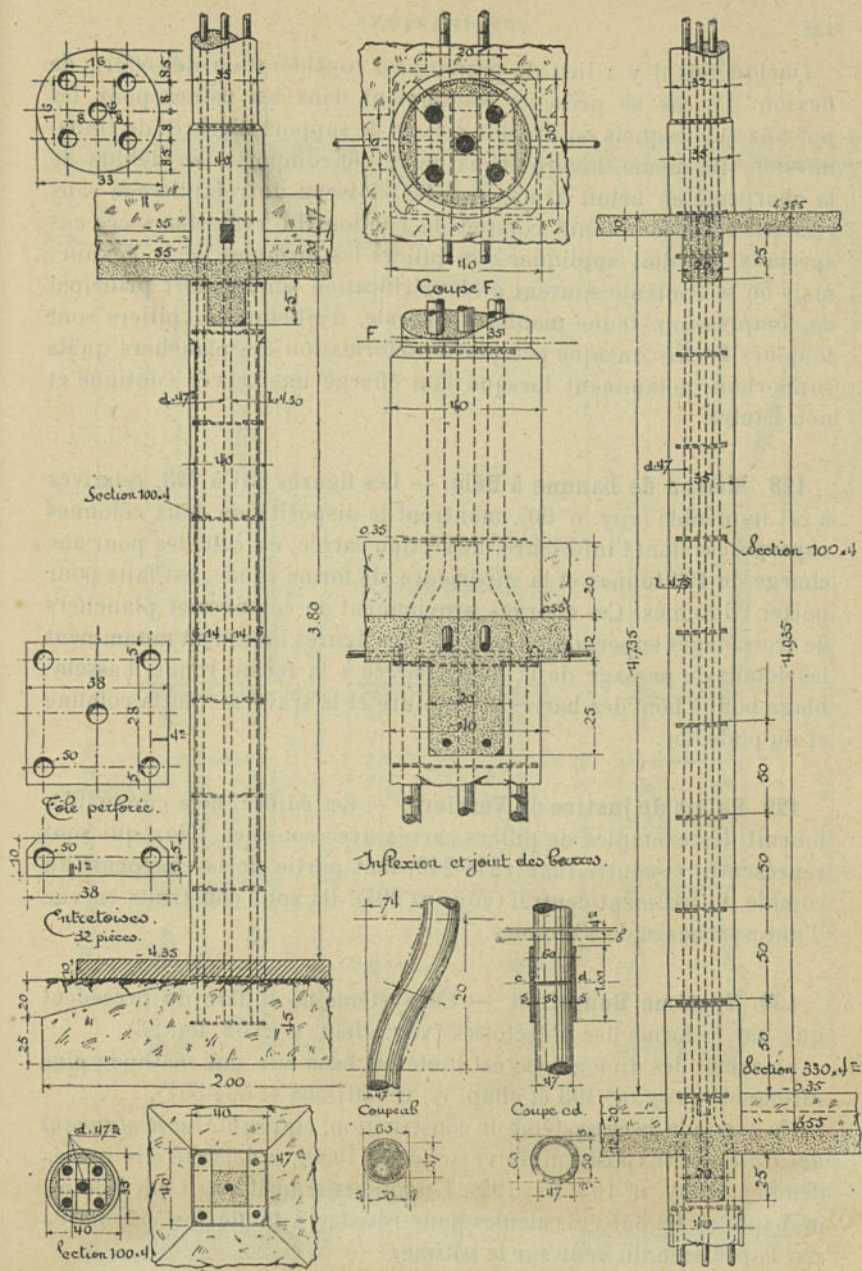


Fig. 231-243. — Maison de banque à Bâle. Colonnes de la cave et du rez-de-chaussée.



Quelquefois il y a lieu de prendre en considération des efforts de flexion. Le cas se présente notamment dans les usines pour les poteaux sur lesquels on fixe des paliers de support d'arbres de transmission. De même, lorsqu'un bâtiment ne comporte, en dehors de la charpente en béton armé, que des cloisons de remplissage sans résistance, il faut tenir compte de l'action du vent. Dans ces cas spéciaux, on doit appliquer aux piliers les formules de la flexion ; mais on se contente souvent de la vérification sous l'effort principal de compression. D'une manière générale, d'ailleurs, les piliers sont toujours fléchis quelque peu par la déformation des planchers qu'ils supportent, notamment lorsque l'on charge une travée contiguë et non l'autre.

**128. Maison de banque à Bâle.** — Les figures 231 à 243, relatives à cet immeuble (voy. n° 90), montrent le dispositif de deux colonnes superposées dont l'inférieure, de section carrée, est calculée pour une charge de 103 tonnes et la supérieure, de forme ronde, est faite pour porter 93 tonnes. Ces charges proviennent de colonnes et planchers de trois étages superposés à ceux-ci. Les figures indiquent notamment les détails du passage de la forme carrée à la forme ronde, l'assemblage bout à bout des barres d'armature et la traversée de la colonne et du plancher.

**129. Palais de justice de Verviers.** — Cet édifice, déjà cité (n° 97), fournit des exemples de piliers carrés avec consoles. Ceux qui sont représentés ci-contre (figg. 244-249) font partie de la charpente du comble du bâtiment central (voy. n° 204). Ils sont construits en vue d'une surcharge de 43 tonnes.

**130. Système Boussiron.** — Ce système ne diffère du précédent que par la forme des entretoises (voy. chap. I, n° 52, fig. 93).

Le calcul des dimensions est toutefois basé sur une méthode plus rationnelle (voy. n° 103 et chap. IV, nos 507-508 et 564-567).

Un exemple de ce système de construction, emprunté au *Restaurant des Congrès* (Exposition universelle de 1900), a déjà été cité précédemment (voy. n° 104, fig. 192). Les piliers dont il s'agit ont 6,30 m. de hauteur. Ils ont été calculés pour résister à la flexion engendrée par la pression du vent sur le bâtiment.





3<sup>o</sup> MURS INTÉRIEURS**131. Le béton armé dans la construction des murs intérieurs.**

— Le béton de ciment armé est d'une application beaucoup moins fréquente dans la construction des murs que dans celle des planchers et des supports isolés. C'est qu'ici la maçonnerie ordinaire l'emporte souvent au point de vue économique, surtout lorsque les charges sont faibles.

Les partisans de l'emploi du béton dans les bâtiments reconnaissent eux-mêmes qu'il n'est pas recommandable de construire complètement en cette matière des maisons d'habitation, parce que les cloisons en béton ne maintiennent pas bien la chaleur et entretiennent l'humidité de l'air (voy. chap. v, n<sup>os</sup> 627 et 628). D'autre part, le béton de ciment ne se laisse pas pénétrer par les clous (voy. n<sup>o</sup> 630). Ces inconvénients offrent évidemment beaucoup moins d'importance dans les bâtiments non destinés à l'habitation, tels que : usines, magasins, etc.

Ainsi qu'il a été dit plus haut (chap. i, n<sup>o</sup> 50), les systèmes qui, dans les planchers, reçoivent emploi sous forme de *hourdis*, tels que le système MONIER, le *métal déployé*, etc., sont également affectés, dans les murs, à la construction de simples remplissages. La charpente destinée à les soutenir se fait en fer ou en bois.

Les constructions *monolithes* du genre HENNEBIQUE, RANSOME, etc., emploient le béton armé sous une tout autre forme. Elles en utilisent la résistance pour supporter les charges qui pèsent sur le mur. Celui-ci peut être une simple *cloison* d'épaisseur uniforme, semblable à une dalle. Cette disposition se justifie surtout lorsque l'on manque de place, les murs en béton armé étant, à égalité de résistance, beaucoup moins épais que ceux en maçonnerie ordinaire.

D'autres fois la cloison, réduite au minimum d'épaisseur, est renforcée de distance en distance par des *pilastres* qui reçoivent la charge des poutres des planchers.

Mais d'habitude, et pour les raisons indiquées plus haut, les systèmes de construction monolithe préfèrent s'appliquer uniquement à l'établissement de l'ossature des murs intérieurs. Il en est ainsi notamment pour le système BONNA, dont il sera question à propos des façades (n<sup>o</sup> 158) et des combles (n<sup>os</sup> 209-210).

Cette ossature, construite à l'exemple des charpentes en fer, se compose de montants et de traverses portant toute la charge. Les panneaux de remplissage, qui peuvent être très minces, s'établissent alors, soit en briques, soit d'après tout autre système habituel.



Très souvent même, on construit les murs de refend en maçonnerie de briques, et le béton armé ne s'y rencontre que comme complément de la construction des planchers, soit pour former un *pilier* engagé, soit comme *linteau* ou *arcade*. Sous cette dernière forme, il rend de précieux services, là où il s'agit de franchir une large baie pour porter un mur ou des colonnes.

L'emploi du béton armé dans les murs est ainsi limité, pour ces systèmes, aux éléments de construction où il entre en concurrence avec les matériaux de grande résistance, tels que la pierre de taille, le fer et le bois.

**132. Décoration des murs intérieurs.** — De même que dans la construction des plafonds, le béton armé ne donne aucune difficulté à l'architecte dans la décoration intérieure. Le béton se prête, aussi bien que la maçonnerie ordinaire, à l'application des crépis ou des stucs, à la confection de parements en carreaux émaillés, plaques de marbre, etc. On peut d'ailleurs le laisser à découvert, après ragréement au ciment, ou le revêtir de tous genres de peinture, depuis le badigeonnage au lait de chaux jusqu'à la peinture à fresque ou à l'huile.

**133. Système Monier.** — Il existe trois procédés de construction de murs (tant intérieurs qu'extérieurs) d'après le système MONIER :

1° Le réseau métallique est construit sur place puis enduit de mortier.

2° Des plaques MONIER sont préparées d'avance et servent à habiller une charpente en fer ou en bois.

3° Le mur est constitué de blocs creux construits d'avance dont les parois sont du système MONIER.

**134. Premier genre.** — Celui-ci est le procédé MONIER proprement dit.

L'armature (voy. chap. I, n° 50) est constituée entièrement à l'exemple de celle des dalles du même système (nos 62-63). Les tiges de résistance sont horizontales et les tiges de répartition verticales. Si l'on n'a pas à craindre de flexion latérale, on peut se contenter d'une armature placée dans le milieu de l'épaisseur du béton.

Lorsque la fondation présente des discontinuités, ou lorsqu'on ne désire pas charger la poutre de support, on peut disposer l'ossature comme le fait M. WAYSS (figg. 250-251). Les tiges qui donnent la résistance à la flexion verticale sont courbes, avec une flèche d'un huitième environ, et reportent ainsi la pression sur des points déterminés que l'on renforce en conséquence.



Les tiges verticales peuvent être rendues plus fortes de distance en distance. On met notamment de telles barres aux extrémités des cloisons et aux retours.

L'épaisseur de ces cloisons peut ne pas dépasser 3 centimètres. Leur résistance est néanmoins considérable. Un enduit garnissant chaque face porte l'épaisseur totale à 5 cm.

Si l'on veut se mettre en garde contre une flexion latérale, ou simplement lorsque l'épaisseur devient plus forte par raison de décoration, on peut placer deux treillis MONIER parallèles, chacun près d'une face de la cloison à construire et l'on obtient ainsi une dalle à armature symétrique (fig. 5), placée de champ.

Par ce procédé, on réalise de véritables murs qui s'étendent sur de grandes surfaces sans aucune construction auxiliaire et peuvent supporter de fortes charges.

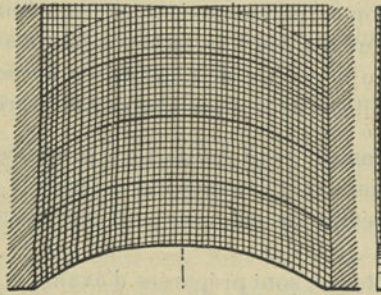


Fig. 250-251. — Cloison système WAYSS.

Les cloisons MONIER peuvent être accouplées pour former des murs creux. Cette disposition se rencontre surtout dans les façades (n° 147).

Lorsqu'une cloison MONIER doit se raccorder avec une construction en maçonnerie, on fait pénétrer les tiges de résistance sur l'épaisseur d'une brique. Il est bon de tenir compte de la division des assises pour fixer la distance des barres horizontales. Si le mur est construit en moellons, ou que, pour une raison ou l'autre, on ne puisse faire correspondre les barres horizontales avec les joints, celles-ci sont rattachées à une barre de fer placée dans une rainure, et maintenue par des crampons.

Si la cloison est comprise entre deux poutres horizontales faisant chacune partie d'un plancher, on la relie soigneusement aux deux poutres, de façon que la résistance que la cloison présente à la flexion verticale vienne en aide à celle des planchers. Ces cloisons, au lieu de charger les pièces de l'ossature, peuvent donc en réalité les



soulager. Ces liaisons peuvent cependant être superflues. Il suffit, en général, que la cloison soit fixée par deux de ses bords.

Les baies de portes et de fenêtres sont limitées par des montants et traverses en bois ayant une épaisseur égale à celle de la cloison, enduits compris. Les barres de l'armature qui sont perpendiculaires à la pièce de bois y pénètrent.

Au lieu de bois, on emploie aussi le fer, sous forme de montants et traverses de profil en U que l'on rattache également à l'armature.

Dans bon nombre de cas, eu égard aux inconvénients signalés plus haut (n° 431), l'armature MONIER est associée, non pas à du mortier de ciment, comme on le suppose ici, mais à du mortier de crépissage ordinaire à la chaux ou au plâtre.

Le mortier de ciment, lorsqu'il est employé, est justifié par l'une ou l'autre des raisons spéciales suivantes : ou bien il s'agit de contreventer une ossature trop légère par elle-même pour donner au bâtiment une résistance et une raideur suffisantes ; ou bien les locaux à clôturer doivent être défendus contre toute tentative d'effraction (chambres-fortes, prisons, etc.) ; ou encore il s'agit de se mettre à l'abri de l'incendie (archives, bibliothèques, magasins, théâtres, etc.) ; ou enfin l'on doit réaliser des cloisons imperméables, ou impénétrables aux germes morbides (établissements de bains, hôpitaux, usines, etc.).

Le dosage du mortier est alors le même que pour les dalles, soit : 1 ciment, 3 sable (voy. chap. III, n° 394)<sup>1</sup>.

**435. Deuxième genre.** — Ce système de cloison s'emploie spécialement, comme dans les hourdis de planchers, pour la construction des bâtiments à édifier très rapidement ou en mauvaise saison (voy. chap. III, n° 415).

La charpente qui doit servir de support aux plaques est formée de montants et traverses espacés de 1 mètre à 1,50 m. Les plaques, qui ont 3 à 4 centimètres d'épaisseur, sont suspendues aux traverses à l'aide de quelques-uns des fils verticaux de l'armature dont l'extrémité sort du béton.

Les joints sont lutés au mortier de ciment. Les tranches des plaques portent des rainures demi-circulaires qui forment, par leur juxtaposition, une cavité cylindrique dans laquelle on introduit une tige de fer qui est noyée dans le mortier.

**436. Troisième genre.** — Ce procédé, moins usité que les deux autres, emploie des blocs creux formés de deux cloisons qui repré-

<sup>1</sup> Mode d'exécution de ces cloisons, voy. chap. III, n° 433.



sentent les deux parements du mur, réunies par d'autres parois horizontales et verticales formant nervures de renforcement.

Ces blocs ont 0,25 m. d'épaisseur, 1 mètre de longueur, et 0,60 m. de hauteur ou 0,20 m. d'épaisseur sur 0,50 m. de longueur et 0,30 m. de hauteur. L'épaisseur des parois est de 20 à 25 millimètres. Le poids est respectivement pour ces deux types de 93 kilogrammes et 29 kilogrammes. Il existe des blocs spéciaux pour les angles.

Ces blocs s'emploient comme des pierres artificielles. On peut se passer d'enduit en imitant dans les parois l'aspect de la pierre de taille.

**137. Établissement de bains à Munich.** — Dans tous ces cas, les cloisons minces en ciment armé ont reçu des applications intéressantes. Il suffira de citer à ce sujet l'*établissement municipal de bains* de l'Ohlmüllerstrasse à Munich. Cet édicule (figg. 252-253), construit en 1889, est constitué presque exclusivement de cloisons MONIER. La fondation seule est en béton non armé. Le souterrain est couvert en voussettes MONIER. Les cloisons intérieures sont simples, les murs extérieurs, doubles. La toiture est également en ciment armé, de même que le réservoir et la cheminée.

**138. Système Rabitz.** — Ce système offre, dans les cloisons, les mêmes caractères que dans les dalles (voy. n° 64). L'armature est donc un grillage métallique à mailles serrées (voy. chap. I, n° 17). La résistance n'est pas cherchée, comme dans le système MONIER, par la force des barres de l'armature, mais par une tension initiale donnée au réseau.

Le grillage occupe l'axe de la cloison. Il est pincé à ses extrémités entre les ailes de deux cornières adossées que l'on fixe, à l'aide de crochets ou de vis, aux poteaux, en fer ou en bois, de la charpente. Une très forte tension est donnée au grillage, dont les bords sont raidis au moyen de barres de fer de 1 centimètre de diamètre. Dans les cloisons de grande longueur, on place encore verticalement de distance en distance des barres semblables ou de petites cornières accouplées. La raideur est assurée en outre par des barres tendues diagonalement.

Les grillages que l'on emploie dans ces cloisons sont généralement faits de fil galvanisé de 1 à 1,4 millimètre de diamètre. Les mailles ont 20 millimètres de côté.

L'épaisseur des cloisons est de 5 centimètres. On peut construire des murs doubles. Dans ce cas, on monte deux cloisons de 3 centimètres d'épaisseur avec un vide de 5 centimètres.

Les baies sont encadrées de montants et traverses en bois, de même épaisseur que la cloison. Ces pièces présentent une rainure où

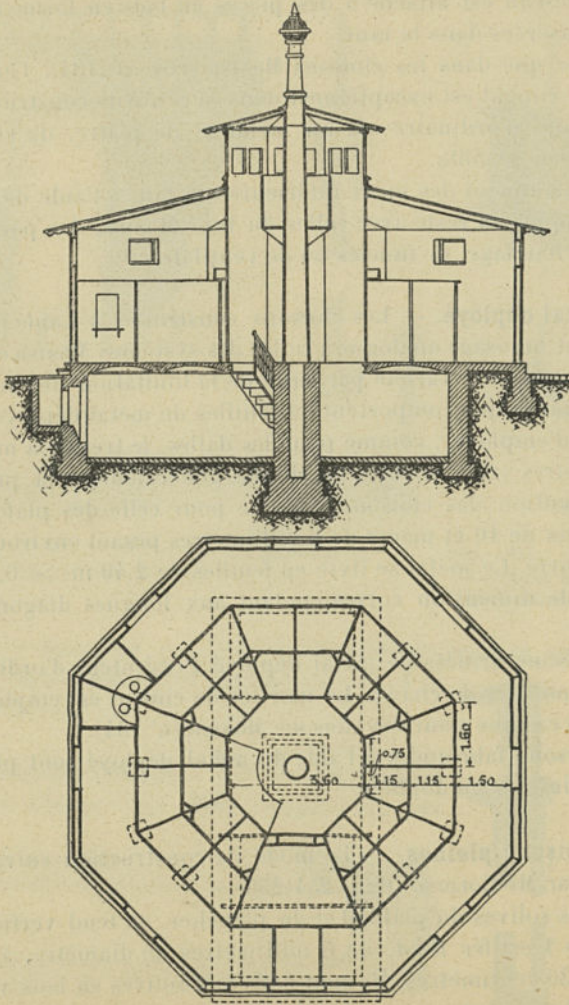


Fig. 252-253. — Établissement de bains à Munich.

on loge une barre de 8 millimètres à laquelle le réseau vient se rattacher.

Si l'on désire une incombustibilité parfaite, on limite les baies par

CHRISTOPHE. — Le béton armé.

10



des pièces en fer auxquelles le réseau est fixé par des crochets rivés et les portes elles-mêmes sont faites d'une cloison RABITZ.

Lorsqu'une cloison semblable se termine contre un mur en maçonnerie, le réseau est attaché à des pièces en bois en forme de queue d'aronde insérées dans le mur.

De même que dans les cloisons MONIER (voy. n° 134), l'emploi du mortier de ciment est exceptionnel dans ce genre de construction. Le mortier usité d'ordinaire est un mélange de plâtre, de chaux, de sable et d'eau de colle.

Indépendamment des murs intérieurs, on fait, à l'aide de cloisons RABITZ, comme du reste avec celles du type MONIER, des parois pour gaines de chauffage, de fumées ou de ventilation.

**139. Métal déployé.** — Les cloisons construites à l'aide du *métal déployé* ont un usage analogue à celles des systèmes MONIER et RABITZ, mais avec moins de variété par suite de la limitation de dimensions et de résistance que comportent les feuilles de métal déployé.

Au lieu d'employer, comme pour les dalles, le treillis à mailles de 75 millimètres (voy. n° 69), on donne généralement la préférence pour l'exécution des cloisons, comme pour celle des plafonds, au simple lattis de 10 et même de 6 millimètres pesant environ 1,9 kg. le mètre carré. Ce métal se livre en feuilles de 2,40 m.  $\times$  0,82 m. la plus grande dimension correspondant aux longues diagonales des mailles.

Les cloisons armées de métal déployé s'exécutent d'ordinaire en plâtre ou mortier de chaux. Le mortier de ciment est employé dans les mêmes cas que pour les cloisons MONIER (n° 134).

Les cloisons fabriquées à l'aide du métal déployé sont pleines ou creuses, simples ou doubles.

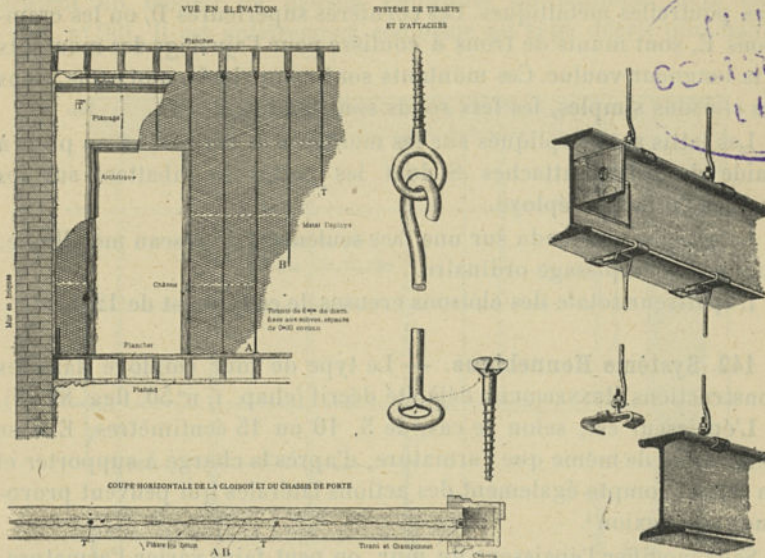
**140. Cloisons pleines.** — Le mode de construction suivant a été imaginé par M. GOLDING (figg. 254-256).

Entre les solives du plafond et du plancher, on tend verticalement des tirants T en fer rond, de 6 millimètres de diamètre, à des distances de 30 centimètres. Ils sont fixés aux solives en bois au moyen de vis et de crochets.

Les feuilles de lattis (A, B) sont posées le long des tirants qu'elles entrelacent en passant alternativement devant et derrière eux. Pour la facilité du travail de pose, on prend la précaution de les retenir à l'aide de quelques ligatures en fil de fer.

Lorsque la cloison est comprise entre deux planchers métalliques,

les tirants sont retenus par des crampons accrochés aux poutrelles (fig. 257).



BIBLIOTHEQUE  
COMMERCIAL  
LILLE

Fig. 254-256. — Cloison pleine appliquée aux planchers ordinaires en bois.

Fig. 257. — Crampons d'attache des tirants aux poutrelles.

Dans les deux cas, on recouvre le lattis de mortier sur ses deux faces. L'épaisseur de la cloison est de 4 à 5 centimètres.

141. Cloisons doubles. — Les cloisons creuses en métal déployé (fig. 258) s'établissent sur

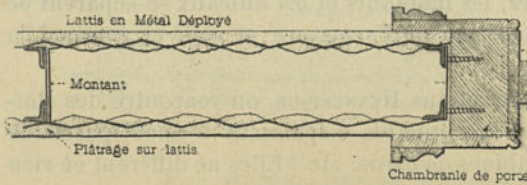


Fig. 258. — Cloison double. Coupe horizontale.

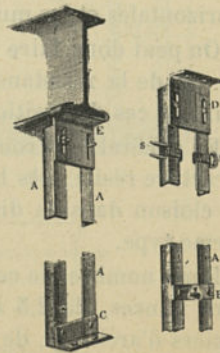


Fig. 259. — Cloison double. Détails des montants.

montants en bois ou en fer. Ces derniers sont composés de deux cornières A (fig. 259) maintenues à distance par des fers méplats B et



fixées à leurs extrémités par des cornières C et D portant des clous chassés dans le béton, ou par des crampons E recourbés sur les ailes des poutrelles métalliques. Les cornières supérieures D, ou les crampons E, sont munis de trous à coulisse pour l'ajustage des montants à la longueur voulue. Ces montants sont comprimés, alors que, dans les cloisons simples, les fers ronds sont tendus.

Les latis sont appliqués sur les montants et maintenus en place à l'aide de petites attaches S dont les pattes se rabattent sur les mailles du métal déployé.

Le mortier est étendu sur une face seulement du réseau métallique, comme un crépissage ordinaire.

L'épaisseur totale des cloisons creuses de ce type est de 12,5 cm.

**142. Système Hennebique.** — Le type de mur employé dans les constructions HENNEBIQUE a déjà été décrit (chap. I, n° 50, figg. 89-90).

L'épaisseur est, selon le cas, de 5, 10 ou 15 centimètres. Elle se détermine, de même que l'armature, d'après la charge à supporter et en tenant compte également des actions latérales qui peuvent provoquer une flexion<sup>1</sup>.

Sans modifier l'épaisseur du mur, on peut faire varier l'armature. Si, à certains endroits, il faut recevoir des charges isolées importantes, on peut rapprocher et renforcer les barres verticales et les munir d'entretoises comme dans un pilier ordinaire. De même, si l'on veut pratiquer une large baie, on peut renforcer, par-dessus, les barres horizontales et les munir d'étriers comme dans une poutre.

On peut donc faire varier l'agencement de l'armature des cloisons en vue de la résistance à obtenir sans que la construction terminée trahisse ces dispositions.

En général, on trouve évidemment avantage à ne pas dissimuler la structure réelle. Dès lors, les montants et les linteaux se séparent de la cloison dans la disposition de l'armature et celle-ci reprend la forme-type.

Dans nombre de constructions HENNEBIQUE, on rencontre des cloisons minces, de 2,5 à 6 centimètres d'épaisseur formant parois de casiers d'archives, de cabines de bains, etc.<sup>2</sup> Elles ne diffèrent en rien des cloisons du système MONIER (voy. n° 134).

<sup>1</sup> Mode d'exécution des murs HENNEBIQUE, voy. chap. III, nos 422 et 436; dosage du béton, n° 395.

<sup>2</sup> Voy. plus loin, n° 381, le type d'une maisonnette transportable en béton armé; système HENNEBIQUE.

143. Maison de banque à Bâle. — Les figures 260 à 262 représentent un modèle de cloison emprunté au bâtiment déjà cité (voy. n° 90). Il est entièrement conforme au type décrit plus haut.

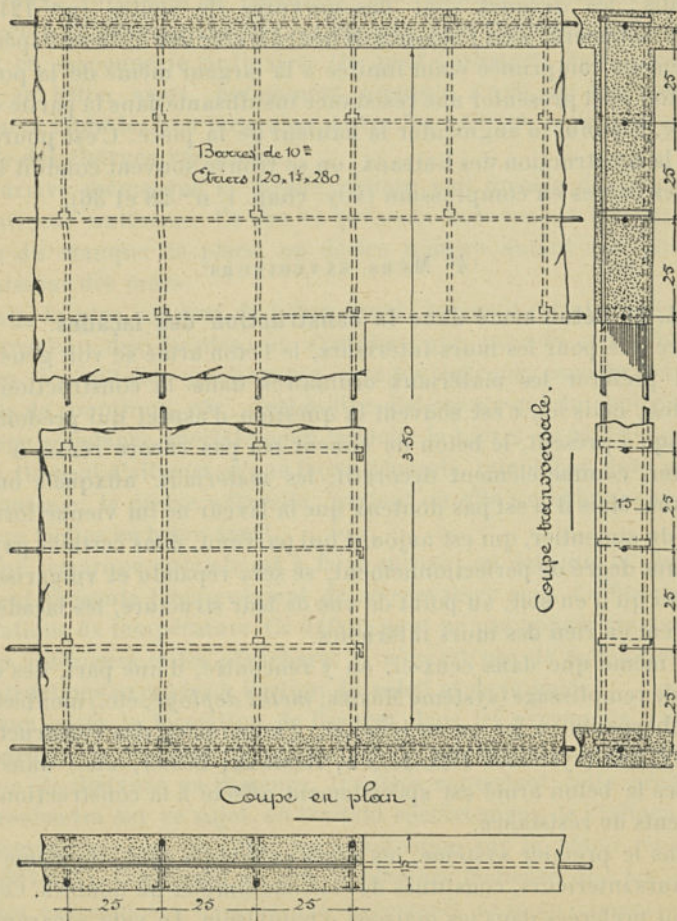


Fig. 260-262. — Maison de banque à Bâle. Mur.

L'armature est établie en vue d'une poussée horizontale de 250 kilogrammes par mètre carré, s'exerçant dans un sens ou dans l'autre, et pour permettre la percée d'une baie de porte de 2,50 m. de largeur.



**144. Piliers, linteaux et arcades.** — Les *piliers* ou *colonnes* en béton armé système HENNEBIQUE engagés dans les murs ne diffèrent en rien des supports isolés décrits plus haut (nos 126-129).

Les *linteaux* ne sont que des poutres de planchers (nos 95-100) sans hourdis ; les *arcades* sont des nervures de voûtes (nos 121-123) prises isolément. Mais l'absence de hourdis crée une difficulté spéciale. La semelle comprimée étant limitée à la largeur même de la poutre, le béton peut présenter une résistance insuffisante dans la partie supérieure, à moins d'augmenter la hauteur de la pièce. C'est pourquoi, dans la construction des linteaux, on se trouve souvent conduit à placer des barres en compression (voy. chap. I, nos 28 et 36).

#### 4° MURS EXTÉRIEURS

**145. Le béton armé dans la construction des façades.** — Plus encore que pour les murs intérieurs, le béton armé se voit généralement préférer les matériaux ordinaires dans la construction des façades ; mais ici, c'est souvent la question d'aspect qui prédomine.

Jusqu'à présent, le béton de ciment n'a pas encore réussi à supplanter, comme élément décoratif, les matériaux auxquels on est habitué. Mais il n'est pas douteux que la faveur ne lui vienne lorsque l'art du cimentier, qui est aujourd'hui parvenu, dans certains pays, à un haut degré de perfectionnement, se sera répandu et vulgarisé.

Quoi qu'il en soit, au point de vue de leur structure, les façades ne diffèrent en rien des murs intérieurs.

De même que dans ceux-ci, on y rencontre, d'une part, des *cloisons* de remplissage (système MONIER, *métal déployé*, etc.) montées sur une charpente en fer ou en bois, et, d'autre part, des constructions *monolithes* (systèmes HENNEBIQUE, RANSOME, BONNA, etc.) dans lesquelles le béton armé est spécialement affecté à la construction des éléments de résistance.

Dans le premier système, les murs extérieurs sont, de même que les murs intérieurs, constitués de cloisons simples ou doubles. Celles-ci sont préférées dans les maisons d'habitation. Le vide séparant les deux cloisons peut être rempli de substances non conductrices (coton silicaté, laine de scorie, liège, etc.). La cloison extérieure est plus spécialement faite en mortier de ciment armé. La cloison intérieure peut être en briques, ou formée d'un crépissage ordinaire posé sur treillis métallique.

Dans le second genre de construction, on se contente d'ordinaire, comme pour les murs intérieurs, d'établir en béton armé l'ossature



seule. La charpente complète du bâtiment s'exécute alors en béton armé comme elle s'exécuterait en fer. Outre les piliers et les poitrails faisant partie de l'ossature principale, on construit en béton armé les seuils, jambages, meneaux et linteaux des portes et fenêtres, les bandeaux, corniches et cheneaux, etc. Quant au remplissage, il est formé de cloisons simples ou doubles, que l'on exécute généralement en maçonnerie ordinaire. On peut également établir ces cloisons en béton armé, notamment lorsqu'il s'agit de recevoir des poussées latérales<sup>1</sup> ou lorsqu'on désire les utiliser pour porter une partie des charges verticales.

Il arrive même que la façade entière soit formée d'une cloison d'épaisseur uniforme. Ce cas se présente notamment lorsque, par suite du manque de place, on désire réduire autant que possible l'épaisseur des murs.

Mais, le plus souvent, le béton armé, lorsqu'il est utilisé dans la construction des façades, ne s'emploie que pour la confection de pièces isolées telles que linteaux, arcades, balcons, encorbellements, dalles de soupiraux, etc., c'est-à-dire d'éléments qui doivent présenter une résistance spéciale pour laquelle la pierre de taille n'est pas faite. On peut d'ailleurs, d'une façon générale, remplacer, dans un but d'économie, la pierre naturelle, partout où elle s'emploie, par de la pierre factice en béton armé.

Une remarque spéciale est à faire encore : on sait que le béton de ciment présente l'inconvénient de se crevasser sous l'influence des variations de température. Ce défaut peut ne pas apparaître dans les murs intérieurs et les planchers ; il n'en est pas de même pour les constructions exposées à l'action du soleil et de la gelée.

Pour éviter la formation de fissures dans les parements, certains constructeurs prennent la précaution de ménager des joints de dilatation de distance en distance. D'autres contestent cette nécessité. On reviendra sur ce sujet, en traitant spécialement de l'influence de la température et de l'état hygrométrique sur le béton (chap. v, nos 624-625). Quoi qu'il en soit, l'influence fâcheuse que les intempéries exercent sur l'aspect des parements unis en ciment est un motif de plus pour restreindre l'application du béton armé à la construction de l'ossature.

**146. Décoration des façades.** — Le béton armé, tel qu'il est employé dans les constructions monolithes, peut avoir son architecture

<sup>1</sup> Dans les murs de sous-sol, on doit avoir égard à la poussée des terres. Les dispositions sont analogues à celle des murs de soutènement (voy. nos 294 à 297).



propre et c'est souvent à tort que l'on cherche ailleurs que dans l'affirmation de la structure réelle, des motifs de décoration. Cette structure, on l'a déjà fait remarquer, est analogue à celle des charpentes métalliques; mais, par l'aspect plus massif des éléments de l'ossature, elle se rapproche davantage de celle des *plans de bois*. Toute l'architecture du moyen âge et de la Renaissance est là pour nous montrer combien ce dernier système de construction offre de ressources à la décoration des façades. Dans cet ordre d'idées, il est facile de réaliser des constructions originales et pittoresques. Il suffit de laisser apparents les montants et traverses en béton armé, et de garnir les intervalles de panneaux en briques ou en carreaux céramiques.

Ce type de décoration, sincère et rationnel, ne se rencontre guère jusqu'à ce jour que dans les constructions industrielles. Pour les bâtiments de plus haut rang, beaucoup d'architectes préfèrent profiter de la tonalité du ciment pour imiter la pierre, quand ils ne dissimulent pas l'ossature sous un revêtement général.

Le béton de ciment se prête très bien à l'exécution des moulures et reliefs de tout genre. L'industrie, déjà ancienne, de la fabrication des *pierres artificielles* offre la preuve de ce que l'on peut faire dans ce genre. On arrive aujourd'hui à varier la teinte du béton de ciment et à lui donner un gradinage qui donne l'illusion parfaite de la pierre de taille.

Pour augmenter la résistance du béton de ciment aux intempéries et améliorer son aspect, on peut le traiter par la fluatuation ou la silicatisation comme les pierres calcaires, ou le recouvrir d'enduits spéciaux tels que le lithogène, la stucatine, etc., ou simplement de peinture à l'huile.

**147. Systèmes Monier et Rabitz.** — L'emploi des cloisons MONIER dans les façades est assez restreint<sup>1</sup>. Leurs modes d'application sont absolument les mêmes que dans les murs intérieurs (voy. nos 133-136). La seule particularité à signaler est l'emploi habituel des cloisons doubles.

A l'aide d'une cloison extérieure de 0,06 m. d'épaisseur et d'une cloison intérieure de 0,04 m., on peut, en laissant un vide de 0,03 m. construire sur de grandes hauteurs des murs qui n'ont que 0,13 m. d'épaisseur totale.

<sup>1</sup> Le système MONIER se prête très bien à l'exécution de revêtements étanches pour préserver les caves des infiltrations du sol. Pour cette application, voy. nos 372 et 373.



On a décrit plus haut (n° 137, figg. 252-253) un exemple de bâtiment clôturé par des cloisons doubles de ce genre.

La figure 263 représente une *tourelle d'escalier* de 12 mètres de hauteur, formée d'une cloison simple de 0,04 m. d'épaisseur. Cette construction a été exécutée en 1895 à La Haye, par la société : *Amsterdamsche fabriek van cement-ijzer werken*.

Moyennant l'emploi du mortier de ciment pour la paroi extérieure, les cloisons doubles du système RABITZ (voy. n° 138) s'emploient également comme murs de façade.

Pour les constructions temporaires, on les monte sur charpente en bois.

On construit aussi dans ce système des portes roulantes qui pénètrent dans le vide du mur. Avec deux cloisons de 5 centimètres, deux vantaux de porte de 4,5 cm. et un jeu de 3 centimètres, on obtient un mur d'une épaisseur totale de 22 centimètres.

**148. Métal déployé.** — Les cloisons en *métal déployé* sont fort usitées aux Etats-Unis dans la construction des façades, comme dans celle des murs intérieurs, lorsqu'il s'agit d'édifier des bâtiments légers et économiques. En Europe, on ne les emploie généralement que pour des constructions temporaires.

L'ossature de la façade est en bois ou en fer. Les dispositions en sont très variées : mais on s'arrange toujours, comme dans les cloisons intérieures (nos 139 à 141), de façon à établir, pour attacher les feuilles de métal déployé, des pièces verticales assez rapprochées.

Lorsque l'ossature est en bois, celle-ci comprend des potelets reliés par des lisses, clouées du côté extérieur, sur lesquelles on attache des barres métalliques de 6 millimètres de diamètre espacées de 0,30 m. Le métal déployé, fixé à ces barres, est ensuite crépi au



Fig. 263. — Tourelle d'escalier, Lange Voorhout, à La Haye.



ciment. Du côté intérieur, on attache le métal déployé directement aux potelets et l'enduit se fait en plâtre.

Dans ce système de construction, on peut, selon le style choisi pour la décoration, faire en sorte que la charpente en bois reste apparente à l'extérieur ou se trouve entièrement dissimulée.

Si l'ossature du bâtiment est en fer, on peut encore former les panneaux à l'aide de remplissages en bois constitués comme ci-dessus ou établir entièrement en fer les supports du métal déployé. Les

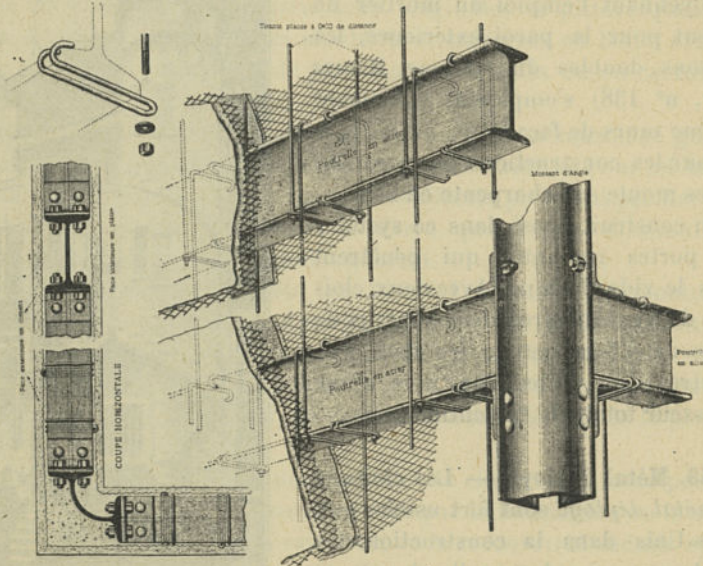


Fig. 264-266. — Mur extérieur double.

figures 264 à 266 donnent un exemple de mur double dans lequel chacune des deux cloisons est fixée sur des tirants en fer rond attachés aux poutrelles de la charpente. Dans d'autres cas, on a employé la disposition décrite plus haut à propos des cloisons doubles intérieures (n° 141, figg. 258-259). Des montants en fer U espacés de 0,30 m. à 0,40 m. reliés par quelques fers horizontaux, servent d'appui aux deux feuilles de métal.

Quelquefois on se contente de former les murs extérieurs d'une cloison pleine. Un exemple en est cité ci-après (n° 149).

Le métal déployé utilisé dans les façades est, comme pour les murs intérieurs (n° 139), du calibre le plus petit. Les feuilles sont très flexibles. On peut, à l'aide d'un maillet en bois, les modeler pour suivre la forme des ornements à réaliser.

L'enduit extérieur au ciment se pose généralement en trois couches. La première est faite de mortier de chaux et bourre et de ciment mélangés en parties égales ; la seconde est en mortier de ciment au dosage 1 : 3 posé à la truelle et lissé à la règle ; la troisième, également au mortier de ciment, est dosée à 1 : 2 et traitée suivant la décoration à obtenir.

**149. Usine Walker à Pittsburgh (Pennsylvanie).** — Les établissements que MM. WALKER possèdent à *Herr's Island (Pittsburgh)* pour la fabrication du savon, de la glycérine, des bougies, etc., ont été construits entièrement en béton sur car-casse métallique.

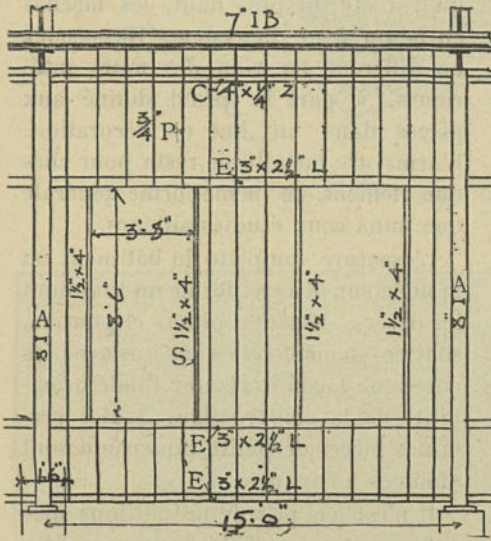


Fig. 267. — Élévation d'un panneau.

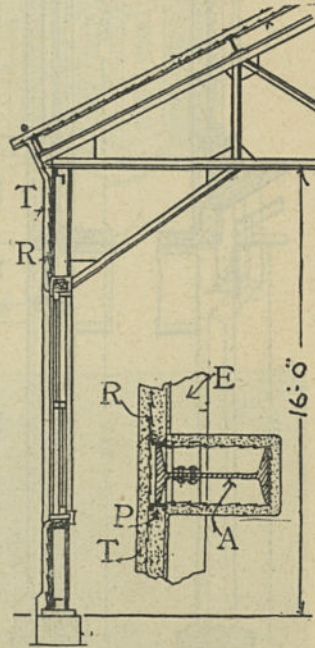


Fig. 268-269. — Coupe transversale. Détail en coupe horizontale.

Fig. 267-269. — Usine Walker à Pittsburgh.

A, poutrelles (colonne); B, poutrelle (panne); C, fer Z; E, cornières; P, fers U de 19 millimètres pour l'attache du métal déployé; S, montants (en bois) des fenêtres; R, métal déployé; T, enduit.

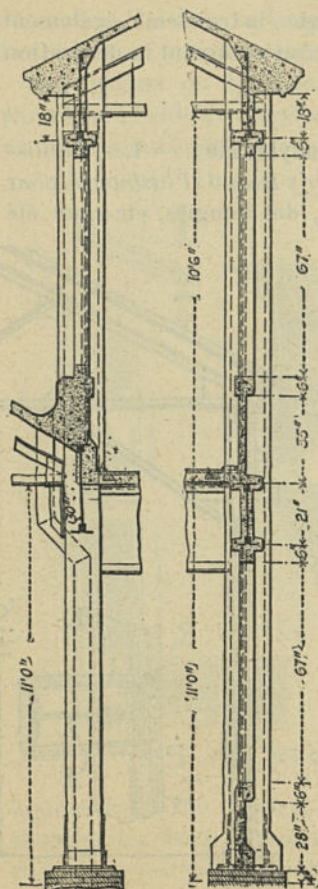
Les figures 267 à 269 sont relatives à un des halls de cette usine, les figures 270 à 271 à un autre bâtiment.

Les murs de façade sont formés d'une simple cloison de 5 centimètres d'épaisseur. De petits fer U verticaux espacés de 30 à 40 cen-



timètres et fixés sur des renforts horizontaux, portent le métal déployé. Celui-ci est enduit extérieurement de mortier de ciment et intérieurement de plâtre.

L'ossature métallique est mise à l'abri du feu à l'aide d'une enveloppe de métal déployé enduite de mortier de ciment (fig. 269) ou se trouve complètement noyée dans du béton (figg. 270-271). Dans ce dernier cas, la construction est entièrement analogue au système BONNA (voy. n° 158).



Figg. 270-271. — Usine Walker, à Pittsburgh. Coupe transversale.

**150. Système Hennebique.** — Ainsi qu'il a été dit plus haut, les façades en béton armé du système HENNEBIQUE ne diffèrent en rien des murs intérieurs, à part le profil donné aux pièces dans un but de décoration. L'armature métallique reste pour chaque élément, de même forme générale que dans ceux étudiés ailleurs.

L'ossature complète du bâtiment est moulée sur place et forme un tout dont les divers éléments, piliers et poutres, sont solidement reliés les uns avec les autres de façon à assurer l'indéformabilité de la construction. Seules certaines pièces de petite dimension sont moulées à l'avance.

Il n'est pas pris de précautions spéciales contre les effets de la température.

**151. Filatures** — Le système HENNEBIQUE a été appliqué plusieurs fois à la construction complète d'usines pour filatures. Ce genre d'industrie réclamant beaucoup d'éclairage, les façades ne comprennent qu'une ossature dont les éléments sont réduits au minimum de largeur. Tous les panneaux sont vitrés.

La filature de MM. Barrois, à Lille (fig. 272), déjà citée (n° 98),

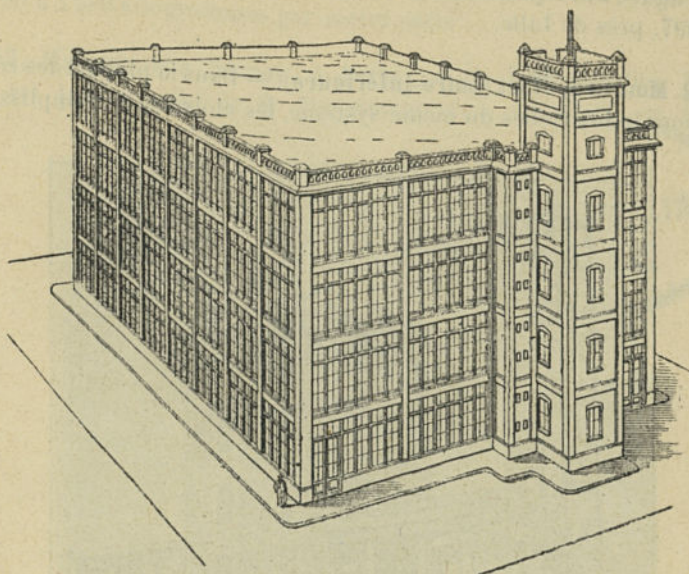


Fig. 272. — Filature Barrois à Lille.

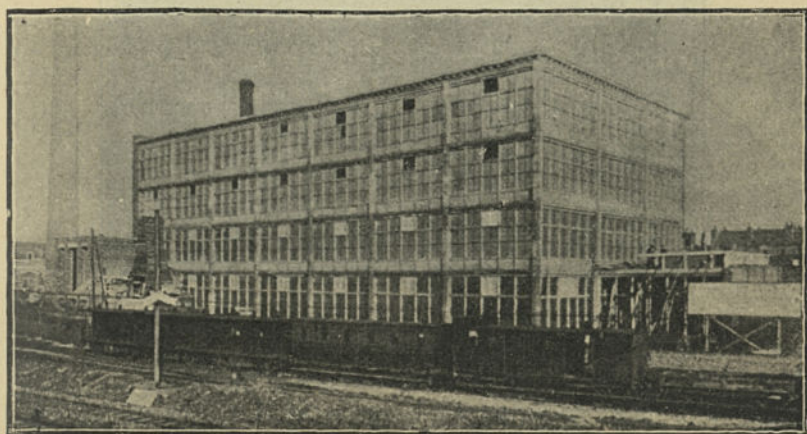


Fig. 273. — Filature Frings à Hellemmes.

couvre un rectangle de 38,24 m.  $\times$  28,40 m. Le bâtiment, de 19,30 m. de hauteur, comprend trois planchers et une terrasse.



La figure 273 représente une autre usine du même genre, construite en 1897, près de Lille.

**152. Moulin de Nort (Loire-Inférieure).** — Dans la plupart des constructions industrielles du même système, les cloisons de remplissage

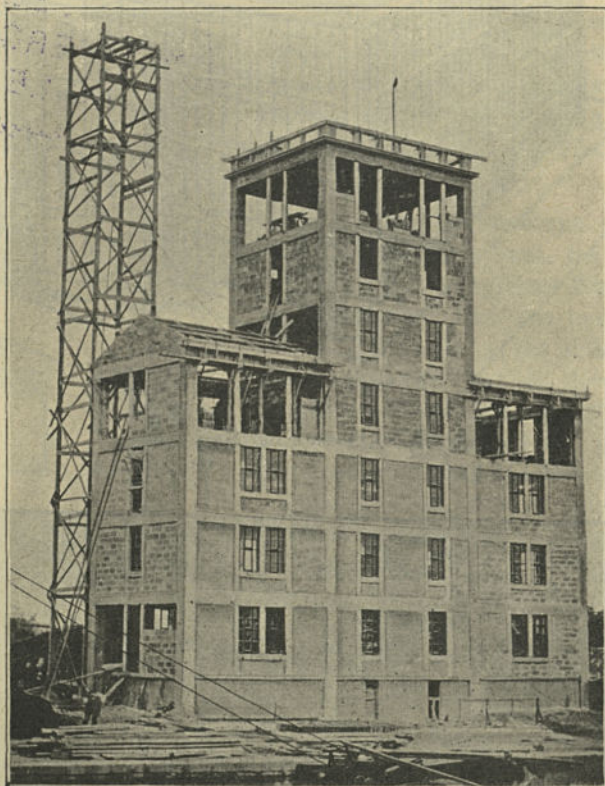


Fig. 274. — Moulin de Nort

sont en briques, ou partie en béton armé et partie en briques. M. HENNEBIQUE a fait de ce genre de bâtiment des applications fort nombreuses, notamment dans l'industrie de la meunerie.

Le moulin de Nort (*Loire-Inférieure*), que la figure 274 montre presque achevé, est construit de cette façon. Ce bâtiment, de 19 mètres de longueur et 6 mètres de largeur, porte, dans sa partie

centrale, 6 étages. Les planchers sont calculés pour des surcharges de 750 à 1 500 kilogrammes par mètre carré.

153. Maison, rue Danton, à Paris. — Ce bâtiment (fig. 275), qui est la propriété de M. HENNEBIQUE et a été édifié en 1900,



Fig. 275. — Maison, rue Danton, à Paris. Façade.

offre l'exemple le plus complet de l'emploi du béton armé dans toutes les parties de la construction. De même que les planchers, combles, escaliers, fondations, murs de refend, etc., les murs de façade sont construits en béton armé à l'exclusion de tous autres matériaux.

L'épaisseur de tous les murs étant réduite au minimum (18 centimètres pour les façades), on a pu tirer un parti fort avantageux d'un terrain assez exigu (fig. 276).



154. Magasin à sucre à Calais. — Construit en 1897 pour le service du port de Calais, ce magasin ne comporte qu'un rez-de-chaussée couvert par une terrasse (voy. n° 192). L'ossature des

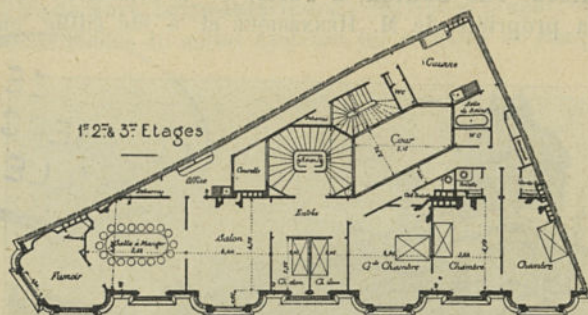


Fig. 276. — Maison, rue Danton, à Paris. Plan.

façades est en béton armé, les panneaux de remplissage en briques. (figs. 277-285).

Le mode de construction adopté dans ce bâtiment n'est pas celui que M. HENNEBIQUE applique d'ordinaire. Les pièces de l'ossature ont été moulées à l'avance. Toutes ces pièces sont indépendantes les

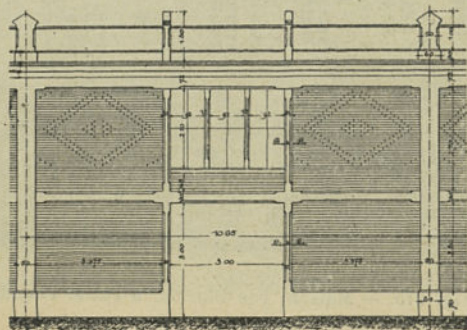


Fig. 277. — Magasin à sucre à Calais. Elévation d'un fragment de façade.

unes des autres, de façon à ménager des joints de dilatation, et les armatures des pièces juxtaposées ne sont pas reliées entre elles.

Le dispositif même de ces armatures s'écarte en quelques points du type ordinaire. C'est ainsi que, dans les montants, les entretoises





des liens en fil de fer. Pour les seuils de fenêtres, l'armature est réduite à deux barres.

**155. Système Ransome.** — Ainsi qu'il a été dit à propos des planchers (n° 105), M. RANSOME a, comme M. HENNEBIQUE, appliqué le béton armé à la construction de bâtiments monolithes.

Les murs extérieurs sont complètement en béton et d'une épaisseur plus forte que dans le système HENNEBIQUE. L'armature (voy. chap. I, n° 50) est formée de barres tordues de section carrée. Les unes sont verticales et s'étendent sur toute la hauteur du bâtiment. Leur continuité est assurée par des manchons à vis. D'autres sont horizontales et forment chaînages continus.

**156. Usine de la Pacific Coast Borax Company à Bayonne (New-Jersey.)** — Il a déjà été question de cette usine (fig. 286) au n° 107.



Fig. 286. — Usine de la Pacific Coast Borax Company à Bayonne.

Les murs de façade, de 40 centimètres d'épaisseur, sont pleins au droit des maîtresses poutres des planchers, distantes de 7,50 m., où ils forment pilastres, et creux dans les parties intermédiaires. Une couche d'air est ménagée entre les deux parois, épaisses de 8 à 10 centimètres.

Des joints de dilatation sont, comme dans les planchers, réservés dans les façades à des distances de 7,50 m.

Le dosage du béton était de : 4 ciment, 10 pierraille pour les cloisons et 1 : 6,5 pour les colonnes.

**157. Église Saint-Jacques à Brooklyn (New-York.)** — Cet édifice (fig. 287) est également construit tout entier en béton armé système RANSOME. Le corps principal, de 27 m.  $\times$  42 m. en plan, a 18 mètres de hauteur. La tour, de 7 mètres de côté, s'élève à 34 mètres.

Les murs ont 0,40 m. d'épaisseur au maximum. Les parements extérieurs ont été traités de façon à imiter la pierre de taille.

Le béton était formé d'une partie de ciment pour 10 parties de pierraille calcaire passant à l'anneau de 25 millimètres.



Fig. 287. — Église Saint-Jacques à Brooklyn.

**158. Système Bonna.** — M. BONNA, ingénieur à Paris, constructeur spécialiste de tuyaux de conduites en ciment armé (voy. n° 340), a également appliqué à des bâtiments son système d'armature en aciers profilés. Le principe de ce système a été indiqué au chapitre I<sup>er</sup> (nos 34, 47 et 53). Le but poursuivi par M. BONNA est d'obtenir un édifice monolithe non seulement par le béton mais aussi par l'armature qui forme une charpente complète. Une construction système BONNA n'est autre chose qu'une charpente métallique ordinaire, avec des éléments plus faibles, noyée dans du béton.

Les murs extérieurs sont formés de piliers en béton armé portant toutes les charges, piliers dont l'armature est constituée d'un poteau métallique en treillis, reliés entre eux par des cloisons de remplissage en ciment armé. On fait aujourd'hui usage, pour ces cloisons, de métal déployé.

Les profils les plus employés dans le système BONNA sont des aciers en † dont les dimensions varient depuis  $\frac{40 \times 22}{3,5 \times 4}$  jusque  $\frac{6 \times 6}{1,2}$  millimètres et les poids depuis 1,70 kg. jusque 0,11 kg. le mètre courant. Quand il y a lieu de recourir à des sections plus fortes, on emploie des cornières d'acier de 30  $\times$  30 et de 40  $\times$  40 mm. On les dispose par quatre en poutre tubulaire dont les âmes sont formées sur les quatre faces par des plats ou des fers † affectant la forme de sinusoides rectifiés. Les assemblages sont réduits au strict nécessaire, mais M. BONNA a toujours soin de réaliser aux appuis de chaque poutre un encastre-



ment aussi parfait que possible, à l'aide de pièces spéciales de raccord placées dans les angles et noyées dans du béton, de façon à présenter l'aspect de corbeaux de support.

La figure 288 représente, avant son enrobement, la carcasse mé-

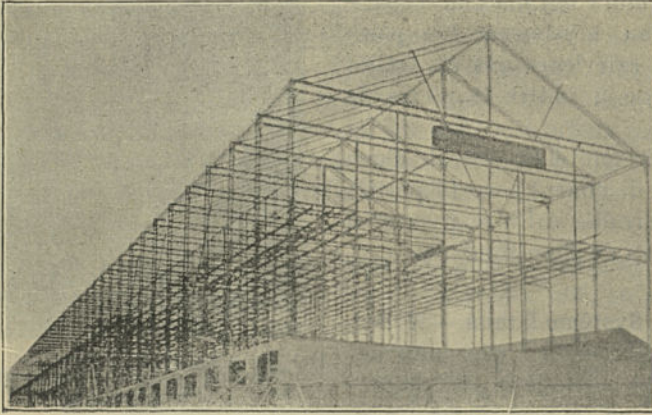


Fig. 288. — Usine de la Compagnie Centrale des émeris et produits à polir, boulevard Sérurier, à Paris.

tallique d'une usine construite en béton armé système BONNA en 1898.

**159. Système Pavin de Lafarge.** — Les *maisons éclésières du Canal de Jonage à Lyon* dont il a été question plus haut (n° 111) offrent un exemple de murs extérieurs à parois doubles en briques et ossature en béton armé (figg. 289-290).

Les piliers (voy. chap. I, n° 52) en béton armé sont dissimulés dans l'épaisseur des murs, dont tous les parements vus sont formés de briques de ciment. Ces briques sont placées à plat autour de chaque pilier et mises de champ entre eux pour former cloisons. Aux angles du bâtiment, les briques entourant les piliers font saillie sur le parement et dessinent extérieurement les chaînes nécessaires à la décoration. Toute la charge des planchers est reportée sur les piliers par des poutres en béton armé qui les relient à la hauteur de chaque étage. Ces poutres sont accusées par des saillies extérieures du parement en briques formant bandeaux.

## 5° ENCORBELLEMENTS

160. **Généralités.** — Les planchers en porte-à-faux s'établissent en béton armé avec la même facilité que les planchers appuyés. On arrive même à réaliser, dans ce genre, des constructions d'une surprenante hardiesse.

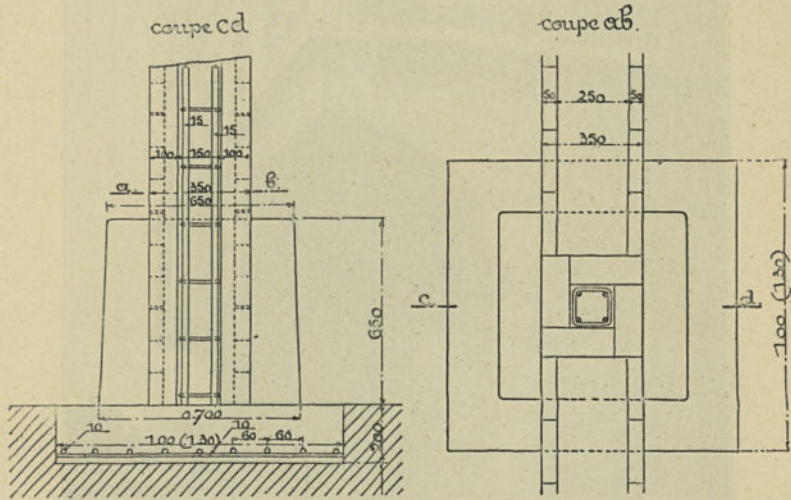


Fig. 289-290. — Maisons éclésières du Canal de Jonage. Murs.

De même que dans les planchers entre murs, on peut, pour une faible portée et une surcharge peu importante, se contenter d'une dalle plate; mais, lorsque ces facteurs augmentent, on trouve vite économie à garnir le hourdis de nervures d'une certaine hauteur, qui sont profilées en consoles.

C'est donc dans les systèmes de planchers à poutres que l'on trouve les applications les plus caractéristiques de la construction en porte-à-faux. Les systèmes HENNEBIQUE, COIGNET et RANSOME, notamment, en offrent des exemples remarquables.

Qu'il s'agisse, d'ailleurs, de dalles nervées ou non, le principe est toujours le même: Une pièce encastrée à un bout et libre à l'autre fatigue en sens inverse d'une poutre appuyée librement aux deux extrémités. La partie supérieure est étendue, la partie inférieure comprimée. L'armature doit être disposée en conséquence de ce renversement des efforts (voy. chap. I, nos 12-13).



Les exemples cités ci-après concernent les applications du système HENNEBIQUE aux encorbellements dans les bâtiments. En traitant des encorbellements dans les travaux publics (§ 5, n<sup>os</sup> 315-318), on aura l'occasion de décrire d'autres applications du même mode de construction.

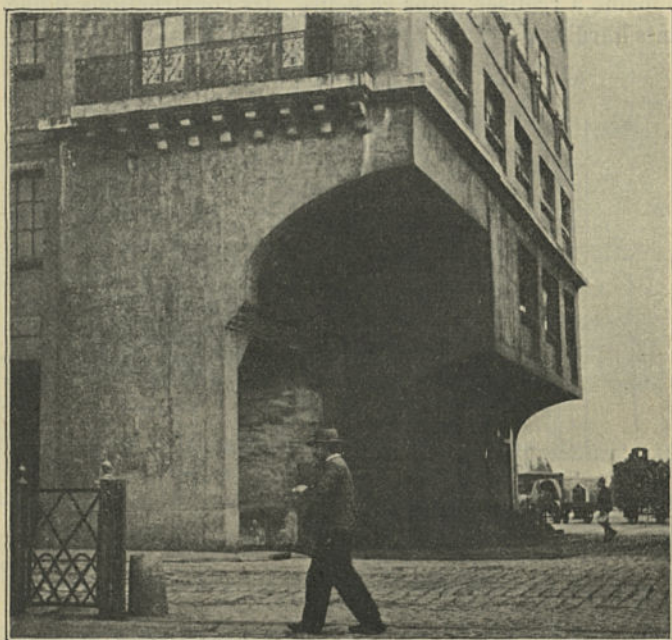


Fig. 291. — Grands Moulins de Nantes. Encorbellements.

**161. Système Hennebique.** — D'après l'indication de principe qui vient d'être donnée, les encorbellements du système HENNEBIQUE dérivent directement des planchers à poutres du même système (n<sup>os</sup> 95-96).

Les nervures formant consoles sont armées à la partie supérieure de barres de tension qui se prolongent dans les appuis pour constituer l'ancrage. Dans la partie inférieure des consoles, qui fatigue à la compression, il n'est pas nécessaire de placer des fers lorsque la portée ou la charge sont faibles. Mais des barres de compression (voy. chap. I, n<sup>o</sup> 36) deviennent vite nécessaires, parce que la section du béton est limitée en largeur à la largeur même de la console, ce qui n'a pas lieu pour les poutres de planchers, lesquelles sont assistées par le hourdis. Dans la plupart des consoles du système HENNEBIQUE, on place donc des

barres le long de l'arête inférieure et l'armature prend même le type symétrique, les barres hautes et basses ayant le même diamètre.

Les étriers sont disposés et distribués à l'exemple de ceux des poutres droites.

Le hourdis, qui porte de console à console, est armé par des barres

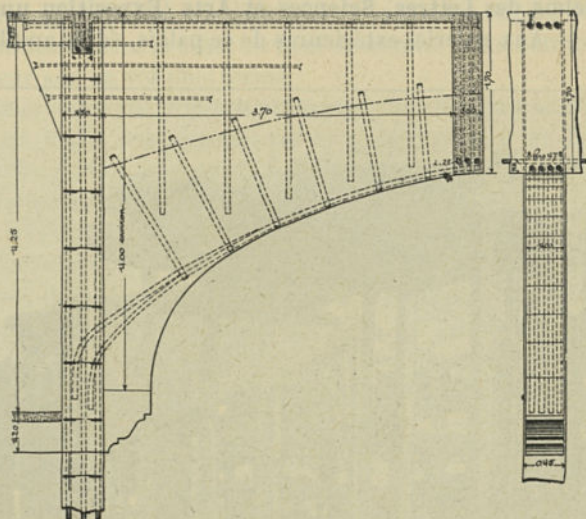


Fig. 292-293. — Grands Moulins de Nantes. Consols du 2<sup>e</sup> étage.

transversales disposées comme dans les planchers ordinaires. A cette armature, on ajoute quelquefois des tiges d'ancrage qui solidarissent le hourdis des porte-à-faux avec le mur d'appui.

**162. Grand Palais des Beaux-Arts à Paris.** — Les encorbellements dont il s'agit ont déjà été mentionnés plus haut (n<sup>o</sup> 100) et sont représentés par la figure 183, en coupe transversale. Ce sont des planchers de 3,10 m. de porte-à-faux soutenus par des consoles formant le prolongement des poutres des planchers attenants. Dans leur section d'encastrement, ces consoles, espacées de 3,24 m., n'ont qu'une hauteur de 0,50 m. seulement, soit à peine  $\frac{1}{6}$ <sup>e</sup> de la portée.

Ces encorbellements, calculés pour la même surcharge que les planchers, ont été payés 25,60 fr. le mètre carré.

**163. Grands Moulins de Nantes.** — Une des façades de ce bâtiment (voy. n<sup>o</sup> 122) est en porte-à-faux de 2,55 m. à partir du premier étage et dans un angle, l'encorbellement, remonté jusqu'au deuxième étage est porté à 4 mètres (fig. 291). Les consoles de 2,55 m. de portée sont espa-



cées de 4,27 m. Celles de 4 mètres de portée, dont les figures 292-293 donnent le détail, sont distantes de 6,22 m. Ces consoles sont reliées à leurs extrémités par des poutres maitresses qui portent à leur tour des poutres secondaires normales à la façade.

164. Palais des Lettres, Sciences et Arts (Exposition universelle de 1900). — Aux galeries extérieures de ce palais, édifié au Champ-de-

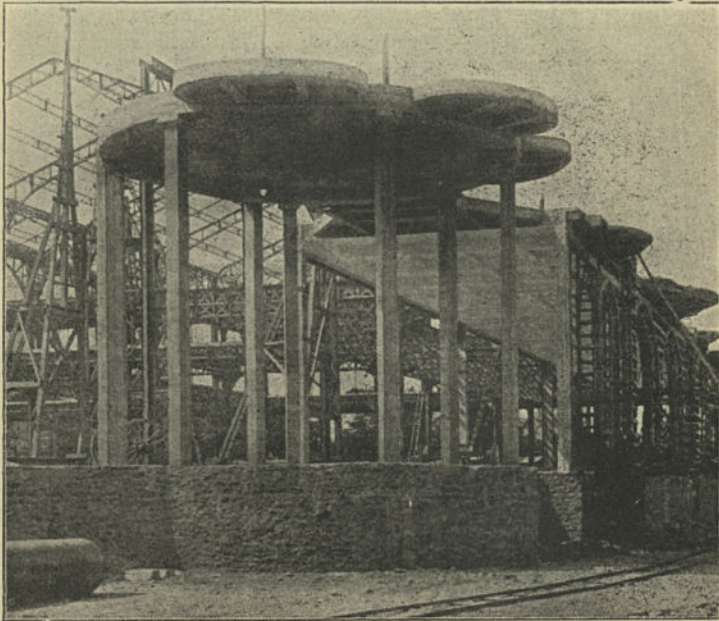


Fig. 294. — Palais des Lettres, Sciences et Arts (Exposition universelle de 1900).

Mars, M. HENNEBIQUE a exécuté les poteaux et les planchers en béton armé. Ceux-ci se prolongeaient en porte-à-faux de 3 mètres environ sur la façade. La figure 294 représente la structure réelle de l'édifice. Elle a été dissimulée dans une façade en staff et les balcons ont été ornés de cariatides qui paraissaient soutenir les saillies alors qu'elles y étaient suspendues.

#### 6° FONDATIONS

165. Classification. — La fondation d'un bâtiment est, sans conteste, l'une des parties où le béton armé présente le plus de qualités

et rend les plus grands services. Le nouveau mode de construction a reçu dans ce genre de travaux de nombreuses et importantes applications.

Lorsque l'on doit établir un édifice sur un terrain de mauvaise nature, on a généralement à choisir entre deux solutions : ou bien reposer la construction directement sur le terrain supérieur en élargissant suffisamment la base, ou bien descendre la fondation à grande profondeur sur un sol plus ferme.

Dans le premier cas (*fondation directe*), on construit sous les piliers et sous les murs, des semelles ou un radier général en béton armé d'une surface en rapport avec la charge à porter et la résistance présumée du terrain.

Dans le second cas (*fondation indirecte*), le béton armé trouve emploi sous deux formes : ou bien, après avoir établi, par les procédés ordinaires, des supports tels que : puits en maçonnerie ou pieux en charpente, on utilise le béton armé pour les relier par des *poutres*, *arcs* ou *plateforme* qui reçoivent la construction supérieure ; ou bien es *puits* ou les *pilots* sont eux-mêmes en béton armé.

#### A. — Fondations directes.

**166. Principes de construction.** — Les *semelles* ou *plaques* de fondation sous piliers et murs ne sont autre chose que des dalles et on les construit comme telles. Il y a toutefois des différences à noter dans l'état de sollicitation : Les semelles reçoivent la charge supérieure en leur point milieu ; elles prennent appui sur le sol qui exerce des réactions continues supposées uniformément réparties. Renversant l'état de sollicitation, on peut donc considérer chaque moitié de la pièce comme encastrée à un bout et sollicitée de bas en haut par une charge uniforme. Sur toute la largeur de l'empatement, la partie inférieure est donc étendue, la partie supérieure comprimée. Il faut un réseau métallique dans la zone inférieure. Il peut ne pas être nécessaire d'en mettre dans la partie supérieure.

Lorsqu'une semelle de fondation de mur est continue sous une porte, elle doit, sur la largeur de celle-ci, présenter une résistance à la flexion dans le sens longitudinal du mur. Mais l'état de sollicitation est encore inverse de celui que l'on considère habituellement, puisque les réactions du sol, qui sont assimilées à la surcharge, agissent de bas en haut. La semelle doit donc, au droit des portes, présenter l'aspect d'un linteau retourné sens dessus dessous.

Même dans la partie pleine des murs, il est utile que les semelles





de fondation présentent une certaine résistance à la flexion dans le sens longitudinal, en vue de prévenir les cassures que pourraient amener des inégalités dans la répartition des charges supérieures ou dans la résistance du terrain.

Les *radiers généraux* fonctionnent dans les mêmes conditions que les semelles. Les murs qui les chargent peuvent être considérés comme des appuis. Dans chacune des surfaces libres entre murs, le radier reproduit donc identiquement les dispositions d'un plancher supposé retourné pour recevoir les réactions du sol. En dehors des murs extérieurs, le radier est un encorbellement renversé.

Il résulte de ce qui précède que tous les systèmes de planchers sont, en principe, applicables aux fondations. Mais la pratique réclame d'eux des résistances que tous ne sont pas en mesure d'offrir : un terrain de fondation de mauvaise nature peut généralement supporter au moins une charge de 0,5 à 1 kilogramme par centimètre carré, soit 5 000 à 10 000 kilogrammes par mètre carré. Telle est donc la surcharge minima qui sollicite les semelles ou les radiers de fondation. Elle est notablement plus forte que dans les planchers ordinaires.

**167. Système Monier.** — Les plaques MONIER sont fréquemment employées comme *semelles* de fondation sous *murs*.

Les barres de résistance sont normales à la direction du mur. Leur section et l'épaisseur de la dalle peuvent se calculer en fonction de la charge et de l'empatement, par les formules dont il a été question à propos des planchers (n° 63) et dont on reparlera plus loin (chap. iv, n° 537). Les barres de répartition sont parallèles à l'alignement. En les déterminant, on a égard à la résistance à la flexion à obtenir dans le sens longitudinal du mur. Pour assurer la continuité de la fondation, on fait recroiser les barres longitudinales à leurs extrémités et on les relie ensemble à l'aide d'une ligature en fil de fer.

Le réseau est placé à la partie inférieure de la dalle, aussi bas que possible, mais il faut avoir soin de prévoir par dessous une épaisseur de béton suffisante pour préserver le métal du contact des terres et des eaux, en tenant compte du délavage possible du ciment pendant la pose.

Ainsi qu'il est facile de s'en rendre compte par le calcul, les dimensions des semelles sont assez limitées si l'on s'en tient au système MONIER proprement dit qui ne comporte aucune liaison verticale destinée à combattre les glissements (voy. chap. I, n° 14), à moins d'accepter une sécurité moindre que celle que l'on exige pour les planchers.

Lorsque la section de l'armature devient telle que les barres sont trop fortes ou trop rapprochées, on l'a quelquefois dédoublée en deux réseaux placés à quelque distance l'un au-dessus de l'autre. Mais ce mode de construction ne dispense pas de prévoir des attaches verticales si l'on veut assurer la solidarité de la dalle hétérogène.

Un moyen d'esquiver la difficulté est de donner à la semelle, si les circonstances le permettent, une épaisseur suffisamment forte pour que l'armature ne supporte que des efforts de traction et de glissement ne nécessitant pas de disposition spéciale. Le béton étant alors moins sollicité, son dosage en ciment peut être réduit.

Les *semelles* de fondation de *colonnes* sont semblables aux semelles sous murs, sauf que, dans les deux sens, les barres du réseau sont des tiges de résistance. Elle sont de même force si la base est carrée.

Le système MONIER est également appliqué à la construction de *radiers généraux*. Le réseau métallique doit alors être placé près de la face supérieure de la dalle. Comme le radier est continu et doit présenter la résistance voulue à l'encastrement sous les murs, il est utile de prévoir également une armature inférieure. Celle-ci est de force moindre que l'autre.

La portée admissible entre murs est très restreinte, à moins que l'on ne relie les deux réseaux au moyen de ligatures (voy. chap. I, n° 49).

Sous les baies de *portes*, les radiers et semelles doivent être renforcés en vue de la flexion produite dans le sens de la longueur du mur. Les barres de résistance principales sont posées près de la face supérieure du béton. Sur la largeur de la porte, le radier ou la semelle doit être calculé comme une poutre.

**168. Métal déployé.** — De même que dans toutes les autres applications des dalles en béton armé, le *métal déployé* est utilisé dans les fondations en lieu et place de l'armature du type MONIER avec les mêmes dispositions. Il se prête spécialement à l'établissement des *semelles* de murs ou piliers.

L'épaisseur de la dalle et le numéro du métal à employer peuvent se déterminer par les mêmes règles que pour les hourdis de planchers (voy. n° 69 et chap. IV, n° 538).

La limitation du poids et de la dimension des feuilles de métal restreint l'empatement et la charge admissibles, plus encore que dans le système MONIER. On est donc souvent conduit à former l'armature de deux feuilles superposées et à augmenter l'épaisseur du béton au delà de ce que l'on admet dans les planchers.



**169. Fondations armées de poutrelles ou de rails.** — Un procédé fort simple, mais n'appartenant que d'assez loin à la construction en béton armé proprement dite, consiste à appliquer à la dalle de fondation le type d'armature défini au chapitre I<sup>er</sup> sous le n° 24, fig. 34.

Ce système est d'un usage courant depuis vingt ans aux États-Unis et spécialement à Chicago pour la fondation de hauts bâtiments sur terrain vaseux.

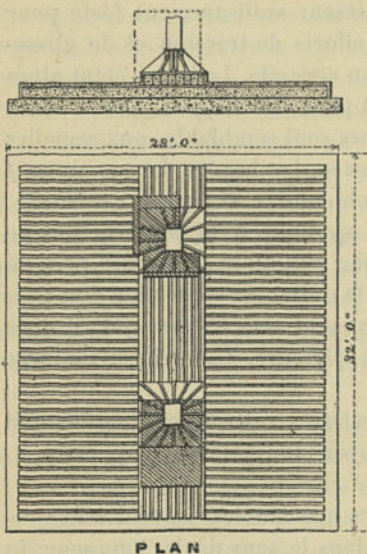


Fig. 295-296. — Temple maçonnique à Chicago. Fondation de deux colonnes.

ce genre de fondation. Elles concernent deux colonnes de la façade d'un *Temple maçonnique* à Chicago. Le béton a été dosé à raison de 1 ciment, 2 sable, 3 pierraille. Celle-ci était à l'anneau de 6,5 cm., sauf pour le remplissage entre poutrelles où l'on a utilisé de la pierraille de granit de 1 1/4 cm. de dimension.

Ce système de fondation armée est également appliqué en Europe par de nombreux architectes qui y trouvent l'avantage d'une grande simplicité de conception et d'exécution. On construit ainsi notamment des radiers généraux sur toute la surface du bâtiment à élever. On établit une première couche de béton de 0,20 m. à 0,30 m. d'épaisseur ou davantage, puis des rangées de poutrelles de petite section ou de rails se croisant successivement et noyées chacune dans une couche de béton. En disposant les armatures, on ne se préoccupe d'ailleurs aucunement de l'emplacement des murs et des portes, ce qui montre

Pour fonder une colonne, on pose une première couche de béton de 0,30 m. à 0,40 m. d'épaisseur sur la surface voulue. Là-dessus, on établit en retraite de 0,30 m. à 0,60 m. une rangée de poutrelles ou de rails parallèles que l'on enveloppe dans une couche de béton. Vient ensuite une deuxième série de poutrelles ou de rails posés à angle droit sur la première, puis une troisième à nouveau croisée, etc. dont les longueurs vont en diminuant jusqu'à la base du pilier. Ces diverses couches sont successivement noyées dans du béton.

Le même système est employé pour fonder les murs des bâtiments à ossature métallique. Les figures 295-296 représentent un type de

l'empirisme de ce système, lequel ne peut être économique que lorsque l'on met en service de vieux fers hors d'usage.

En Allemagne, ce système est employé couramment à Hambourg, à Hanovre et à Trèves. En Belgique, différentes applications ont été faites, notamment à la *Gendarmerie de Seraing*; mais généralement on se contente de noyer dans le radier général en béton un châssis de poutrelles placées sous les murs et assemblées entre elles.

On remarquera que tous ces systèmes comportent une première couche de béton non armé. Elle ne se justifie pas théoriquement, puisque l'on a intérêt, au point de vue de la résistance, à rapprocher l'armature autant que possible de la surface inférieure (voy. nos 166 et 167). Mais elle est indispensable, surtout dans les terrains de nature vaseuse, pour offrir une assiette de pose à la première couche de poutrelles et préserver celle-ci du contact des eaux et des terres. Il convient cependant de ne pas en exagérer l'épaisseur.

**170. Système Hennebique. Semelles sous piliers ou murs.** — Une plaque de fondation de *pilier*, système HENNEBIQUE, est construite comme dans le système MONIER (n° 167), sauf que l'armature est munie d'étriers. Le réseau métallique est constitué comme celui d'une dalle de plancher (n° 92) ne comportant que des barres droites.

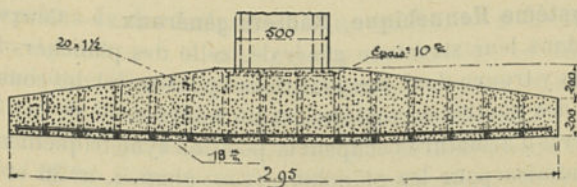


Fig. 297. — Filature de MM. Barrois à Lille. Fondation d'un pilier.

L'exemple ci-dessus (fig. 297), emprunté à la *filature de MM. Barrois, à Lille* (voy. n° 98), se rapporte à un poteau chargé d'un poids de 130 tonnes. La semelle, de forme carrée en plan, réduit la pression sur le sol à 1,5 kg. par centimètre carré.

Dans certains cas, on ne peut obtenir une résistance suffisante à l'aide d'un seul réseau. On en place alors plusieurs superposés, mais, contrairement à ce qui se fait dans le système MONIER, M. HENNEBIQUE remplace alors les fers ronds par des fers plats. Ceux-ci sont (fig. 298), comme dans les fondations armées de poutrelles, croisés en plusieurs couches superposées sur toute l'épaisseur de la semelle avec des longueurs décroissantes du bas vers le haut.



Les fers plats sont, dans chaque couche, disposés parallèlement à des distances égales à leur largeur. Les couches successives sont écartées de 20 à 30 millimètres. Ce système ne comporte pas l'emploi d'étriers.

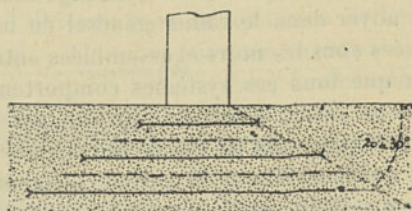


Fig. 298.

Les semelles *sous murs* ne diffèrent pas, en section transversale, des semelles sous piliers ; mais les barres parallèles à la direction du mur sont de force moindre ou disparaissent, à moins que l'on ne craigne des flexions dans le sens longitudinal. Dans ce dernier cas, la semelle peut offrir l'aspect d'une poutre munie de son hourdis et, si l'avancée est forte, on peut renforcer la plaque par des nervures qui sont profilées et armées comme des consoles renversées.

**171. Système Hennebique. Radiers généraux.** — Ceux-ci reproduisent, dans leur structure générale, celle des planchers à poutres (n° 95). On y trouve donc des maitresses poutres (et des consoles contretorts), des poutres secondaires et un hourdis.

Les barres d'armature occupent la position symétriquement inverse de celle admise pour les planchers (voy. chap. I, n° 36 et chap. II, n° 96). Rationnellement, les poutres devraient être profilées par-dessus le hourdis. C'est ce que l'on fait quelquefois ; mais, généralement, dans les bâtiments, on préfère placer les nervures par-dessous. Cette dernière disposition offre en effet deux avantages sérieux : Le hourdis du radier peut être utilisé directement comme plancher des caves ; les poutres peuvent se confectionner sans coffrages. Il n'en est pas moins vrai que les poutres et leurs armatures doivent, à sécurité égale, être plus fortes, puisque le hourdis ne peut plus être considéré comme semelle (voy. chap. I, n°s 27-28).

**172. Bâtiment de machines élévatoires des eaux à Seraing.** — Ce bâtiment, construit en 1899-1900, renferme l'installation à vapeur nécessaire pour relever sur les hauteurs de Seraing (Liège) les eaux

alimentaires de deux quartiers de cette commune. L'édifice, qui ne comprend qu'un sous-sol et un rez-de-chaussée, est construit complètement en béton armé, système HENNEBIQUE<sup>1</sup>. Il est fondé sur radier général. Celui-ci reporte sur le terrain une pression de 0,4 kg. par centimètre carré.

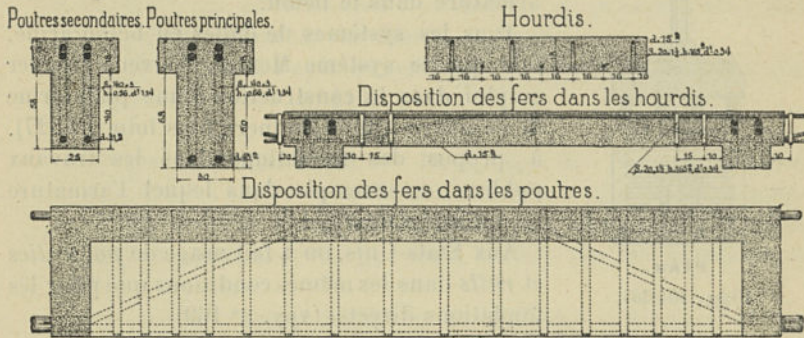


Fig. 299-303. — Bâtiment de machines à Seraing, Radier général.

Les figures 299-303 donnent les détails de ce radier. On remarquera que les poutres sont armées de barres en compression comme en traction.

**173. Reprises de fondations en sous-œuvre.** — Il n'est pas sans intérêt de signaler que la construction de semelles en béton armé offre une solution élégante et pratique pour la reprise en sous-œuvre de fondations de bâtiments à empatements insuffisants.

Un travail de ce genre a été exécuté par M. HENNEBIQUE en 1896, à la *tour de l'église Notre-Dame de Brebières à Albert (Somme)*. Cette tour qui devait, après achèvement, charger le sol de 8 kilogrammes par centimètre carré, vint à s'enfoncer pendant la construction. Après avoir arrêté la descente, on établit une semelle en béton armé d'une étendue suffisante pour ramener la pression à 2 kilogrammes par centimètre carré. Cette semelle, encastrée dans les maçonneries de fondation des quatre piliers de la tour, présentait des saillies allant jusqu'à 6,50 m. sur le nu des maçonneries à supporter.

#### B. — Fondations indirectes.

**174. Plateformes en béton armé sur pieux en bois.** — Lorsqu'une construction est fondée sur pieux, ceux-ci portent d'ordinaire la

<sup>1</sup> Escaliers, voy. n° 486.



maçonnerie par l'intermédiaire d'un grillage et d'un plancher en charpente. On constitue aussi cette plateforme d'un massif de béton englobant la tête des pieux. Ce massif doit présenter une assez forte épaisseur pour offrir la résistance voulue à la flexion. On peut réduire cette épaisseur en incorporant une armature dans le béton.

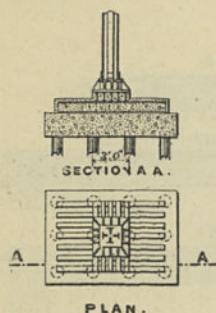


Fig. 304-305.

Les figures 304-305, relatives à une construction édifiée à Chicago, montrent l'application de ce système à la fondation d'une colonne. L'exemple fig. 306-308, qui concerne un autre bâtiment de la même

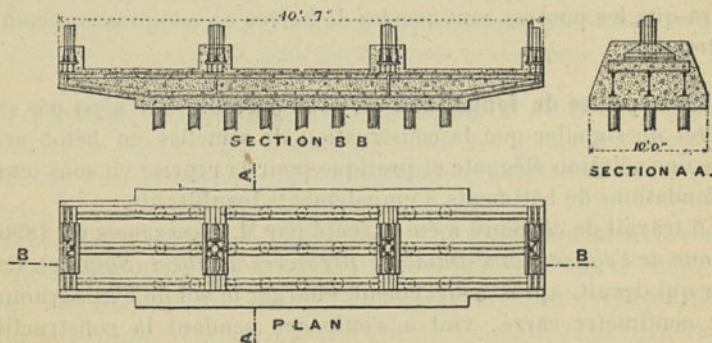


Fig. 306-308.

ville, indique que le procédé se prête à l'établissement de porte-à-faux sur la base de fondation.

Dans ces deux exemples, la résistance du terrain est utilisée pour porter une partie de la charge en même temps que les pieux. Ceux-ci sont, en quelque sorte, des pieux de compression aussi bien que de support.

**175. Poutres en béton armé sur piliers en maçonnerie.** — Lorsque les pieux en bois font place à des piliers en maçonnerie, l'es-

pacement plus grand donné aux supports conduit à employer des voûtes, ou, lorsque la hauteur fait défaut, des poutres métalliques. Celles-ci sont remplacées avantageusement par des poutres en béton armé.

Des applications de ce genre ont été faites, dans le système HENNEBIQUE, notamment au bâtiment des *écuries et manutentions des magasins du Bon Marché, rue Duroc, à Paris*.

Les poutres dont il s'agit se construisent comme les linteaux des murs en élévation (voy. n° 144).

**176. Puits en béton armé.** — Le fonçage des puits en mauvais terrain se fait à l'abri d'un revêtement. Celui-ci, au lieu d'être construit en maçonnerie, peut être établi en béton armé, ce qui permet de réduire son épaisseur et, par suite, le cube des terrassements, à égalité de vide utile.

Le creusement s'effectue d'après les méthodes ordinaires. Si l'on provoque la descente du revêtement au fur à mesure que l'on déblaise à l'intérieur, on peut le préparer à l'avance en tronçons que l'on ajoute successivement à la partie supérieure. Ces anneaux, de forme cylindrique, sont entièrement semblables à des tuyaux (voy. § 8, n° 336).

Un exemple de cette disposition sera décrit à propos des fondations d'ouvrages d'art (§ 7, n° 329).

Un autre système, dont il est question ci-après, consiste à construire le revêtement sur place en travaillant en sous-œuvre.

**177. Système Simons.** — Ce procédé de fonçage, dû à l'ingénieur PAUL SIMONS, de Berne, a été appliqué d'abord à des puits en maçonnerie, pour les fondations du *pont du Kornhaus* dans cette ville. La seconde application, faite au *théâtre municipal de Berne*, concerne des puits en béton armé.

Les piliers de support de cet édifice devaient être descendus au travers d'une forte couche de remblai, pour prendre appui sur le terrain vierge. Ces piliers, de forme rectangulaire, ont été construits comme suit : On commença par creuser le sol jusque 0,90 m. environ de profondeur; au fond de l'excavation, on posa un rouet en bois surmonté d'un cadre de madriers de  $30 \times 7$  centimètres mis de champ (fig. 309). Sur chaque côté du rectangle, on enfonça verticalement dans le sol, entre le coffrage et les parois de la fouille, deux fers de 35 centimètres de longueur courbés aux deux bouts (figg. 309-310). Puis on pilonna du béton dans cet intervalle sur une épaisseur de 15 à



20 centimètres. Ce béton était formé de gravier fin, de sable et de ciment; il était dosé à raison de 350 kilogrammes de ciment par mètre cube de béton. Dans le béton étaient noyés des fers de 12 millimètres, posés horizontalement du côté intérieur, mais courbés vers l'extérieur, aux angles (figg. 309-310). Ces fers étaient distants verticalement de 10 centimètres. En ajoutant successivement des cadres de ma-

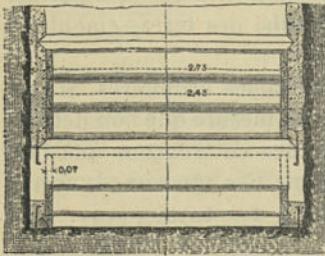


Fig. 309. — Coupe pendant le fonçage.

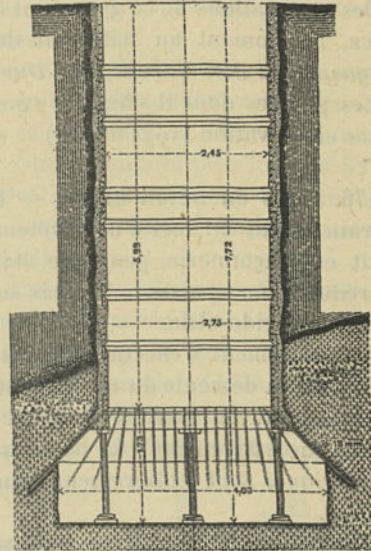


Fig. 311. — Coupe avant le bétonnage de la chambre de travail.

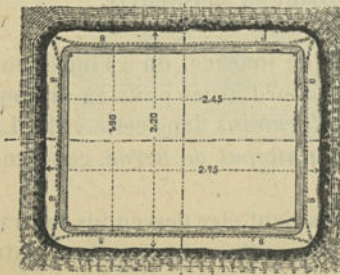


Fig. 310. — Plan.

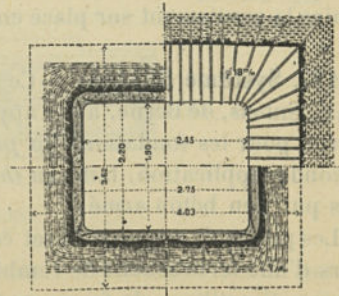


Fig. 312. — Plan.

Figg. 309-312. — Théâtre municipal de Berne. Puits de fondation.

driers posés de champ, on continua le revêtement en béton jusqu'à l'orifice du puits.

Lorsque le béton eut fait prisé, soit au bout de quatre jours, on continua le creusement et l'on enleva le rouet et le coffrage de la partie de revêtement déjà faite. L'excavation ayant été descendue



autant que le permettait la nature du terrain, on plaça à nouveau le rouet au fond du puits et un nouveau tronçon de revêtement fut construit comme le précédent, en dessous de celui-ci (fig. 309). La liaison entre les deux tronçons était assurée par les fers verticaux dont il a été question plus haut. Pour avoir dans le coffrage une ouverture assez grande pour le pilonnage du béton, on avait pris soin de donner au rouet une forme telle que le revêtement en béton présentât à la base un chanfrein de 7,5 cm. Un chanfrein semblable étant réalisé dans le tronçon inférieur, on pilonnait (à l'aide de fers courbés en crochet) au travers d'une ouverture de 15 centimètres.

Le terrain sur lequel les piliers devaient prendre pied ne pouvait porter qu'une charge de 2 à 3 kilogrammes par centimètre carré. On n'avait pas donné aux piliers sur toute leur hauteur une section en rapport avec cette faible résistance du sol. Lorsque, après avoir poursuivi le fonçage ainsi qu'il vient d'être dit, on atteignait le terrain de fondation, il fallait donc, par un élargissement de la section du puits, réaliser l'empiètement voulu. On commença par déterminer l'élargissement nécessaire en s'assurant de la nature du terrain à l'aide d'un trou de sondage. Cela étant fait, on enfonça sous le tronçon inférieur du revêtement des fers pointus inclinés à 45°, dont les extrémités devaient tomber à 0,30 m. ou 0,40 m. en dehors de l'empiètement prévu (figg. 311-312). Les têtes de ces fers furent appuyées dans une forte poutre en béton armé. Après durcissement du béton, on creusa la fouille dans les dimensions du puits, en soutenant la poutre par des étaçons (fig. 311). On procéda ensuite à l'élargissement de cette chambre jusqu'aux dimensions voulues.

Le vide des puits fut rempli de béton dosé à 150 kilogrammes de ciment par mètre cube.

Pour édifier les maçonneries, on relia les puits par des poutres en béton armé formant en même temps ancrages.

Les travaux ont été appliqués à 9 puits simples et 2 doubles. La section variait de 2 m.  $\times$  2 m. à 3,30 m.  $\times$  4,60 m., la profondeur de 6,50 m. à 10 m. La surface de base était de 2 à 3,5 fois la section du puits. Les puits doubles avaient chacun une cloison intermédiaire de 30 centimètres d'épaisseur en béton armé.

Ce procédé a permis de réaliser une économie, évaluée à 15 p. 100, sur le système ordinaire. Ce fait provient principalement de ce que le revêtement, étant composé d'une matière très résistante, forme après achèvement une partie utile du pilier pour supporter la charge de l'édifice. Ce système, dont les avantages sont très sérieux, au point de vue de la sécurité et de la facilité du fonçage, se recommande



spécialement lorsque l'on n'a pas une idée précise de la résistance du sol de fondation et que l'on veut se réserver la possibilité de déterminer en cours d'exécution la surface d'appui nécessaire.

**178. Pieux en béton armé.** — C'est dans les constructions HENNEBIQUE que l'on a donné le plus d'extension à l'application du béton armé sous cette forme. Au point de vue de la disposition

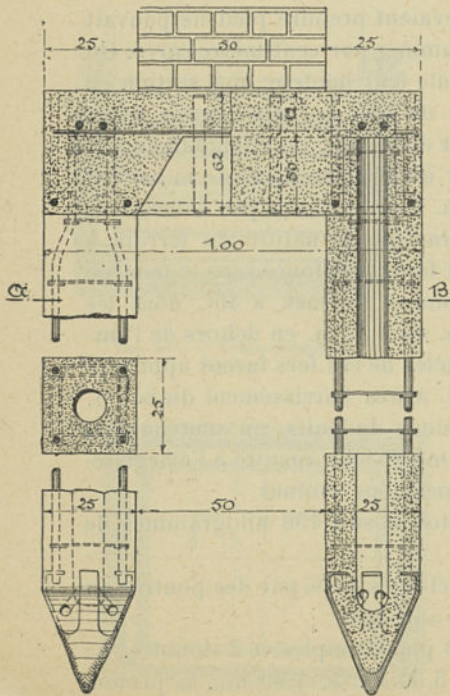


Fig. 313-314. — Coupe EF.

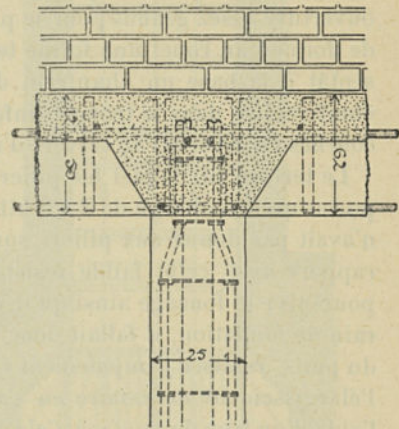


Fig. 315. — Coupe CD.

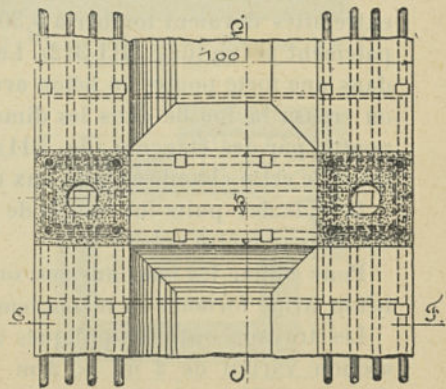


Fig. 316. — Plan-coupe AB.

Fig. 313-316. — Fondation d'un mur sur pieux.

générale, ce mode de fondation s'inspire entièrement de la construction en charpente.

En principe, les pieux en béton armé ne diffèrent pas des piliers<sup>1</sup>. L'armature est constituée de la même façon (voy. chap. I, n° 52 et

<sup>1</sup> Pour le moulage et le battage des pieux en béton armé, voy. ch. III, n° 448-449.

chap. II, n° 126-127). Toutefois, les entretoises en fers plats sont remplacées par des liens en fil de fer qui réunissent les barres deux à deux. On a signalé déjà (n° 126) la raison d'être de cette modification, qui permet aux pieux de résister dans de meilleures conditions aux efforts latéraux exercés par la poussée des terres.

Les figures 313-316 donnent comme type de fondation sur pieux, les dispositions relatives à un mur établi sur une double file de pieux de 12 mètres de fiche, espacés de 4 mètres dans le sens longitudinal et de 0,75 m. dans le sens transversal.

Dans l'exemple cité, on a réservé au centre des pieux une ouverture circulaire. Après le battage, on coule dans cette ouverture du ciment qui se diffuse sur le sol en forme de champignon, ce qui donne à la base du pieu une meilleure assiette. L'extrémité inférieure des pieux est garnie d'un sabot en fer.

Le mur porte sur le pilotis par l'intermédiaire d'un plancher en béton armé formé de poutres longitudinales et transversales et d'un hourdis. Les figures de détail montrent le mode de jonction des armatures des pièces entre elles réalisé en vue d'assurer une solidarité parfaite.

A *Southampton*, pour les fondations d'un *magasin de conservation de viandes*, on a battu des pieux en béton armé de 15 mètres de long et de 0,40 m.  $\times$  0,40 m. de section (voy. chap. III, n° 448).

On reviendra plus loin sur l'emploi des pieux en béton armé à propos de la construction des murs de quai (§ 4, n°s 304-306), des consolidations de rives (§ 4, n° 314) et des estacades (§ 6, n°s 320-321).

## 7° ESCALIERS

**179. Le béton armé dans la construction des escaliers.** — Si, dans la construction d'un bâtiment, on se préoccupe d'obtenir une sécurité parfaite en cas d'incendie, il importe que non seulement les planchers, mais également les escaliers qui les raccordent soient rendus incombustibles. Le béton armé se recommande donc particulièrement dans ce cas. Il offre également des qualités toutes spéciales de construction. Il se prête sans difficulté à la réalisation des formes les plus tourmentées, et permet, grâce à son mode de résistance, d'aborder les mêmes problèmes de stabilité que le bois ou le fer. On construit donc en béton armé des escaliers qui, sous l'aspect de constructions en pierre de taille, présentent un caractère étonnant de hardiesse.



Selon les systèmes, le béton armé s'applique à tout ou partie de la construction. Un escalier peut être assimilé à un plancher incliné. Il comprend donc un hourdis qui sert de support aux marches ou se confond avec elles et, lorsque les murs d'échiffre manquent, des poutres droites inclinées ou une voûte rampante. De même que l'on construit des planchers en encorbellement, on établit des escaliers suspendus dont les marches sont encastrées à un bout dans un mur d'appui et libres de l'autre côté. La description qui a été donnée plus haut des divers systèmes de planchers en béton armé indique à l'avance, par analogie, le mode d'application de chacun d'eux dans la construction des escaliers.

**180. Revêtement des marches.** — On considère généralement que le béton de ciment ne présente pas une résistance suffisante à l'usure pour constituer des marches d'escalier. Aussi, tout au moins dans les constructions définitives, préfère-t-on souvent n'utiliser le béton armé que dans la partie inférieure de l'escalier. Les marches se font alors en pierre naturelle; ou bien, si on les exécute en béton, on les garnit de bois, de marbre, ou de tout autre revêtement usuel.

Lorsque le béton est laissé à nu, il importe de prendre des précautions spéciales contre l'usure. Les arêtes des marches sont arrondies et, si l'escalier doit servir au passage de lourdes charges, on les garnit d'une bande de fer. La surface extérieure est faite d'un mortier riche dosé à 1 : 1 ou 1 : 2, dans la confection duquel on utilise du sable à grains moyens ou fins ou de la pierraille broyée en graille. On peut traiter la surface par la fluatation et la travailler, ainsi qu'on le fait des enduits de façades (voy. n° 146), pour imiter la pierre du taille.

**181. Système Monier.** — De même que dans les planchers du même système, le béton armé peut n'être appliqué qu'à la construction du hourdis. Celui-ci, qui peut être une dalle plate semblable à une dalle de plancher (voy. nos 62-63) ou une voussette de même genre (n° 80), prend appui sur les murs d'échiffre ou sur des poutrelles ou fers U qui forment limons (fig. 317).

Au lieu d'un hourdis sur poutrelles, on peut employer une voûte (fig. 318) qui prend appui sur le sol, les murs et les poutres de support des paliers. Chacune soutient généralement une volée et un palier. Si la portée est trop grande, on place des poutres transversales intermédiaires. Les marches sont faites de béton garni d'un revêtement. Les voûtes de ce genre sont disymétriques. On les trace de telle sorte

qu'elles épousent le mieux possible la ligne de montée. On peut cependant être conduit à des remplissages assez lourds à certains endroits. On évite cet inconvénient en formant les marches elles-mêmes en béton armé. Les contre-marches sont de petites cloisons verticales descendant jusque sur la voûte, elles font corps avec des dalles retournées d'équerre pour former la partie horizontale des marches. Ce système permet d'établir des escaliers d'un aspect très léger et fort élégant.

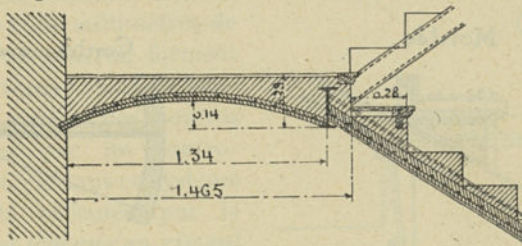


Fig. 317.

Le type d'escalier de la figure 317 peut également être rendu plus léger en construisant les marches en béton armé. Le hourdis est alors supprimé, et les marches reposent simplement sur les murs ou pou-

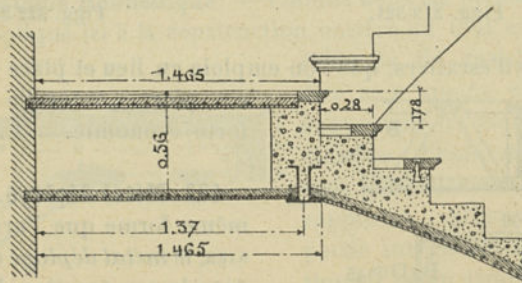


Fig. 318.

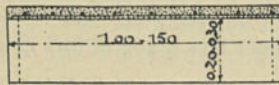
trelles d'appui. Lorsque l'escalier est de forme régulière, les marches se construisent à l'avance. Chacune de ces pièces (figg. 319-321) comporte une marche et une contre-marche, celle-ci formant nervure.

Ce système s'emploie pour tous genres d'escalier. Les figures 322-323 représentent un type de marche en béton armé pour escalier à vis à noyau plein. On construit également d'après ce procédé des escaliers suspendus formés de marches en béton armé encastées à un bout dans le mur de support. Le porte-à-faux peut atteindre 1,50 m. avec un

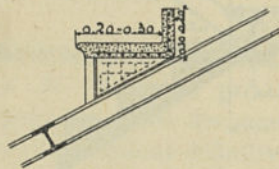


encastrement de 0,25 m. Dans ce cas, l'armature, au lieu d'être placée près de la face inférieure comme dans les escaliers à repos (figg. 319-321), doit être située vers la face supérieure.

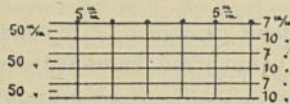
Marche.



Montée.

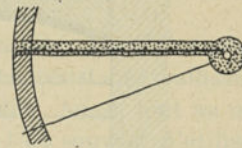


Réseau.

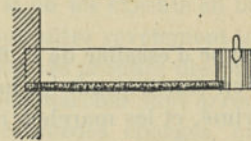


Figg. 319-321.

Contremarche.

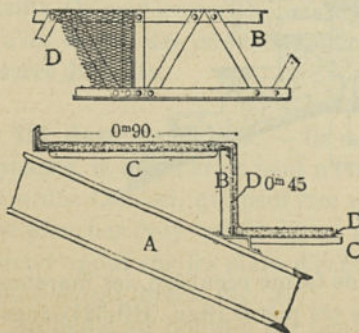


Marche.



Figg. 322-323.

ces marches d'escaliers, que l'on emploie en lieu et place de marches en pierre naturelle avec une forte économie.



Figg. 324-325. — Royal York Palace of Varieties, Southampton. Gradins circulaires.

A, poutres radiales; B, poutres courbes en treillis; C, barres espacées de 0,30 m.; D, métal déployé.

**182. Métal déployé.** — Sous la même forme que l'armature MONIER, le métal déployé est employé dans la construction des marches ou hourdis d'escalier.

Différentes applications en ont été faites, en dehors des escaliers proprement dits, à la construction de gradins d'amphithéâtres, cirques, théâtres, etc. Les figures 324-325 donnent, à titre d'exemple, le détail des gradins circulaires du *Royal York Palace of Varieties* construit à *Southampton* en 1898. La charpente de ces





réaliser une bonne liaison de l'escalier avec les planchers des étages.

Les marches sont en béton moulé sans armatures ou en pierre de taille.

Parmi les *escaliers suspendus*, on réalise encore diverses combinaisons du même genre. Les figures ci-dessous en représentent deux empruntées au même bâtiment.

Dans le premier exemple (fig. 329), le hourdis qui porte les marches est

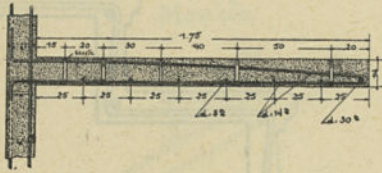


Fig. 329.

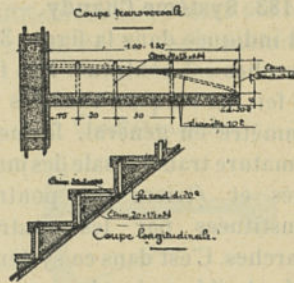


Fig. 330-331.

armé comme un encorbellement. En outre, une forte barre, qui suit le bord du hourdis, aide à la résistance et joue en quelque sorte le rôle de limon de support dans l'escalier à repos. Elle est engagée de 2,50 m. dans le hourdis des paliers. Le hourdis de l'escalier est encore armé dans le sens de la montée par des barres de répartition. Dans ce type d'escalier, les marches sont indépendantes du hourdis.

Un autre mode de construction (figg. 330-331) utilise les marches pour la stabilité, ce qui permet de rendre l'escalier plus léger.

**185. Petit Palais des Beaux-Arts à Paris<sup>1</sup>.** — Les rotondes de 12,40 m. de diamètre situées aux angles de la façade postérieure de cet édifice (voy. n° 99) contiennent deux escaliers, exécutés en béton armé système HENNEBIQUE, qui méritent une mention spéciale à cause de leur très grande hardiesse.

La figure 332 représente l'un de ces escaliers avant la pose des marches. D'une seule volée, en forme de vis à jour, cet escalier qui se développe sur une demi-circonférence, rachète une différence de niveau de 5 mètres sans d'autres supports que le sol sur lequel il est posé et le palier auquel il est suspendu.

La constitution de cet escalier est entièrement analogue à celle du type des figures 327-328 ci-dessus. Le hourdis incliné, d'une largeur de 1,90 m. et d'une épaisseur de 0,10 m., est porté par deux limons tour-

<sup>1</sup> Planchers, voy. nos 99, 119 et 123.

nants. Ces limons, des poutres de 0,16 m. de largeur et 0,50 m. de hauteur, sont armés chacun de 3 couples de barres de 30 millimètres dont une suit le bord supérieur, une autre le bord inférieur et la troisième est infléchie comme une barre courbe de poutre ordinaire. A la base, le hourdis et les deux limons prennent pied sur le sol par des

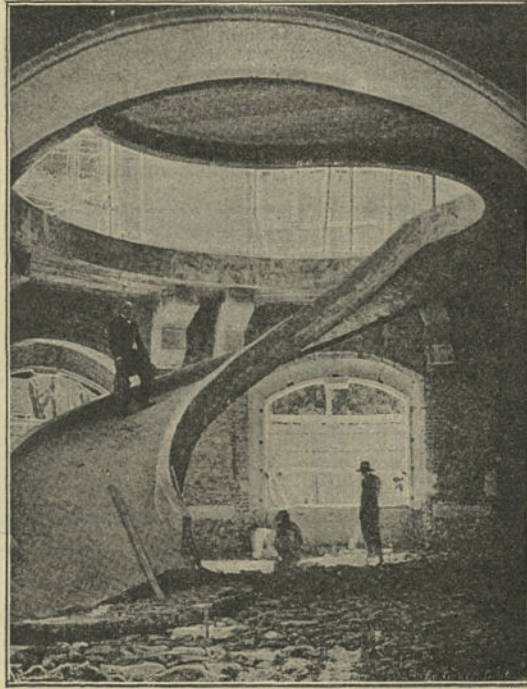


Fig. 332. — Petit Palais des Beaux-Arts à Paris. Escalier d'une rotonde d'angle.

empatements. A la partie supérieure, l'escalier aboutit à une galerie circulaire en encorbellement dont la saillie est de 2 mètres sur la moitié du développement de la rotonde, et de 4 mètres sur l'autre moitié. La partie de cette galerie qui présente une surlargeur de 2 mètres forme le palier de l'escalier qui lui est suspendu et est constitué par son prolongement horizontal.

Les marches et les limons de l'escalier sont revêtus de lames de marbre.

186. Bâtiment de machines élévatoires des eaux à Seraing. — Au



lieu de confectionner un hourdis incliné qui fait corps avec les limons, on établit quelquefois ceux-ci isolément, puis on pose après coup des marches prenant appui directement sur ces limons. Ces marches peuvent être faites en béton armé, chacune d'elles étant moulée séparément et à l'avance.

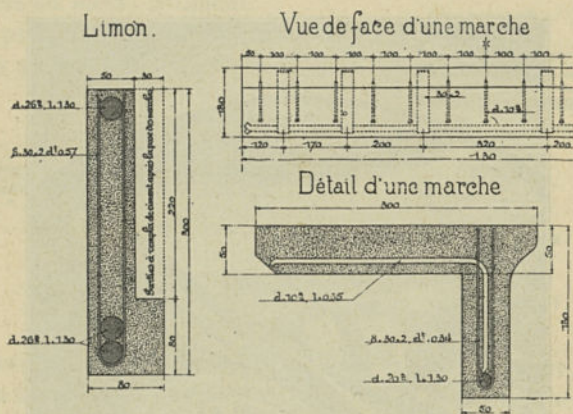


Fig. 333-335. — Bâtiment de machines à Seraing. Escalier.

Ce mode de construction a été employé dans les escaliers du bâtiment construit pour le *service des eaux de la commune de Seraing* (voy. n° 172). Les figures 333-335 donnent le détail des limons et des marches. Les volées, qui sont droites, ont respectivement 8, 16 et 20 hauteurs de marches. Elles sont comprises entre deux limons ou entre un limon et un mur. Les limons sont armés de 3 barres, dont 2 droites et une courbe.

**187. Système Matrai ou fer-béton.** — On a vu, à propos des planchers (n° 114), que le principe de ce système est l'emploi d'armatures courbes en forme de câbles combinées avec des fers droits profilés. Les escaliers MATRAI sont construits d'après le même principe ; ils se caractérisent en outre par leur forme générale : Les marches, au lieu d'être soutenues par des poutres ou des voûtes, sont suspendues à des cloisons formant garde-corps.

Les figures 336-338 représentent, comme type, l'un des escaliers de l'établissement dénommé le « *Grand Globe Céleste* » et construit à Paris (avenue de Suffren) à l'occasion de l'Exposition universelle de 1900.

Les cloisons porteuses, de 0,06 m. d'épaisseur, sont armées de câbles

suspendus en chainettes. Ces câbles, composés d'un nombre de fils en rapport avec la portée de la cloison, passent dans des encoches pratiquées dans les piliers qui les supportent ou sont accrochés aux poutres du plancher haut.

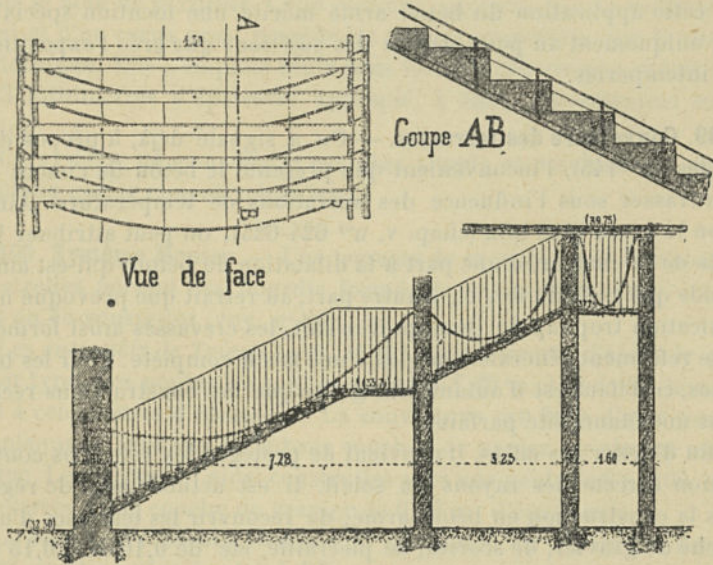


Fig. 336-338. — Grand Globe Céleste. Escaliers.

A la partie inférieure de ces cloisons, c'est-à-dire aux extrémités des marches, court un petit fer cornière. Ce fer est rattaché au câble par des fils verticaux de suspension que l'on prolonge jusqu'à la main courante de la rampe. A cette cornière sont suspendus de petits câbles (formés de 2 fils de 5 millimètres) à raison d'un par marche, dessinant une courbe dans la partie la plus épaisse de celle-ci. Le tout est englobé dans un monolithe de béton qui dessine la forme extérieure de l'escalier. Des cornières sont scellées sur le nez de chaque marche pour éviter l'usure.

Les paliers sont constitués de la même façon.

#### 8° TERRASSES

**188. Remarque générale.** — La terrasse est le mode de couverture par excellence des bâtiments en béton armé. Il est le plus simple de conception et le plus facile d'exécution.



Une terrasse n'est autre chose qu'un plancher. Le système de construction est identiquement le même. Il ne sera donc pas nécessaire de revenir à ce propos sur chacun des systèmes de planchers déjà décrits. Tous, ou peu s'en faut, ont été employés en terrasse.

Si cette application du béton armé mérite une mention spéciale, c'est uniquement au point de vue des sujétions que crée l'exposition aux intempéries.

**189. Couverture des terrasses.** — On a signalé déjà, à propos des façades (n° 145), l'inconvénient que présente le béton de ciment de se crevasser sous l'influence des variations de température. Ainsi qu'on le verra plus loin (chap. v, nos 624-625), on peut attribuer les effets de la chaleur, d'une part à la dilatation du béton, qui est aussi grande que celle du fer, et, d'autre part, au retrait que provoque une dessiccation trop rapide. Quoi qu'il en soit, les crevasses ainsi formées ne se referment généralement pas d'une façon complète. Pour les terrasses, ce défaut est d'autant plus grave que ces constructions réclament une étanchéité parfaite.

Afin d'éviter ces effets, il convient de protéger les terrasses contre l'action directe des rayons du soleil. Il est actuellement de règle, dans la construction en béton armé, de recouvrir les terrasses d'une couche de gravier, de scories, de pierraille, etc. de 0,10 m. à 0,15 m. d'épaisseur et d'y entretenir même un certain degré d'humidité. Le résultat obtenu est également favorable au maintien d'une température plus fraîche dans les habitations. Aussi, dans certains cas, recouvre-t-on même la terrasse d'une couche d'eau permanente.

Généralement on étend d'abord une couche de sable de 0,05 m. à 0,06 m. d'épaisseur, puis du gravier sur 0,07 m. à 0,08 m. Quelquefois, sur le gravier, on étend une couche de terre sur laquelle on peut établir un véritable jardin.

Lorsque la terrasse doit servir à la circulation, on peut remplacer le gravier par un carrelage.

Quel que soit le recouvrement employé, il faut assurer l'étanchéité de la terrasse par un enduit posé directement sur le béton.

On peut employer l'asphalte, mais cette matière manque d'élasticité.

Aujourd'hui le produit le plus répandu pour cet usage est le *ciment volcanique*. Ce système de couverture, originaire d'Allemagne, où il est, comme on sait, appliqué depuis longtemps sous le nom de ciment de bois (*Holzement*) ou *ciment HÆUSLER*, emploie une matière imperméable, élastique et collante que l'on pose en plusieurs couches sur



des feuilles de papier. La couverture est isolée du béton par une mince couche de sable.

Les concessionnaires du système HENNEBIQUE donnent actuellement la préférence à un produit spécial de provenance française connu sous le nom de *pixoline*. Cette matière, obtenue par le mélange de brai et d'un corps gras, possède les mêmes propriétés que le ciment volcanique. Elle s'emploie seule sous forme d'un simple enduit de 2 à 3 millimètres d'épaisseur appliqué, à chaud, directement sur le béton.

Ce système de couverture est plus simple et notablement moins coûteux que le ciment volcanique.

**190. Système Monier.** — Une terrasse de ce système se compose de poutrelles portant des hourdis formés de dalles plates (voy. nos 62-63) ou de voussettes (voy. n° 80).

Les *entrepôts de Trieste* (voy. n° 81) sont couverts d'après le premier type. Les poutrelles sont espacées de 1,25 m. Les dalles-hourdis ont 4 centimètres d'épaisseur. La couverture est faite d'une couche de plaques d'asphalte et de trois couches de papier au ciment volcanique. Les terrasses, ainsi construites avec une pente de 5 p. 100, sont couvertes d'une couche de gravier de 0,10 m. d'épaisseur.

Le *bâtiment d'administration* de la colonie du Kameroun dont il a été question plus haut (n° 82) est couvert, comme le montre la figure 154, d'une terrasse du second type. Cette terrasse, semblable au plancher intérieur, est couverte de ciment volcanique et d'une couche de 30 centimètres de terre.

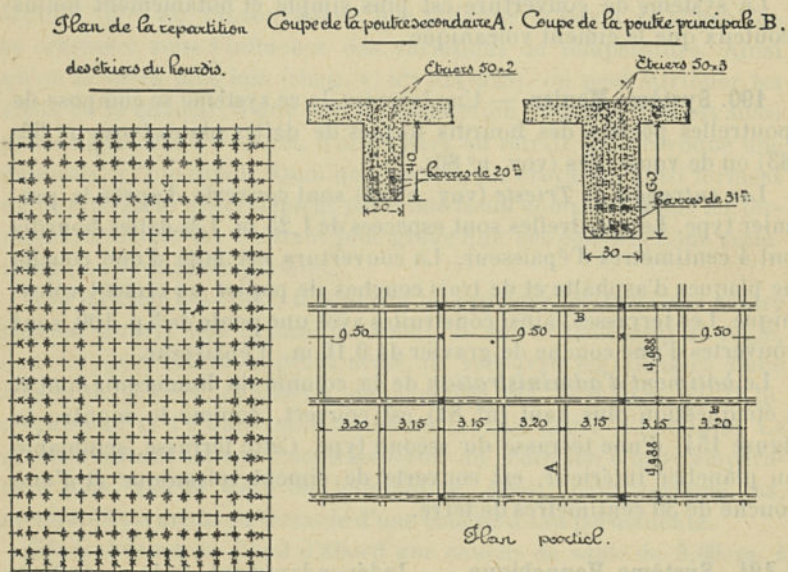
**191. Système Hennebique.** — Indépendamment de la protection offerte par la couche de gravier, on prend soin, dans la construction des terrasses de ce système : 1° d'armer le hourdis dans les deux sens, le fer étant considéré comme s'opposant dans une grande mesure à la formation de crevasses ; 2° de ménager des joints de dilatation à des distances de 15 ou 20 mètres, lorsque la largeur de la terrasse dépasse 30 mètres ; ces joints ont 2 à 3 millimètres de largeur et sont remplis de pixoline ou de bitume ; ils sont placés de préférence au milieu des intervalles des nervures ; 3° lorsque la portée des poutres dépasse 6 mètres, de les armer de barres de compression et de les calculer pour un taux de fatigue de béton moindre que dans les planchers (18 kilogrammes par centimètre carré au lieu de 25 kilogrammes) (voy. chap. IV, n° 542) ; 4° de ne pas encastrier les poutres ni le hourdis sur les murs, ainsi qu'on le fait pour les planchers, mais au contraire



de ménager des joints de glissement qui permettent à la terrasse de se dilater librement sans exercer de poussée.

Ces conditions ne sont cependant pas toujours observées bien rigoureusement.

**192. Magasin à sucre à Calais.** — Ce bâtiment (voy. n° 154), qui présente une superficie de 5 350 mètres carrés, est couvert par une terrasse système HENNEBIQUE dont les détails sont figurés ci-dessous (figg. 339-342).



Figg. 339-342. — Magasin à sucre à Calais. Terrasse.

Les poutres sont distribuées suivant le type habituel des planchers et reposent sur des colonnes en béton armé. Le hourdis est armé dans les deux sens.

Le béton est recouvert d'un enduit de pixoline de 3 millimètres d'épaisseur sur lequel on a établi une couche de gravier et de scories. La terrasse a été calculée pour une surcharge de 600 kilogrammes par mètre carré, comprenant le poids de la couche isolante.

Ce magasin a coûté, tout compris, la somme de 190 000 francs, soit 35,50 fr. le mètre carré de surface couverte.

## 9° COMBLES

**193. Classification.** — Malgré les avantages que présentent les terrasses, on peut se trouver amené à leur préférer des combles à forte pente, soit par raison d'aspect, soit parce qu'ils donnent la même capacité utile avec une moindre élévation de murs.

Les combles, comme les terrasses, rappellent encore par leur structure celle des planchers. On trouve à nouveau un hourdis qui peut faire office de voligeage et des poutres de support qui sont les pannes, les sablières, les arêtiers, les noues, le faitage, etc.

Le béton armé trouve donc emploi, selon les systèmes, soit pour constituer simplement le *hourdis*, celui-ci prenant appui sur une charpente en fer ou en bois, soit pour constituer la toiture complète, d'après le principe de la construction *monolithique*. Dans ce dernier cas, le mode de construction diffère suivant que l'on choisit pour le comble la forme ordinaire d'une *toiture à pentes plates* ou que l'on adopte la forme d'une *voûte* ou d'une *coupole*.

**194. Couverture des combles.** — Le mode de couverture des combles en béton armé dépend essentiellement de la destination de l'édifice et de l'aspect qu'on veut lui donner. Laisser le béton à découvert ne pourrait suffire, car on verrait alors apparaître les inconvénients signalés à propos des terrasses (n° 189). D'autre part, on ne peut recourir, comme pour celles-ci, à un recouvrement général en gravier.

Les moyens de couverture les plus recommandables sont ceux que l'on adopte pour les toitures ordinaires. Tous s'allient du reste parfaitement avec la construction en béton armé.

Le mode de fixation s'indique de lui-même selon la nature des matériaux employés. On peut appliquer la couverture sur des pièces de bois rapportées, mais le système le meilleur est en même temps le plus simple. C'est ainsi que les ardoises se clouent directement dans le hourdis. Celui-ci est alors fait de béton de mâchefer, lequel possède, comme on sait, la propriété de faire prise plus lentement que le béton ordinaire. Il ne devient dur qu'après un mois, et l'on dispose ainsi du temps nécessaire pour achever les travaux de couverture. Pendant cette période, le béton présente la consistance du bois de chêne<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Pour les inconvénients attribués au béton de mâchefer, voy. ch. v, n° 622.



Pour les bâtiments industriels, les couvertures en papiers, cartons et feutres bitumés ou asphaltés s'emploient dans les conditions habituelles.

Dans certaines constructions en béton armé, on a fait usage de carreaux en verre posés à bain de ciment. On a également employé le ciment volcanique, qui est alors recouvert d'un enduit isolant de liège et de ciment recouvert lui-même d'une chape de ciment. Des constructeurs emploient aussi des feuilles de plomb noyées dans le béton du hourdis entre deux armatures métalliques.

#### A. — Hourdis.

**195. Système Monier.** — Le hourdis peut être formé, comme dans les planchers (n<sup>os</sup> 62-63) et les terrasses (n<sup>o</sup> 190), d'une simple dalle plate. Avec une épaisseur de 4 centimètres, on peut lui donner une portée de 1,50 m. entre les pannes. Celles-ci sont généralement des poutrelles en fer. La couverture du *bâtiment des machines d'alimentation* du bief de Dortmund au *canal de Dortmund à l'Ems* a été construite de cette façon. Le hourdis est recouvert d'une double couche de carton bitumé. Il a été exécuté sur place sur un plancher provisoire accroché aux pannes.

Ce procédé s'applique aussi bien aux combles cintrés qu'aux toitures à pentes plates; mais, lorsque la toiture peut affecter la forme d'une voûte, on préfère supprimer les fermes en renforçant la voûte, ainsi qu'on le verra plus loin (n<sup>o</sup> 212).

**196. Système Schlüter.** — La maison F. SCHLÜTER de *Dortmund* construit des combles à pentes plates ou courbes formées également de dalles prenant appui sur des pannes et fermes en fer. L'armature des dalles est en treillis, comme dans le système MONIER, mais elle diffère de celui-ci par la direction donnée aux barres (voy. chap. I, n<sup>o</sup> 17). Celles-ci sont posées obliquement (à 45° généralement) par rapport aux supports. Cette disposition a pour but principal de faire jouer à l'armature le rôle de contreventement de la charpente.

**197. Métal déployé.** — Le mode d'emploi de cette armature est encore identique à celui des systèmes précédents. De même que dans les planchers (voy. n<sup>os</sup> 68-69) la distance entre pannes est limitée à 2,30 m. Une épaisseur de 7,5 cm. suffit généralement pour un hourdis de cette portée.

Lorsque le bâtiment doit être incombustible, les pannes sont englobées dans le béton.

La figure 268 relative aux usines WALKER à Pittsburgh et donnée plus haut (n° 149) à propos des façades, représente un exemple de ce système de toiture. Les fermes, espacées de 4,25 m. à 5,50 m., portent des pannes distantes de 1,82 m. à 2,13 m. L'épaisseur du hourdis est de 6,5 cm. Le béton est formé de : 1 ciment, 2 sable et 4 cendres. La couverture est en ardoises clouées sur le béton. La face inférieure du hourdis est enduite de plâtre.

198. Fabrique de ciment Portland de Heidelberg. — La toiture du grand hall de fabrication (mesurant 60 mètres  $\times$  485 mètres) de

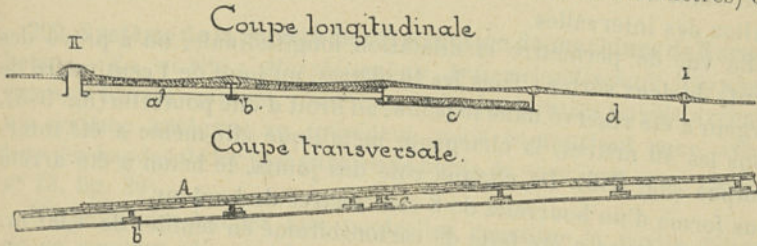


Fig. 343-344.

I, joints espacés de 10 mètres; II, joints espacés de 40 mètres; A, fils d'armature; a, traverses en bois portant le couchis; b, coins de calage des traverses; c, décintrage; d, hourdis terminé.

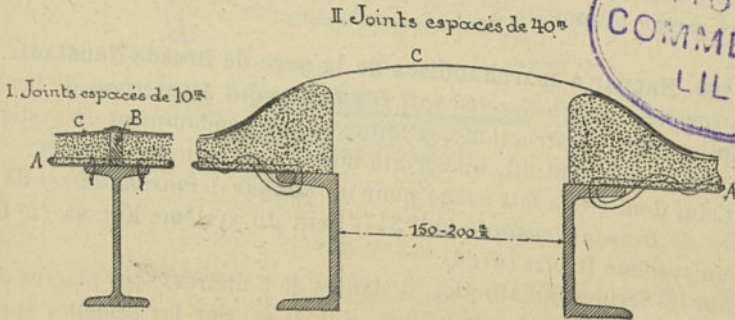


Fig. 345-346.

A, fils d'armature; B, asphalte; C, carton bitumé.

Fig. 343-346. — Fabrique de ciment Portland de Heidelberg. Toiture du hall de fabrication.

L'usine à ciment Portland de Heidelberg a été exécuté d'après un procédé analogue aux systèmes précédents, mais qui mérite d'être mentionné spécialement, à cause de son extrême économie.





Le comble, dont la partie centrale est surélevée et vitrée, présente des versants en pente de 10 p. 100. La charpente de ces versants ne comporte pas de pannes, mais comprend des chevrons distants de 1,00 m. formés de poutrelles (figg. 343-344). Sur ces poutrelles sont tendus, dans la direction longitudinale du hall, des fils de 5 millimètres à des distances de 5 centimètres. Ceux-ci qui sont, dans l'espèce, de vieux fils télégraphiques, sont fixés à l'aide de bouts de fil fin à des trous percés dans les chevrons (fig. 345).

Les figures 343-344 représentent le mode d'exécution du hourdis. Le béton, au dosage : 1 ciment et 5 sable-gravier (gros seur maxima 15 millimètres), a été profilé de façon à former des cannelures, l'épaisseur étant de 3 centimètres sur les chevrons et de 2 centimètres au milieu des intervalles.

En vue de permettre la dilatation longitudinale, on a prévu des joints de deux sortes : Tous les 10 mètres, un joint de 1 centimètre de largeur a été réservé dans le béton, au droit d'une poutrelle (fig. 345). Tous les 40 mètres, la charpente métallique elle-même a été interrompue (fig. 346). De chaque côté des joints, le béton a été arrêté sous forme d'un bourrelet de 8 centimètres de hauteur.

La couverture a été faite de carton bitumé en feuilles de 1,00 m. de largeur posées dans chaque cannelure avec couvre-joints au droit des chevrons. Les joints de dilatation du premier type ont été remplis d'asphalte ; ceux du second type, couverts par une feuille de fort carton bitumé.

#### 199. Hangar à marchandises de la gare de Dresde-Neustadt. —

La société : *Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau* de Berlin appliqué à la construction des toitures, indépendamment du système MONIER proprement dit, un certain nombre de systèmes dérivés.

Celui dont elle a fait usage pour un *hangar à marchandises de la gare de Dresde-Neustadt* (fig. 347) tient du système KOENEN (n° 65) et du système RABITZ (n° 64).

Sur les fermes métalliques, distantes de 5 mètres, sont placées des pannes en fer espacées de 0,80 m. à 0,90 m. Sur les semelles supérieures de ces pannes, on a étendu des bandes de grillage métallique en fil de 1,5 mm. tissé en mailles de 3 à 4 centimètres de côté présentant la forme de losanges. Entre chaque paire de pannes, le réseau a été tendu vers le bas, de façon à lui imprimer une certaine flèche, puis on a enveloppé le tout de béton. Afin d'éviter que la tension de l'armature ne fasse déverser la panne extrême de la toiture, on a rattaché cette poutrelle à la voisine par des cornières placées

en croix sur les semelles inférieures. Le hourdis a été profilé de manière à englober les pannes, dont il dépasse de 2 centimètres les

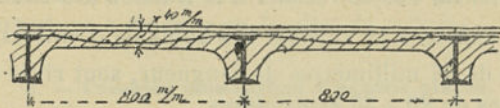
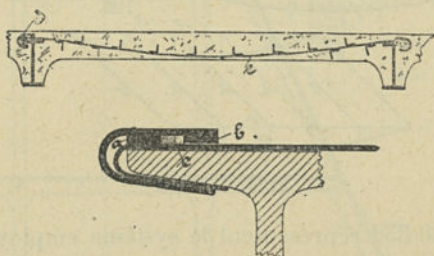


Fig. 347. — Hangar à marchandises de la gare de Dresde-Neustadt. Toiture.

semelles supérieures. Des joints de dilatation ont été ménagés, dans le sens transversal, à des distances de 10 mètres, au droit de fermes. La couverture a été faite en double carton d'asphalte.

**200. Système de la Société de construction de machines de Nuremberg.** — La société : *Maschinenbau Actien-Gesellschaft Nürnberg* (maison KLETT) emploie, comme hourdis des toitures qu'elle exécute, un système analogue au précédent, mais comportant pour armature des bandes de fer plat garnies de bouts de cornières (voy. chap. I, n° 23, fig. 30).

L'attache des bandes aux poutrelles constitue la partie délicate de ce système. La société précitée a fait breveter le dispositif que représentent les figures 348-349.



Figs. 348-349.

a, épaulement rivé sur le fer plat e; b, ergot rivé sur le crochet d; c, coin introduit entre a et b.

**201. Gare de Dresde-Neustadt.** — La couverture du grand hall de la gare de Dresde-Neustadt a été exécutée par la *Société de Nuremberg* suivant le type représenté figure 30.

Les pannes sont espacées de 2,00 m. Les plats d'armature, de  $30 \times 1,5$  mm. de section, sont posés à des intervalles de 0,30 m., en alternant entre eux dans les panneaux voisins. Sur les pannes intermédiaires, les extrémités des plats sont simplement retour-

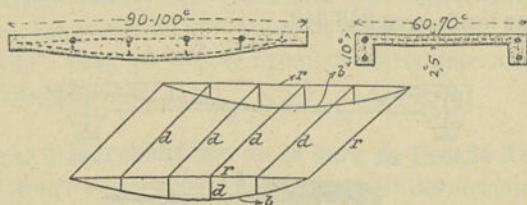


nées dans le béton comme le montre la figure 30. Sur les pannes extrêmes, elles sont fixées à l'aide d'un crochet boulonné sur l'âme de la poutrelle. En vue de résister à la traction des bandes, la panne extrême est ancrée à la voisine. Les bouts de cornières, de  $\frac{25 \times 25}{3}$  de section et de 30 millimètres de longueur, sont rivés sur les plats à des distances de 20 à 30 centimètres.

Le béton présente une épaisseur de 6 centimètres au milieu. Il est formé de : 1 ciment, 2 sable et 5 tuf. La face inférieure du hourdis a été enduite d'un mortier de chaux et ciment. La face supérieure, qui dépasse le dessus des pannes de 2 centimètres, a reçu une double couche de carton d'asphalte.

**202. Dalles nervées.** — Dans les systèmes qui précèdent, la construction du hourdis se fait sur place à l'aide de moules en bois ou en tôle accrochés aux pannes.

La *Société des constructions Monier* de Berlin a cherché à s'affranchir de cette sujétion, notamment en vue de pouvoir poser le hourdis en mauvaise saison (voy. chap. III, n° 415). Dans ce cas, le hourdis a été fait de dalles moulées d'avance.



Figg. 350-352.

Les figures 350-352 représentent le système employé dans la couverture d'une église à *Dresde*. Les plaques en béton armé, de forme rectangulaire, sont posées par leurs petits côtés sur des pannes en fer. Ces plaques sont munies, à la partie inférieure, de nervures dont la forme et l'armature ont déjà été définies en principe (voy. chap. I, n° 35).

L'armature de ces nervures est formée de deux barres rondes. L'une, *b*, est courbe et suit le profil de la nervure. L'autre, *r*, est droite et placée à la partie supérieure. Dans le sens transversal, le hourdis est armé de tiges droites, *d*, qui viennent se replier sur la barre supérieure *r* des deux nervures de la dalle, pour aller rejoindre la barre courbe *b* et former ainsi liaison dans l'âme des nervures.





augmentation d'espace disponible. C'est ainsi que l'on supprime souvent les poinçons et contre-fiches, ou même les tirants des fermes, qui sont alors rattachées aux poutres des planchers. L'armature est disposée, dans ce cas, de manière à donner dans les angles la raideur voulue et à réaliser les encastremets nécessaires.

**204. Palais de justice de Verviers.** — Les combles du *Palais de justice de Verviers* (voy. n° 97) ont été exécutés en béton armé système HENNEBIQUE. Les figures 353-360 sont consacrées à divers détails du comble du bâtiment central. Ce comble, établi sur une surface rectangulaire de 14,10 m.  $\times$  11,00 m., reçoit la pénétration d'autres toitures.

Le détail des poteaux d'appui, dans la partie comprise entre le plancher intermédiaire du comble et le plancher inférieur sur lequel ils prennent pied, a été donné plus haut (n° 129, figg. 244-249). Les arbalétriers sont construits comme des poutres jusqu'au niveau du plancher intermédiaire. Au-dessous, on leur a donné une armature analogue à celle d'un poteau ; leurs barres viennent se retourner sur une certaine longueur et s'ancrer dans les poutres du plancher inférieur. Les arbalétriers, dans leur partie verticale (jambe de force), forment consoles. Ils supportent latéralement une flexion due à la poussée du comble. Ils transmettent cette poussée aux poutres du plancher inférieur, lesquelles jouent le rôle de tirant.

**205. Filature Dietschy et C<sup>ie</sup> à Bâle.** — La toiture de cette usine (figg. 361 et 362-368), présente une portée de 12,50 m., sans aucun support intermédiaire.

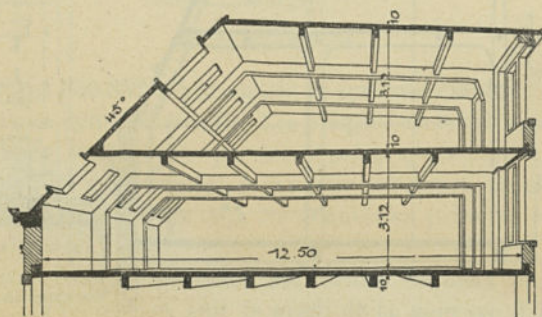


Fig. 361. — Filature Dietschy et C<sup>ie</sup> à Bâle. Vues en perspective de la toiture.

Les fermes sont réduites aux poutres des planchers qui forment tirant et entrant, aux poutres de la terrasse, aux arbalétriers et

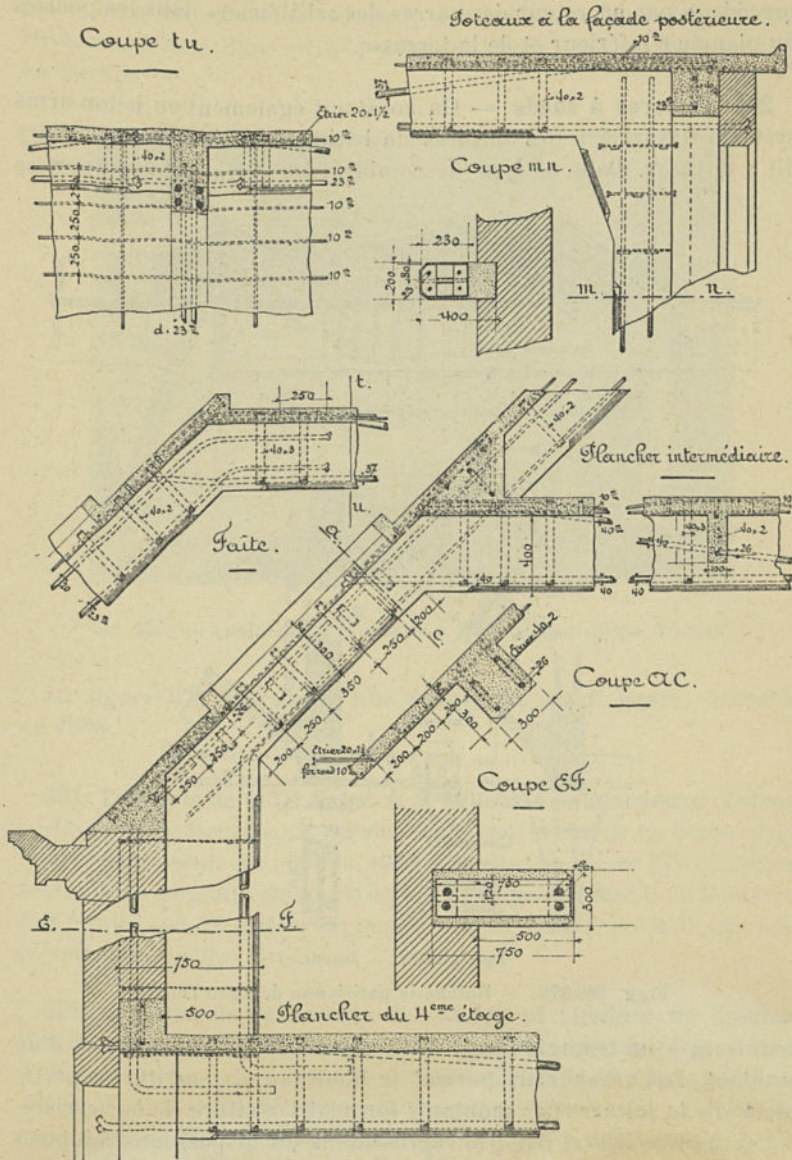


Fig. 362-368. — Filature Dietschy et C<sup>ie</sup> à Bâle. Détails de la toiture.

poteaux. La raideur de l'ensemble est assurée, comme dans l'exemple



précédent, par un retour des barres des arbalétriers dans les poutres du plancher inférieur et de la terrasse.

**206. Toitures à sheds.** — On construit également en béton armé système HENNEBIQUE des toitures de bâtiments industriels du genre dit : à *sheds*. Dans ce type de combles, les fermes de support se

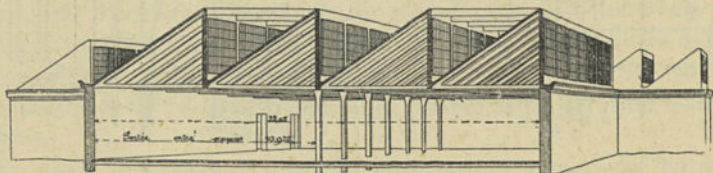


Fig. 369. — Vue en perspective de la toiture à sheds.

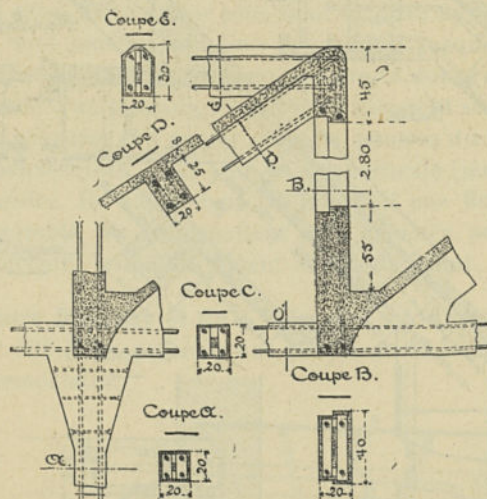


Fig. 370-375. — Détails.

Fig. 369-375. — Raffinerie parisienne de Saint-Ouen.

réduisent à un triangle formé d'un arbalétrier, d'un tirant et d'un montant. Les arbalétriers portent le hourdis qui constitue la partie pleine de la toiture. Les montants forment l'ossature de la verrière.

Les figures 369 et 370-375 représentent les dispositions adoptées à la *Raffinerie parisienne de Saint-Ouen*, en 1894. Dans ce cas spécial, le bâtiment a été divisé par une file de poteaux en deux travées. Ces travées sont elles-mêmes séparées en deux sheds. Le tirant de la toiture est commun à deux fermes triangulées et, pour assurer la résis-

tance, on a entretoisé les faitages par des poutres horizontales. Les fermes sont donc, dans chaque couple de sheds, de véritables poutres en treillis.

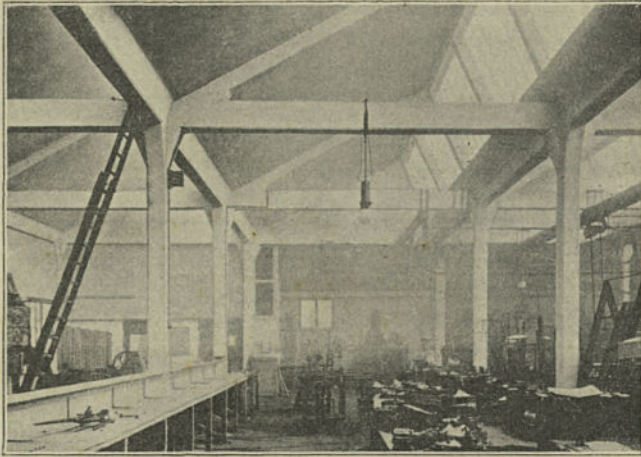


Fig. 376. — Atelier de M. Fontaine à Boulogne-sur-Seine. Toiture.

La figure 376 représente une toiture du même genre, exécutée en 1898.

**207. Fonderie de la C<sup>ie</sup> Babcock et Wilcox à la Courneuve (Seine).**

— Le système HENNEBIQUE permet également d'établir en béton armé la charpente seule du comble, sans hourdis. La figure 377 donne un exemple de ce genre de construction appliqué à un hall de fonderie. Les fermes ont 12 mètres de portée. La charpente du hall est complètement en béton armé.

**208. Système de la Société des chaux et ciments de Crèches**

(Saône-et-Loire). — Entre autres travaux en ciment armé (voy. chap. I, n° 33), cette société exécute des combles dont la structure générale est analogue à celle des toitures du système HENNEBIQUE. Différentes constructions industrielles, édifiées par elle, principalement en Bourgogne, sont couvertes de toitures à sheds offrant une disposition spéciale, dont la figure 378 montre un exemple. Ce système combine des sheds de hauteur réduite avec une terrasse plate qui les encadre dans chaque travée.



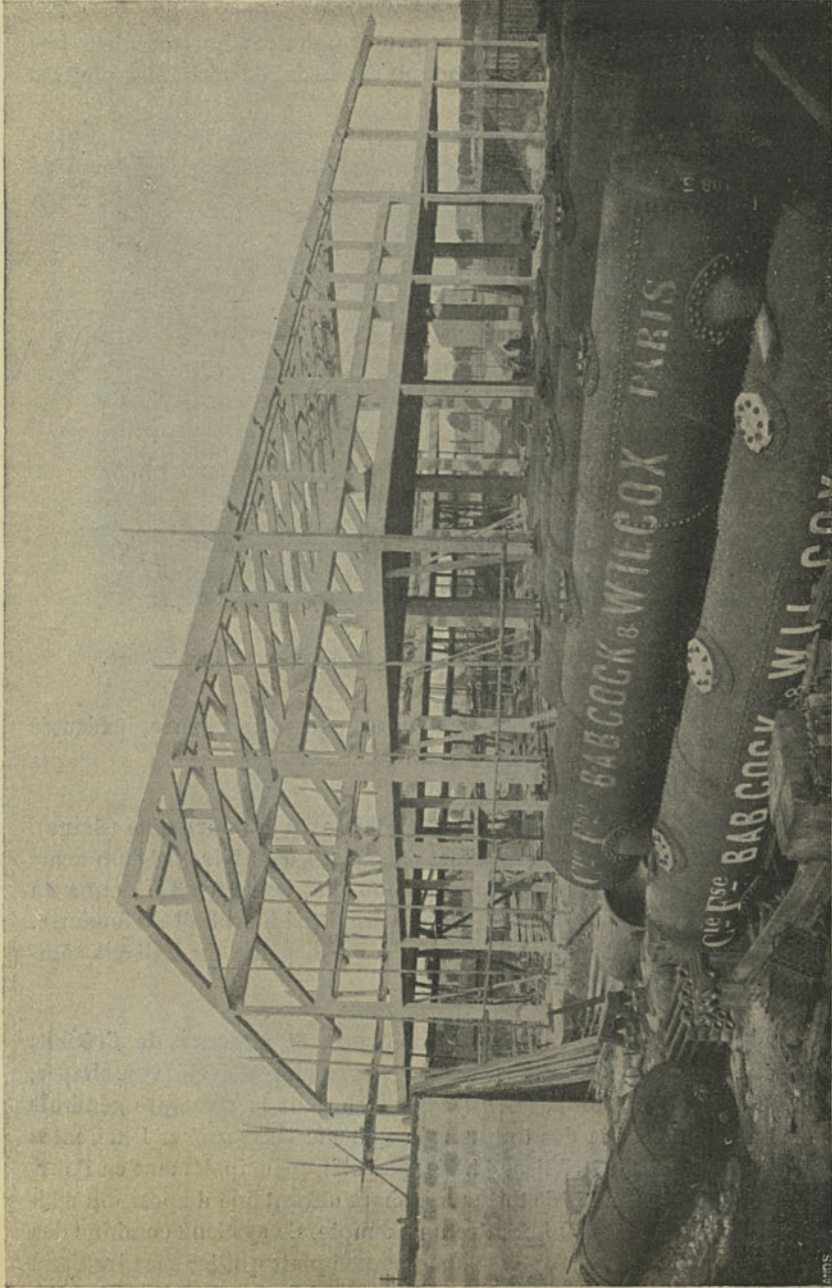


Fig. 377. — Fonderie de la Compagnie Babcock et Wilcox à la Courneuve (Seine).

La partie horizontale de la toiture est couverte de ciment volcanique et de gravier. La partie inclinée des sheds peut également être revêtue de ciment volcanique (voy. n° 194).

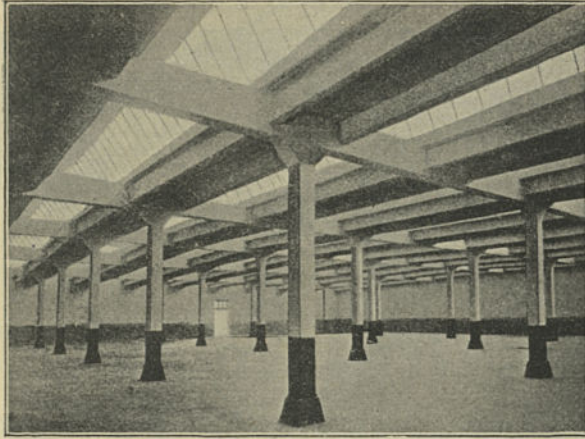


Fig. 378. — Manufacture de bonneterie de M. Grey à Dijon. Toiture à sheds.

**209. Système Bonna.** — A propos de la construction des murs extérieurs (n° 158), ce système a été défini assez complètement pour que son mode d'application aux combles s'indique de lui-même.

Les fermes de la toiture, dont les pièces continuent les poteaux des murs de façade, sont construites comme des fermes métalliques puis enveloppées de béton. Le hourdis est une dalle en béton armé de métal déployé rendue solidaire avec les arbalétriers et les pannes.

Ce système s'applique à des combles de toutes formes. Un exemple en a été fourni déjà dans la figure 288.

**210. Établissements Sautter-Harlé et C<sup>ie</sup>, à Paris.** — Les nouveaux bâtiments édifiés en 1899 pour cette maison de construction ont été établis entièrement en béton armé système BONNA. L'atelier que représente la figure 379, couvre un espace de 25 m.  $\times$  37 m. Les fermes de la toiture ont une portée effective de 10,27 m. On remarquera que leur forme a été étudiée en vue de réaliser des raccords courbes dans les angles de la toiture, de manière à améliorer les encastremements. Les fermes sont reliées par des pannes continues. La partie pleine du hourdis est formée d'une dalle en béton de 0,06 m.



couverte d'une chape de 0,02 m. et de tuiles posées sur couche de liège.

Les colonnes de support qui limitent la nef centrale sont, dans leur partie inférieure, de section ronde, réduite à 0,26 m. de dia-



Fig. 37). — Établissements Sautter-Harlé et C<sup>ie</sup>, rue de la Fédération, à Paris.  
Atelier de la mécanique générale.

mètre. Elles portent les chemins de roulement d'un pont roulant de 27 000 kilogrammes, par l'intermédiaire de consoles en béton armé de 0,50 m. de porte-à-faux.

**211. Système Cottancin.** — Ce système de construction, dont les applications sont déjà anciennes, offre, comme on l'a montré plus haut (n° 112), une similitude de principes avec les autres types de construction monolithe, mais se caractérise par des dispositions originales et quelquefois singulières.

Dans les combles à pentes plates, dont la figure 380 offre un

exemple, les fermes sont supprimées et remplacées par la combinaison suivante : Une dalle servant de plafond au dernier étage est munie, par-dessus, d'épines-contreforts comportant des prolonge-

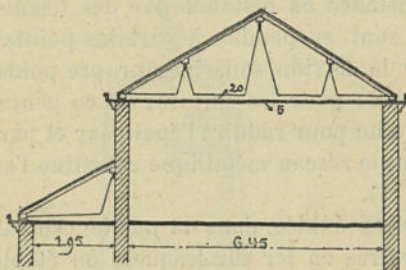


Fig. 380. — Lycée Victor-Hugo à Paris. Comble d'un bâtiment.

ments triangulaires qui forment piliers de support des pannes. Celles-ci, constituées comme des épines-contreforts, sont surmontées de fourrures en bois sur lesquelles sont cloués des chevrons portant la couverture. La dalle de plafond est prolongée au delà des murs de façade pour former cheneau.

### C. — Voûtes et coupôles.

**212. Système Monier.** — Les systèmes que l'on applique à la construction des dalles-hourdis de faible portée trouvent emploi dans

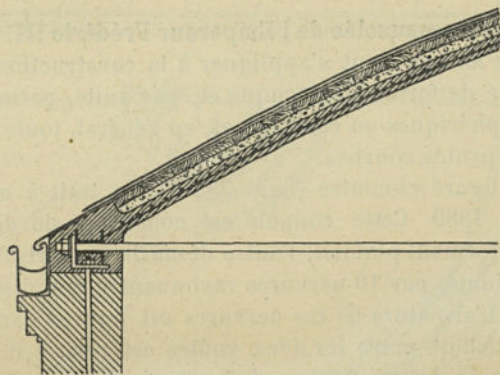


Fig. 381. — Système MONIER.

les toitures monolithes sous forme de voûtes. De même que l'on peut couvrir un hall d'usine à l'aide de tôles ondulées cintrées, de même



on peut former une toiture d'une simple dalle courbe prenant appui sur les murs. Des longrines en fers profilés, posées sur ceux-ci et assujetties par des ancres, forment sablières pour recevoir la poussée et sont reliées de distance en distance par des tirants en fer rond (fig. 381). Ceux-ci sont suspendus à certains points de leur longueur afin d'éviter la flexion sous leur propre poids.

La surcharge prévue pour les toitures de ce genre pouvant être très faible, on en profite pour réduire l'épaisseur et par suite le poids de la voûte. Un simple réseau métallique constitue l'armature (voy. chap. I, n° 40, fig. 71).

La toiture peut être évidée dans la partie centrale ou sur les reins à l'aide de cadres en fer sur lesquels on établit des lanternes.

Ce genre de comble est économique surtout lorsqu'il s'applique à des halls de grande longueur, le même cintre pouvant être employé plusieurs fois par déplacement longitudinal. Il offre l'inconvénient de ne pas être à l'épreuve du feu, attendu que les tirants sont en fer nu.

La couverture est faite en carton bitumé, asphalte ou ciment volcanique.

Ce système de toiture a reçu en Allemagne, sous l'impulsion de la *Société des constructions Monier* de Berlin, un grand nombre d'applications dans la construction industrielle, pour des couvertures allant à 20 mètres de portée.

#### 243. Coupole du mausolée de l'Empereur Frédéric III, à Potsdam.

— Le système MONIER peut s'appliquer à la construction de voûtes sur plan fermé de forme quelconque et, par suite, permet d'établir des combles sphériques ou coniques et, en général, toute couverture de pavillon à pentes courbes.

L'exemple figuré ci-contre (figg. 382-383) a trait à une coupole construite en 1889. Cette coupole est constituée de deux voûtes minces, l'une formant plafond, l'autre dôme de couverture. Ces deux voûtes sont réunies par 10 nervures rayonnantes remplissant l'office de chevrons. L'armature de ces nervures est figurée dans la coupe *ef*. Le vide existant entre les deux voûtes est rempli de béton, au pied de la coupole, jusque 2.50 m. de hauteur, pour recevoir la poussée des chevrons. Le campanile surmontant la coupole est également construit en ciment armé.

Le dôme est couvert en feuilles de cuivre.

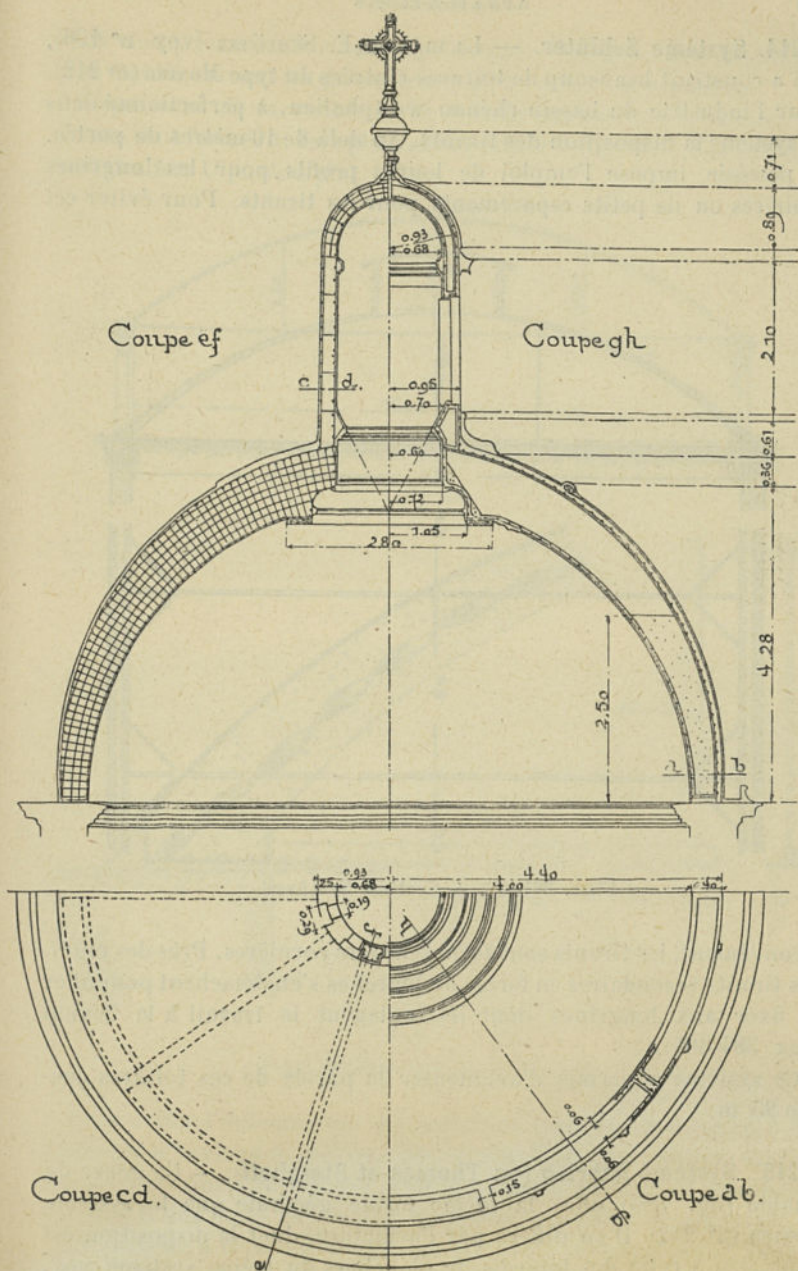
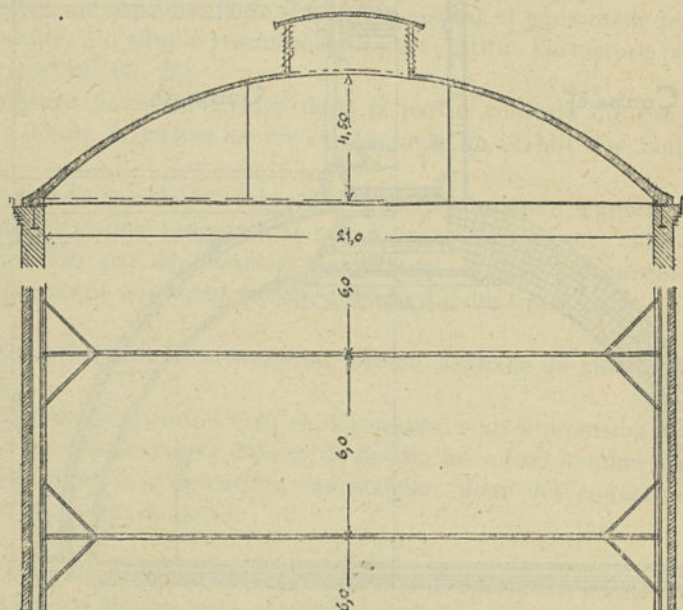


Fig. 382-383. — Coupole du mausolée de l'Empereur Frédéric III à Potsdam.

CHRISTOPHE. — Le béton armé.



**214. Système Schlüter.** — La maison F. SCHLÜTER (voy. n° 196), qui a construit beaucoup de toitures cintrées du type MONIER (n° 212), pour l'industrie du bassin rhénan westphalien, a perfectionné dans ce système la disposition des tirants. Au delà de 10 mètres de portée, la poussée impose l'emploi de lourds profils pour les longrines sablières ou de petits espacements pour les tirants. Pour éviter cet



Figg. 384-385. — Système SCHLÜTER.

inconvenient, les tirants sont formés de fers cornières. Près des murs, des tirants secondaires en forme de fourches s'en détachent pour aller se fixer aux longrines dont ils soulagent le travail à la flexion (figg. 384-385).

Ce système a permis d'augmenter la portée de ces toitures jusque 25 m.

**215. Système Habrich (ou Thomas et Steinhoff).** — Ce genre de comble (fig. 386) offre la même forme générale que le système MONIER (n° 212). Il en diffère par l'armature, dont la disposition est semblable à celle des hourdis de planchers du même système (voy. nos 73 et 83). Des fers plats tordus en spirale, posés suivant la courbure

de la voûte, forment l'armature principale. Quelques fers semblables sont établis suivant les génératrices pour relier les premiers.

L'épaisseur de la voûte est de 8 à 10 centimètres à la clef. Les tirants sont formés de fers plats et de cornières (fig. 387). Les sablières sont des fers U posés à plat.

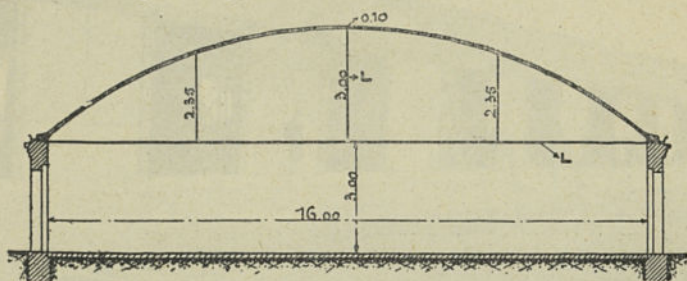


Fig. 386.

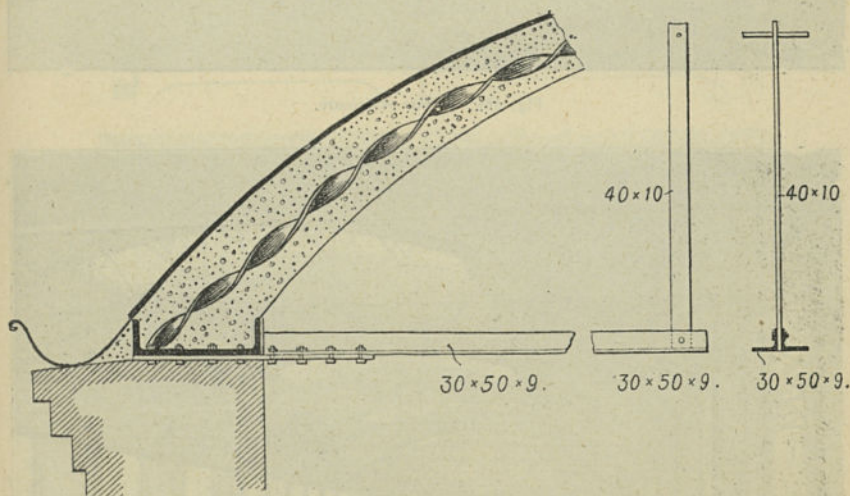


Fig. 387.

Figg. 386-387. — Système HARRICH.

Pour éviter l'influence des dilatations et retraites, on ménage, à des distances d'environ 5 mètres, des joints de 2 centimètres environ d'épaisseur, que l'on remplit d'un aggloméré de liège et d'asphalte. Les fers U des murs présentent également des joints de dilatation.

Ce système a reçu différentes applications, principalement dans la Prusse rhénane. On a atteint une portée de 22 mètres, qui pourrait d'ailleurs être dépassée.





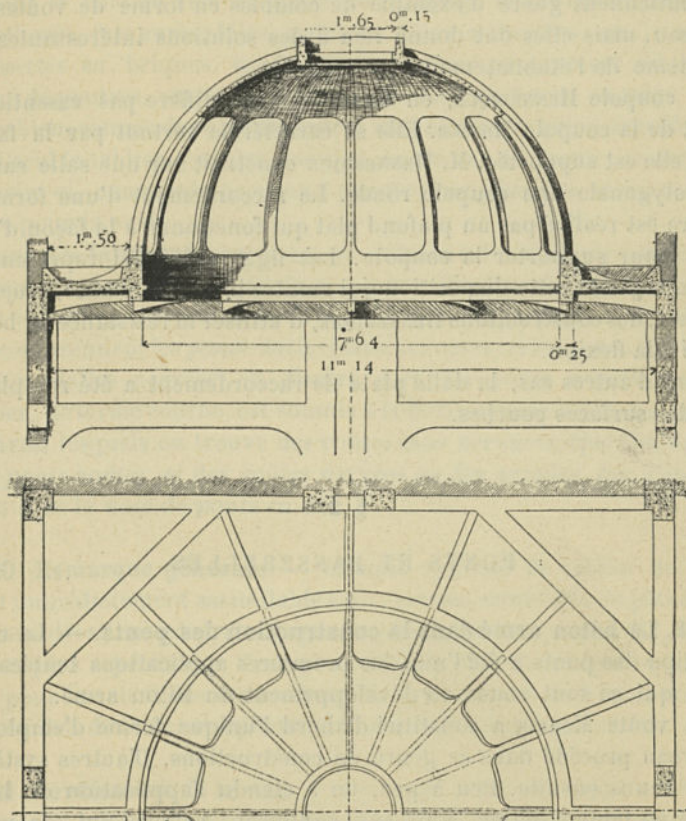
Fig. 388. — Vue extérieure.



Fig. 389. — Vue intérieure.

Figg. 388-389. — Hangar de la gare à marchandises Wolf à Bâle (Chemin de fer Central suisse).

216. Hangar de la gare à marchandises Wolf, à Bâle. — Cette construction (figg. 388-389), de 200 mètres de longueur, offre un exemple d'application du système qui vient d'être décrit à un comble de 20 mètres de portée.



Figg. 390-391. — Coupole de la Banque Brunner, rue de la Loi, à Bruxelles.

La flèche de la voûte est de 4 mètres. L'épaisseur du béton varie de 0,10 m. à la clef à 0,14 m. aux naissances. L'armature est formée de fers plats en spirales de 40 mm.  $\times$  1,5 mm. de section, posés au nombre de 7 par mètre courant. La construction a été calculée en vue d'une charge de neige de 75 kilogrammes par mètre carré et d'une poussée de vent égale à 40 kilogrammes par mètre carré. Le poids mort est de 225 kilogrammes par mètre carré.

De distance en distance, le comble est évidé dans sa partie centrale



sur les  $\frac{2}{3}$  de sa largeur et porte des lanterneaux en forme de sheds.

**217. Coupoles système Hennebique.** — Les constructions HENNEBIQUE ne contiennent guère d'exemple de combles en forme de voûtes en berceau, mais elles ont donné lieu à des solutions intéressantes du problème de l'établissement des coupoles.

La coupole HENNEBIQUE, en elle-même, ne diffère pas essentiellement de la coupole MONIER. Elle se caractérise surtout par la façon dont elle est supportée. M. HENNEBIQUE construit sur une salle carrée ou polygonale une coupole ronde. Le raccordement d'une forme à l'autre est réalisé par un plafond plat qui fonctionne à la façon d'une dalle pour supporter la coupole. Les figures 390-391 représentent un exemple de cette disposition qui montre bien la tendance, toujours accusée, des constructions HENNEBIQUE, d'utiliser la résistance du béton armé à la flexion.

Dans d'autres cas, la dalle plate de raccordement a été remplacée par des surfaces courbes.

## § 2.

### PONTS ET PASSERELLES

**218. Le béton armé dans la construction des ponts.** — La construction des ponts a été l'une des premières applications tentées par ceux qui se sont voués au développement du béton armé.

La voûte MONIER a constitué d'abord l'unique forme d'emploi du nouveau procédé dans ce genre de constructions. D'autres systèmes sont venus ensuite. Peu à peu, on a étendu l'application du béton armé au tablier entier, puis aux supports. Aujourd'hui, de même qu'il existe des bâtiments construits entièrement en béton armé, on voit exécuter ainsi, depuis les fondations jusqu'à la chaussée, des ponts complets, dont la portée atteint 50 mètres.

La presque totalité des ponts en béton armé sont des *ponts-routes* ou des *passerelles*. Il existe quelques *ponts de chemin de fer*. On a également construit des *ponts-canaux*.

**219. Classification.** — Les ouvrages à étudier seront classés d'après le mode de construction du *tablier*, abstraction faite de la nature des supports.

Un tablier de pont n'est autre chose qu'un plancher. On doit donc distinguer, comme dans les planchers (voy. n° 60), deux modes d'application du béton armé :

Celui-ci peut être simplement utilisé à la construction du *hourdis* portant la voie en lieu et place du platelage métallique (traverses Wautherin, fers zorès, tôles ondulées, tôles embouties, etc.) ou des voussettes en briques, tandis que le tablier proprement dit reste formé de poutres, entretoises, longrines, etc., en fer ou en acier.

Ou bien, comme dans les planchers *monolithes*, le béton armé forme à lui seul le tablier complet, ou tout au moins la partie essentielle de celui-ci, complétée au besoin par des remplissages et un revêtement pour la voie.

Dans les tabliers monolithes, on retrouve les systèmes décrits à propos des planchers. On distingue donc : d'une part, les *ponts droits* dont le tablier travaille à la flexion simple (voy. chap. 1, n° 41) et qui comprennent les *ponts-dalles* (sans nervures) et les *ponts à poutres droites* (dalles nervées) et, d'autre part, les *ponts arqués* dont le tablier, de forme courbe, est soumis à la flexion composée (voy. n° 38) et parmi lesquels on trouve des voûtes sans nervures, que l'on appellera *ponts voûtés*, et des voûtes nervées ou des arcades, que l'on étudiera sous le nom de *ponts en arc*.

**220. Remarque générale.** — Chaque système de tablier de pont étant immédiatement assimilable à un système semblable de plancher, les considérations générales exposées plus haut à ce propos (§ 1, 1<sup>o</sup>) ne seront plus reproduites. Tant pour la définition de chaque système, que pour le calcul des dimensions, la composition du béton, etc., il conviendra donc de se reporter à la description des planchers.

**221. Revêtement de la voie.** — On verra plus loin (chap. v, n° 621) que, pour mettre l'emploi du béton armé dans la construction des ponts à l'abri de toute critique, il est bon de prendre dans ces ouvrages les dispositions voulues pour protéger le béton contre les chocs dus au passage des charges roulantes. Cette condition est satisfaite si l'on interpose entre la voie et le tablier en béton armé un matelas protecteur. C'est ainsi que, dans les ponts voûtés par exemple, on établit généralement la voie sur un remblai porté par la voûte. Dans ce cas, le mode de pose de la voie ne présente rien de spécial.

Mais on verra aussi (chap. v, n° 620) que l'un des avantages principaux que présente le béton armé dans la construction des ponts, au point de vue de l'économie notamment, est la faculté qu'il donne



de réduire la charge morte par la suppression des remplissages que comportent les systèmes usuels.

Dans la construction des *ponts-routes*, il est possible, tout au moins dans certains systèmes, de profiter de cet avantage tout en satisfaisant à la condition mentionnée en premier lieu. Il suffit, à cet effet, de disposer le tablier de telle sorte que la circulation se fasse sur le béton armé lui-même. Celui-ci permet de réaliser une surface unie qui offre au roulage les conditions les meilleures.

Certains constructeurs admettent que le béton peut, moyennant certaines précautions de main-d'œuvre, offrir une résistance suffisante à l'usure. Dans les tabliers de ponts en béton armé, ils n'emploient, sur la chaussée et les trottoirs, d'autre revêtement qu'un dallage en mortier riche. On juge cependant, en général, recommandable de faire usage d'un revêtement spécial. L'asphalte donne toute satisfaction à cet égard. On peut également faire usage de pavés d'asphalte ou de pavés en bois. Ces revêtements posés directement sur le béton sont légers et offrent une surface de roulement très unie.

Si l'on juge nécessaire d'avoir recours à un pavage ordinaire, il faut accepter l'inconvénient d'un poids mort assez élevé, car il convient d'interposer entre les pavés et le béton une épaisse couche de sable. On doit recommander également de faire usage de pavés retaillés. Dans certains cas, on a formé la chaussée d'un empierrement. Ces diverses dispositions offrent l'avantage de protéger le tablier en béton armé contre les rayons du soleil (voy. chap. v, nos 624-625).

Dans tous les systèmes de tablier où le béton armé porte un remplissage de terre ou de sable, il est bon de prévenir les infiltrations en recouvrant le béton d'une chape imperméable telle que le feutre d'asphalte. On a fait usage dans le même but de pixoline et de ciment volcanique (voy. n° 189).

De même que les trottoirs des ponts-routes, les *passerelles* peuvent ne comporter d'autre revêtement qu'un dallage en ciment ou en asphalte appliqué sur le béton armé.

Pour les *ponts de chemin de fer*, les actions dynamiques, plus intenses que dans les ponts-routes, imposent des précautions toutes spéciales (voy. chap. v, n° 621). Quelquefois, on s'est borné à poser les rails directement sur le béton. Ce système n'est évidemment pas à recommander. Jusqu'à présent, la pratique n'a pas trouvé de meilleur procédé que d'appliquer au tablier la pose courante sur couche de ballast.

Les *ponts-canaux* en béton armé sont d'une construction très simple. Le canal ou l'aqueduc qui livre passage aux eaux sur le



tablier est construit en béton armé comme une canalisation courante (voy. § 8). Dans certains systèmes, le tablier ne comporte pas autre chose, le canal ainsi formé pouvant recevoir une résistance à la flexion suffisante pour franchir la portée voulue.

#### 1° HOURDIS DE TABLIERS MÉTALLIQUES

**222. Système Monier.** — Le platelage du tablier est construit comme un plancher ordinaire (voy. nos 62-63 et 80).

Les trottoirs sont formés de dalles plates continues reposant sur les semelles supérieures des pièces métalliques (figg. 392 et 393).

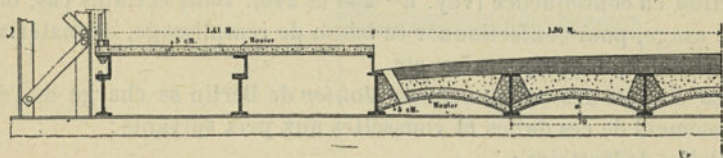


Fig. 392. — Pont-route sur la Lahn à Wetzlar (1887).

La chaussée est établie sur voussettes. Celles-ci peuvent être dirigées dans le sens longitudinal du tablier métallique et prendre appui, soit sur les longerons principaux, lorsque ceux-ci sont placés sous voie, soit sur des longrines secondaires (fig. 392), lorsque le tablier

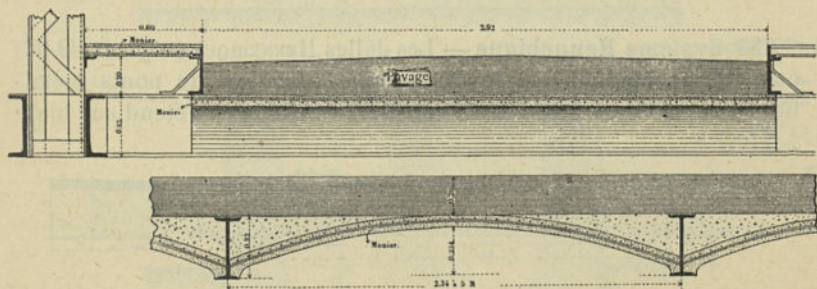


Fig. 393-394. — Type de pont-route.

est porté par des poutres en garde-corps réunies par des entretoises. Mais on trouve avantage, dans ce dernier cas, à diriger les voussettes dans le sens transversal en les appuyant sur les entretoises (figg. 393-394). On supprime ainsi la poussée due au poids mort que les voussettes exercent sur leurs appuis, et l'on peut réduire ou même supprimer les longrines. Ce dernier type permet en outre de donner plus de portée aux voussettes, ce qui est favorable à l'économie du système.



On a donné à ces voussettes jusque 5 mètres d'ouverture, avec surbaissement de  $\frac{1}{10}$ . L'armature est faite d'un simple réseau. Elles prennent appui sur les bourrelets inférieurs (figg. 392 et 394) ou supérieurs des poutrelles et portent le revêtement de la chaussée par l'intermédiaire d'un remplissage. Celui-ci est, de préférence, exécuté en béton de ciment. On obtient ainsi, en effet, plusieurs avantages : le béton protège les pièces métalliques contre la rouille; il assure l'étanchéité de la voie; il constitue un renforcement sérieux pour les voussettes armées et pour les poutrelles qu'il enveloppe. Celles-ci peuvent même alors être considérées comme des armatures et l'on peut réduire leur section en conséquence (voy. nos 238 et 240). Dans certains cas, on a fait usage, pour confectionner ce béton de remplissage, de matériaux légers tels que : tuf, scories, etc.

La *Société des constructions Monier* de Berlin se charge de l'établissement de ces dalles et voussettes aux prix suivants :

Dalles de trottoirs :

portée 0,90 à 2,00 m., 7,50 fr. à 9,40 fr. le mètre carré.

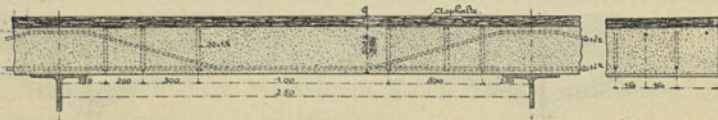
Voussettes sous chaussée :

portée 1,50 à 2,00 m., 8,10 fr. à 10,60 fr. le mètre carré.

— 2,00 à 4,00 — 9,40 fr. à 11,90 fr. le —

— 4,00 à 6,00 — 11,25 fr. à 15,60 fr. le —

**223. Système Hennebique** — Les dalles HENNEBIQUE (voy. nos 89-92) ont été quelquefois employées comme platelage de ponts métalliques. La dalle en béton armé est alors continue et s'étend sur toute



Figg. 395-396. — Pont de l'Isle à Genève (1897).

la largeur du tablier, aussi bien sous la chaussée que sous les trottoirs. Elle repose sur les semelles supérieures des pièces métalliques et, dans chacune des travées, l'armature présente la disposition caractéristique du système.

Les figures 395-396 se rapportent à une application de ce genre.

## 2° PONTS-DALLES

224. **Système Monier.** — Les plaques MONIER (n<sup>os</sup> 62-63) peuvent être employées comme couvertures d'aqueducs jusque 2,50 m. à 3 mètres de portée selon la surcharge.

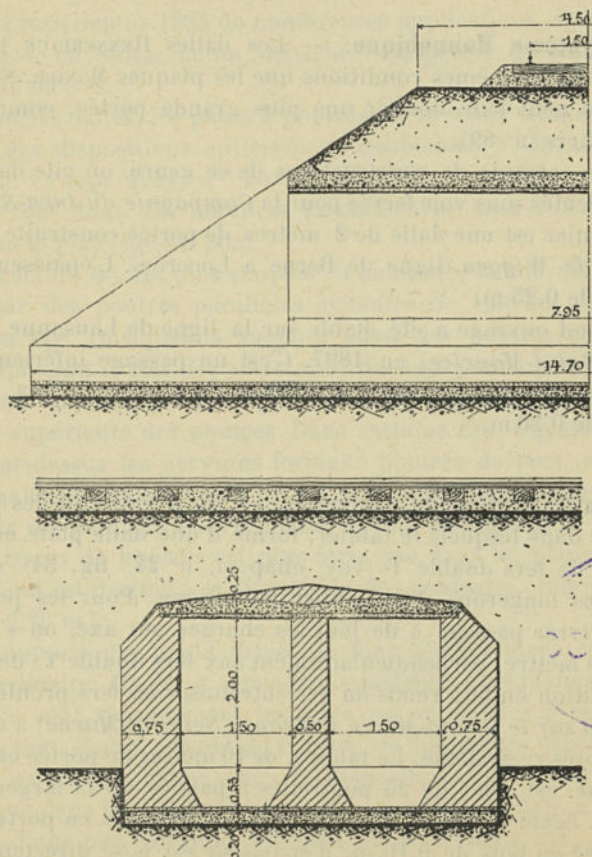


Fig. 397-398. — Aqueduc sous chemin de fer à Spandau (1892).

Les figures 397-398 représentent un *aqueduc sous voie ferrée* à deux pertuis de 1,50 m., couvert de cette façon. Le terrain étant de nature tourbeuse, l'ouvrage a été fondé également sur une plaque en béton armé.

De même que dans les planchers (voy. n<sup>o</sup> 93), ce système de



tablier n'est économique que pour les faibles portées. Lorsque l'ouverture augmente, le poids mort devient trop considérable comparativement à la surcharge. Mais la dalle plate offre toujours, par rapport à la voûte et au tablier à poutres, l'avantage d'une épaisseur moindre, et elle peut s'imposer lorsque la hauteur disponible est limitée.

**225. Système Hennebique.** — Les dalles HENNEBIQUE trouvent emploi dans les mêmes conditions que les plaques MONIER. Si besoin en est, on peut leur donner une plus grande portée, comme dans les planchers (n° 89).

Comme exemple de constructions de ce genre, on cite deux pontceaux exécutés sous voie ferrée pour la *Compagnie du Jura-Simplon*.

Le premier est une dalle de 2 mètres de portée construite en 1894 en *gare de Wigen* (ligne de Berne à Lucerne). L'épaisseur de la dalle est de 0,25 m.

Le second ouvrage a été établi sur la ligne de Lausanne, dans la *gare de Saint-Maurice*, en 1897. C'est un passage inférieur biais, de 2,64 m. d'ouverture droite et 3,50 m. de portée maxima. L'épaisseur est de 0,30 m.

**226. Dalles armées de poutrelles.** — On a construit des ponts et aqueducs dans lesquels le tablier, formé d'une dalle plate en béton, est armé de fers double T (voy. chap. 1, n° 24, fig. 34) disposés comme les longerons d'un tablier métallique. Pour les ponts qui doivent livrer passage à de lourdes charges sur axe, on s'est bien trouvé de mettre, perpendiculairement aux fers double T, des barres de répartition en fers ronds ou des entretoises en fers profilés.

Le *pont sur le Grand-Morin à Meaux (Seine-et-Marne)* a été construit d'après ce système. Le tablier, de 10 mètres de portée et 4,40 m. de largeur, est armé de 25 poutrelles réparties sur la largeur de la chaussée, égale à 2,40 m. Les trottoirs sont établis en porte-à-faux. Un pavage en bois de 0,10 m. d'épaisseur est posé directement sur la dalle en béton armé, laquelle est bombée transversalement. Sur les culées, qui sont en maçonnerie ordinaire, la dalle repose librement, et, sur l'une d'elles, on a ménagé des plaques de glissement de manière à permettre la dilatation.

On peut écarter davantage les poutrelles et profiler entre elles le béton en forme de voussettes. Ce système sera décrit plus loin (nos 238 à 240).



## 3° PONTS A POUTRES DROITES

**227. Système Hennebique.** — Dans la construction des ponts-routes et des passerelles, le système HENNEBIQUE de tabliers à poutres droites a reçu depuis 1895 de nombreuses applications, spécialement en France, en Suisse et en Autriche<sup>1</sup>. La portée de ces ouvrages atteint 15 mètres.

Comme les dalles, les ponts à poutres du système HENNEBIQUE présentent des dispositions entièrement semblables à celles des planchers de ce type (voy. nos 95-96). De même que dans ceux-ci, les poutres sont donc des nervures faisant corps avec le hourdis qui constitue le platelage du pont.

La structure est des plus simples : d'habitude, le hourdis se trouve porté par des poutres parallèles distantes de 1,50 m. à 2 mètres d'axe en axe. Quelquefois on place aussi des poutres secondaires qui remplissent le rôle des entretoises dans les ponts métalliques.

Les nervures sont profilées par-dessous le hourdis qui constitue la semelle supérieure des poutres. Dans certains cas, cependant, on a placé par-dessus les nervures formant poutres de rive, soit parce que la hauteur voulue faisait défaut sous le tablier, soit dans le but d'utiliser ces nervures pour contenir la voie latéralement.

L'épaisseur du hourdis est plus forte que dans les planchers lorsque le pont est destiné à la circulation des véhicules. Elle peut aller jusqu'à 0,20 m<sup>2</sup>.

Les supports des ponts droits se font généralement en maçonnerie ordinaire. On les a cependant construits quelquefois en béton armé. Ce sont spécialement les piles qui se prêtent à ce mode de construction, lequel permet de réduire les épaisseurs usuelles.

Dans les piles en béton armé, la disposition de l'armature est la même que dans les poteaux (voy. chap. I, n° 52, et chap. II, n° 126)<sup>2</sup>. Au lieu d'une pile continue, on peut, dans certains cas, porter les poutres du tablier par des piliers isolés. Ceux-ci peuvent être des pieux battus dans le sol (voy. n° 178). La construction devient ainsi des plus simples et fort économique.

<sup>1</sup> Pour les couvertures du même système, voy. nos 285-286.

<sup>2</sup> Mode d'exécution, voy. chap. III, nos 420 et 432 ; dosage du béton, n° 393.

<sup>3</sup> Voy. n° 275 un exemple de pile pour pont en arc système HENNEBIQUE.





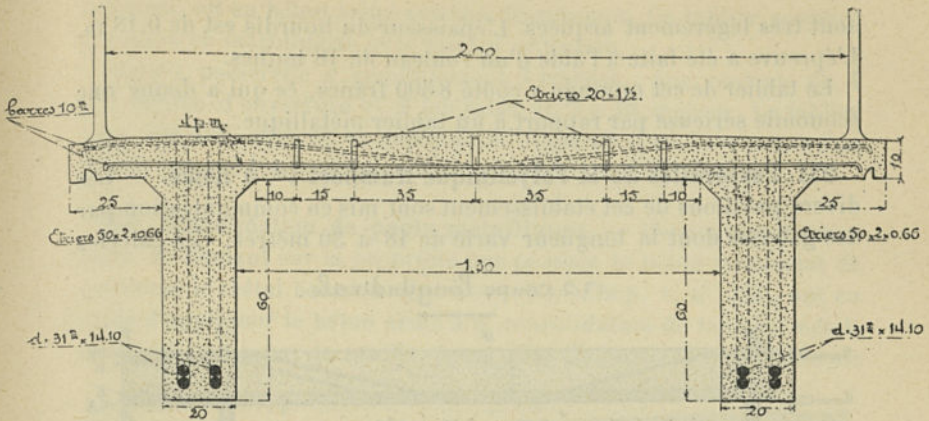


Fig. 402. — Passerelle à Yverdon sur le canal oriental (1896). Coupe transversale.

230. Pont de la Maladière près Lausanne. — Cet ouvrage (fig. 403),

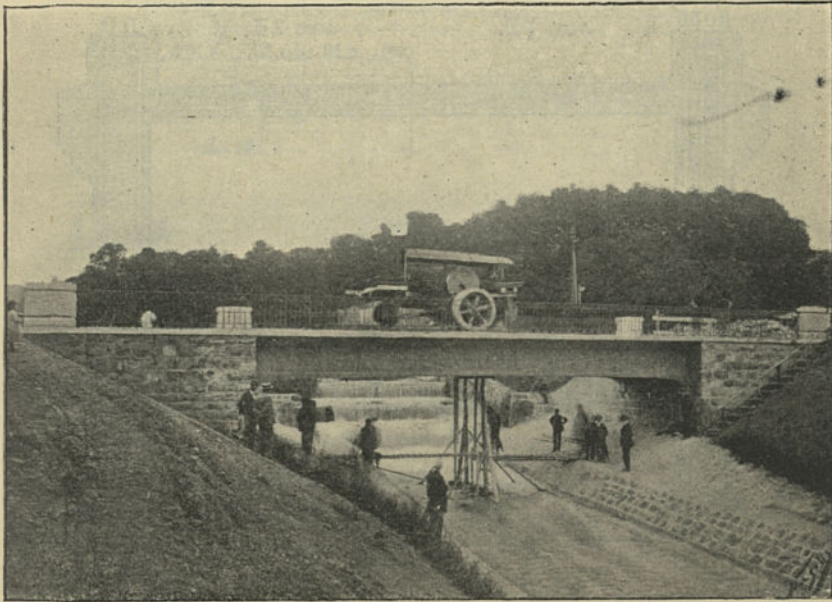


Fig. 403. — Pont sur le torrent le Flon, près Lausanne, pour la route de Lutry à Morges (1897).

du système HENNEBIQUE comme les précédents, a 15 mètres d'ouverture et 7,50 m. de largeur. La hauteur des poutres est de 1 mètre. Elles

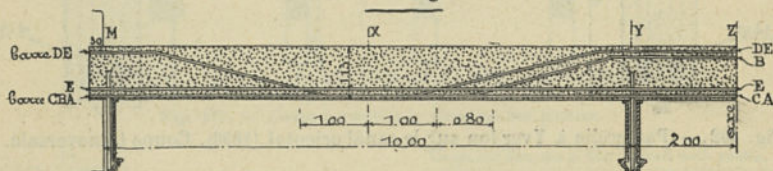


sont très légèrement arquées. L'épaisseur du hourdis est de 0,18 m. L'épreuve a été faite à l'aide d'un rouleau de 18 tonnes.

Le tablier de cet ouvrage a coûté 8500 francs, ce qui a donné une économie sérieuse par rapport à un tablier métallique.

**231. Passerelles de la Polyclinique Humbert I<sup>er</sup>, à Rome.** — Les divers pavillons de cet établissement sont mis en communication par des galeries dont la longueur varie de 18 à 30 mètres. Ces galeries

*1/2 coupe longitudinale.*



*Coupes transversales.*

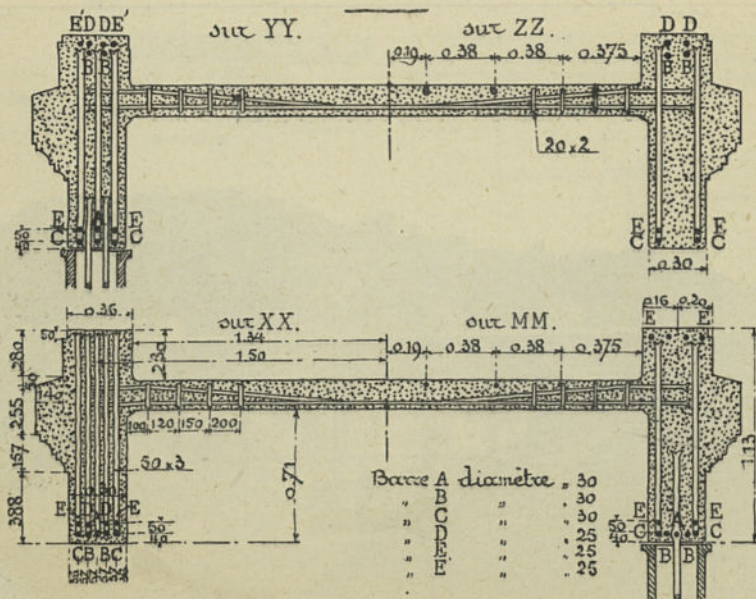


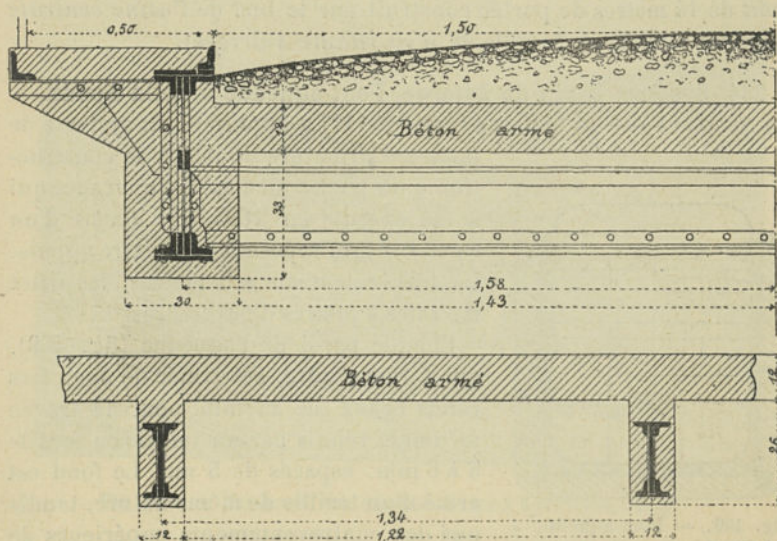
Fig. 404-406. — Passerelle de la Polyclinique Humbert I<sup>er</sup>, à Rome.

sont à trois niveaux : elles comprennent un couloir souterrain en maçonnerie, une galerie de rez-de-chaussée limitée par des colonnes en fonte et une passerelle supérieure dont le tablier, porté par les

colonnes, est en béton armé système HENNEBIQUE. Ce tablier soutient des murs en maçonnerie avec toiture ordinaire.

Chaque passerelle a généralement 3 travées : une centrale de 4 à 5 mètres d'ouverture et 2 latérales de 7 à 13 mètres. Le tablier (figg. 404-406) offre un exemple de la disposition de barres que l'on adopte lorsque les poutres reposent sur plusieurs appuis.

**232. Consolidation de ponts métalliques.** — Plusieurs constructeurs, se fondant sur la propriété que possède le béton de ciment de préserver le métal contre l'oxydation (voy. chap. v, n° 622), ont eu l'idée d'appliquer le béton armé à la consolidation de tabliers métalliques attaqués par la rouille. A cet effet, ils revêtent complètement



Figg. 407-408. — Passage supérieur à Périgueux. Renforcement du tablier métallique.

les parties métalliques des ouvrages d'une enveloppe adhérente en béton de ciment. Dans cette enveloppe sont noyées des barres métalliques qui, avec les poutres du tablier existant, donnent au tablier nouveau la résistance voulue pour porter le poids mort ainsi augmenté et les surcharges.

M. HENNEBIQUE a appliqué en 1900 le procédé à un *passage supérieur* de 8 mètres d'ouverture situé à *Périgueux*, sur la ligne de chemin de fer de Périgueux à Brive (Compagnie d'Orléans). Le tablier de cet ouvrage était fortement attaqué par la fumée des loco-



motives. Il a pu être conservé en y appliquant la consolidation que les figures 407-408 représentent schématiquement en coupe transversale et longitudinale.

Un travail analogue a été exécuté en 1901 à un *passage supérieur du chemin de fer de ceinture de Bruxelles*, place Verbœckhoven à *Schaerbeek*.

**233. Système Wayss.** — La maison G.-A. WAYSS et C<sup>ie</sup> de Vienne a construit plusieurs ponts à poutres droites, dont les dispositions se rapprochent de celles des ouvrages du système HENNEBIQUE. Le type d'armature adopté par cette maison a été indiqué en principe au chapitre I, n° 36 (voy. également n° 287). On cite notamment un pont de 14 mètres de portée construit sur le bief de l'*usine centrale de force motrice* de la ville de *Wels (Haute-Autriche)*.

**234. Système Pavin de Lafarge. Pont-aqueduc à Lalla-Aouda.** — La Société PAVIN DE LAFARGE (voy. n° 111) a appliqué son système de poutre à armature double à la construction d'un pont-aqueduc. Cet ouvrage, qui a été exécuté en 1895, est formé d'un canal continu reposant sur quatre appuis. La travée centrale a 8 mètres, les deux latérales 4 mètres d'ouverture.

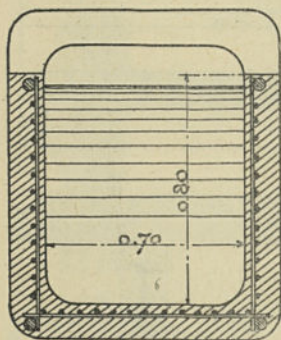


Fig. 409. — Pont-aqueduc à Lalla-Aouda, près Orléansville (Algérie). Coupe transversale.

Chaque paroi de l'aqueduc (fig. 409), qui forme poutre, est armée de deux fers ronds égaux (de 22 mm. pour la travée médiane) réunis par un treillis en fers de 5 à 6 mm. espacés de 5 cm. Le fond est armé d'un treillis de même nature, tandis que des contreventements supérieurs de 25 cm. de largeur espacés de 1 mètre maintiennent les parois latérales.

**235. Système Möller.** — Le système de poutre dû à M. MÖLLER (voy. chap. I, nos 3, 31 et chap. II, n° 116) a trouvé en Allemagne, depuis 1893, un emploi très étendu dans la construction des ponts et passerelles<sup>1</sup> pour des portées atteignant 15 mètres.

Le tablier est formé d'un hourdis plat<sup>2</sup> auquel sont suspendues des nervures distantes, au maximum, de 1,50 m.

<sup>1</sup> Voy. un exemple de couverture de même système n° 288.

<sup>2</sup> Le système de tablier avec hourdis en forme de voûte est décrit à propos des ponts en arc (n° 283).

Les supports sont en maçonnerie ordinaire ou en béton. On fait aussi usage de palées métalliques.

Le dosage suivant est employé pour le béton du tablier : 1 ciment, 2,5 sable, 3,5 gravier ou pierraille.

**236. Passerelle sur chemin de fer à Kreiensen.** — Cet ouvrage (fig. 410), construit d'après le système MÖLLER, comprend cinq travées dont quatre de 11,40 m. et une de 12,40 m. d'ouverture. Le tablier,

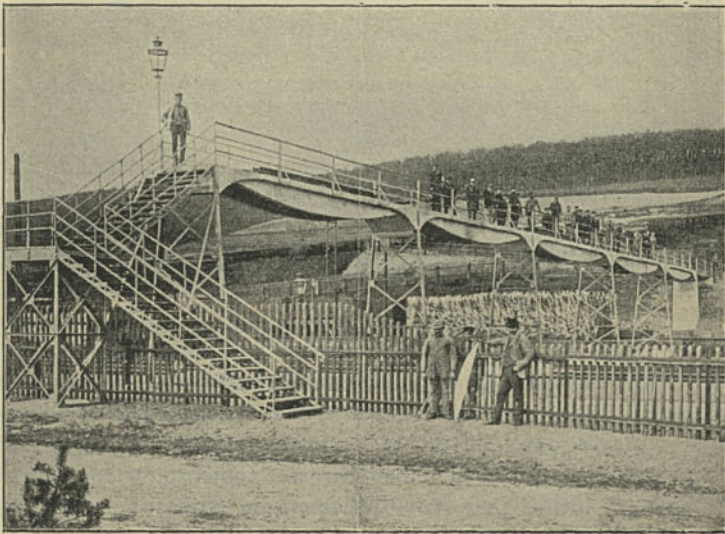


Fig. 410. — Passerelle sur chemin de fer à Kreiensen (1896).

d'une largeur de 1,50 m., comprend deux nervures armées de fers plats de  $150 \times 14$  mm. garnis de 6 fers d'angle. Des cornières de  $60 \times 60 \times 10$  sont noyées transversalement dans le hourdis et portent les montants des garde-corps. L'ouvrage est supporté par 5 palées métalliques et une en béton. Il a été prévu pour une surcharge de 400 kg. par mètre carré.

**237. Pont sur la Selke à Alexisbad.** — Ce pont représente la forme d'application du système MÖLLER à un ouvrage sous route ordinaire d'une seule portée (fig. 411). L'ouverture est de 15 mètres. Le tablier a été essayé à l'aide d'un rouleau à vapeur de 20 tonnes.



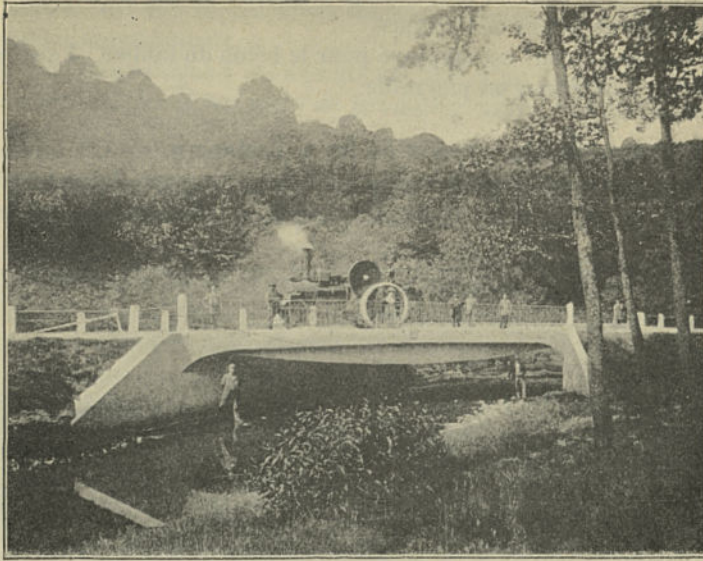


Fig. 411. — Pont sur la Selke à Alexisbad (1897).

238. **Tabliers armés de poutres métalliques.** — Au cours du chapitre I (n° 34), on a eu l'occasion de mentionner nombre de systèmes de planchers droits dans lesquels des poutres métalliques, incorporées dans le béton, font office d'armatures. Ce genre de construction a été souvent utilisé pour l'établissement de ponts droits. On n'en citera ici que les applications les plus caractéristiques.

239. **Pont sur la « Evergreen Road » près Pittsburgh.** — M. PAT-

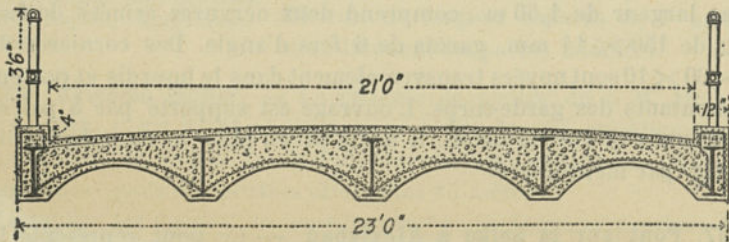


Fig. 412. — Pont sur la « Evergreen Road », près Pittsburgh, dans l'Allegheny County (Pennsylvanie). Coupe transversale.

TERSON, ingénieur en chef des routes à Pittsburgh, a construit en 1898 un pont (fig. 412) dans lequel l'emploi des poutrelles comme arma-

ture principale se trouve combiné avec celui du *métal déployé*. Celui-ci est utilisé pour consolider les voussettes profilées entre les poutrelles dans le tablier en béton.

La portée de cet ouvrage est de 8,50 m. Les poutrelles de rive ont 0,45 m. et les poutrelles intermédiaires 0,50 m. de hauteur. La chaussée, de 6,40 m. de largeur libre, a reçu un bombement de 0,10 m. Elle est couverte d'une couche d'empierrement de 0,10 m. Le béton est dosé à 1 ciment, 2 sable et 3 pierraille. La charge prévue est un rouleau de 12 tonnes.

**240. Ponts du chemin de fer de Courcelles à Passy.** — L'établissement de la nouvelle *ligne de Courcelles au Champ-de-Mars* à Paris, entreprise en vue de l'Exposition universelle de 1900, a entraîné le doublement des voies de la partie du chemin de fer de ceinture comprise entre Courcelles et Passy. L'élargissement de la tranchée et des souterrains primitifs a donné lieu à des applications fort importantes du béton armé, tant dans la construction des couvertures des souterrains (voy. n° 286) et des encorbellements (voy. n° 316), que dans celle des ponts et passerelles.

La Compagnie du Chemin de fer de l'Ouest n'a cependant admis le béton armé proprement dit (système HENNEBIQUE) que pour les ouvrages sous trottoirs, bâtiments, massifs plantés, etc., et lui a préféré, pour les tabliers supportant les chaussées, un dispositif de construction imaginé par M. l'ingénieur en chef RABUT.

Ce système, qui comporte l'emploi de poutres en acier combiné avec celui du béton, dérive du type usuel des tabliers métalliques avec voussettes en briques. Les figures 413-414, représentant l'un des huit ponts ainsi établis, définissent le procédé. Le béton qui recouvre les voussettes, dont l'extrados est appareillé en découpe, enveloppe et dépasse le haut des poutres, de façon à garnir surtout la semelle comprimée. Le calcul de ces tabliers a été fait comme celui d'un tablier métallique en admettant pour le métal un taux double du chiffre usuel (voy. chap. iv, n° 545). On est ainsi parvenu à franchir des portées de 16 à 18 mètres avec une hauteur de poutre de 0,80 m. et 0,90 m. soit  $\frac{1}{20}$  de l'ouverture. Les essais de ces ouvrages ont permis de reconnaître que les poutres métalliques incorporées dans le béton éprouvent, sous une charge déterminée, une flexion inférieure de 50 p. 100 à celle qu'elles prennent sous la même charge avant la construction des voussettes.



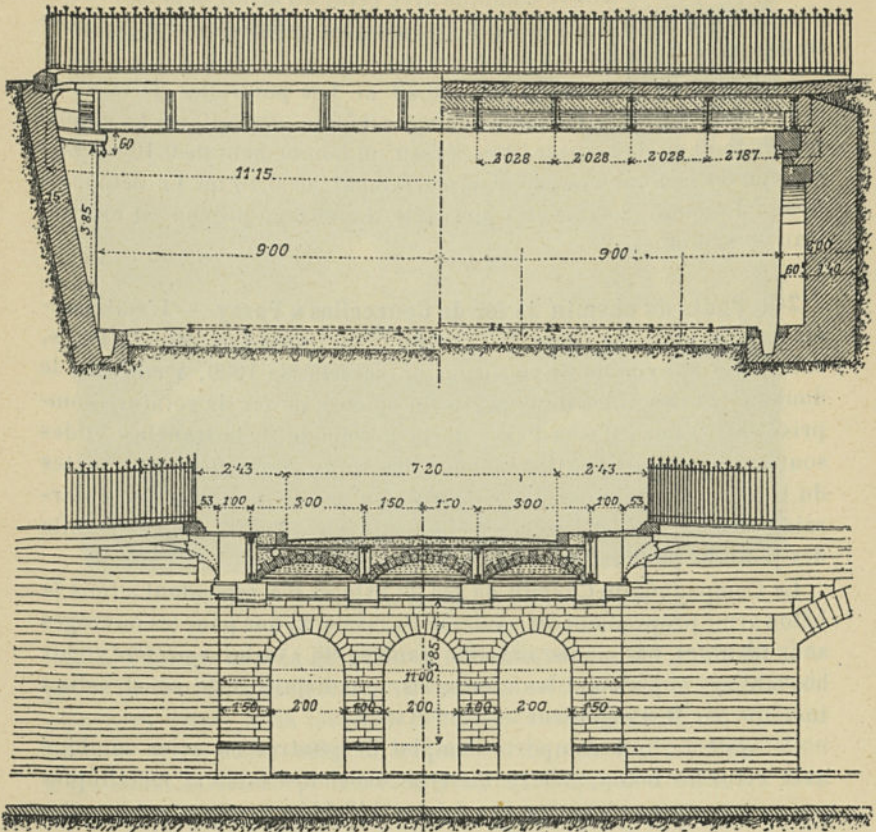


Fig. 413-414. — Chemin de fer de Courcelles à Passy.  
Pont sous la rue Dufrénoy.

**241. Pont en X sur la Sarthe au Mans.** — Cet ouvrage, construit en 1898 par M. HAREL DE LA NOË, ingénieur en chef des ponts et chaussées, pour le passage de deux lignes ferrées d'intérêt local, ne peut être considéré dans son ensemble comme une application du béton armé. Mais quelques-uns de ses éléments, dans lesquels le métal est allié au béton, offrent des dispositions originales (figg. 415-418).

Les poutres principales du tablier, qui franchissent des ouvertures variant de 3 mètres à 16,45 m., sont des poutres métalliques continues dont la semelle supérieure seule est engagée dans une masse de béton. Les entretoises sont constituées à l'aide de vieux rails travers-

sant les âmes des poutres. Ces rails servent d'armature à un platelage en béton posé sur voussettes en briques.

Les piles sont des cylindres en béton, dont le parement est formé de pierres artificielles en béton de ciment moulé d'avance. L'arma-

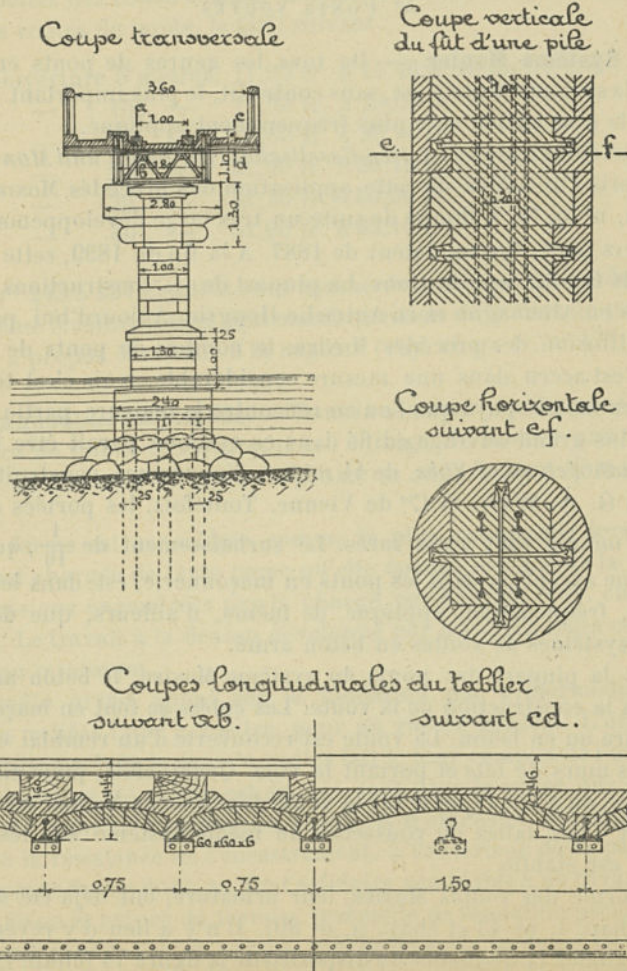


Fig. 415-418. — Pont en X sur la Sarthe, au Mans.

ture est composée de vieux rails et de liaisons transversales. La base du fût, par lequel celui-ci repose sur la tête des pieux de fondation, ainsi que le chapiteau qui porte les poutres du tablier, sont également armés de rails et de poutrelles.



L'emploi de vieux fers a permis d'obtenir dans la construction de ce pont une économie très importante. La dépense totale s'est élevée à 33,000 francs seulement, soit environ 60 francs le mètre carré.

#### 4° PONTS VOUTÉS

**242. Système Monier.** — De tous les genres de ponts en béton armé, le système MONIER est, sans contredit, le plus important. Il est à a fois le plus ancien et le plus fréquemment appliqué.

La société berlinoise : *Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau*, qui a pris l'initiative de cette application des procédés MONIER (voy. chap. I, n° 3), lui a donné de suite un très large développement. Les premiers ponts MONIER datent de 1887. A la fin de 1899, cette société en avait fait 320 applications. La plupart de ces constructions ont été édifiées en Allemagne et en Autriche-Hongrie. Aujourd'hui, par suite de la diffusion des procédés MONIER, le nombre de ponts de ce système s'est accru dans une mesure considérable, mais c'est toujours dans les mêmes pays que l'on en rencontre la majeure partie.

Le plus grand ouvrage édifié dans ce système paraît être le *pont de Waidhofen sur l'Ybbs*, de 44 mètres d'ouverture, construit par la maison G. A. WAYSS ET C<sup>ie</sup> de Vienne. Toutefois, les portées de plus de 30 mètres sont assez rares. Le surbaissement de  $\frac{1}{10}$ , qui constitue une exception dans les ponts en maçonnerie, est, dans les ponts MONIER, fréquemment appliqué, de même, d'ailleurs, que dans les autres systèmes de voûtes en béton armé.

Dans la plupart des ponts du système MONIER, le béton armé est limité à la construction de la voûte. Les culées se font en maçonnerie ordinaire ou en béton. La voûte est recouverte d'un remblai contenu par des murs de tête et portant la voie. Quelquefois, pour éléger les tympans, on a fait reposer sur la voûte des cloisons MONIER servant de support à des dalles ou voussettes de même système sur lesquelles la voie est établie.

La forme des voûtes MONIER, leur armature, ont déjà été décrites (voy. chap. I, n° 43 et chap. II, n° 80). Il n'y a lieu d'y revenir que pour signaler la fréquence du dispositif de la figure 74 (chap. I, n° 40). Le type d'armature de la figure 72 est moins employé. Dans un cas comme dans l'autre, l'armature supérieure s'étend sur  $\frac{1}{8}$  environ de la portée, de chaque côté, à partir des naissances.

L'armature double complète (fig. 73) ne se rencontre que dans les ouvrages de grande portée ou spécialement renforcés.

Le dosage du béton de la voûte est encore le même que dans les dalles, soit : 1 ciment, 3 sable. On adopte aussi 1 : 4 ou même 1 : 4 1/2 (voy. chap. III, n° 394). Le mode d'exécution des voûtes MONIER sera décrit au chapitre III (nos 406, 423 et 437).

La *Société des constructions MONIER* de Berlin adopte d'habitude, pour les voûtes de ponts, le tarif suivant :

Ouverture 5 mètres,	11,90 fr. à 14,40 fr.	le mètre carré	
— 10 —	17,50 fr. à 20,60 fr.		—
— 15 —	25,60 fr. à 30,00 fr.		—
— 20 —	31,90 fr. à 38,10 fr.		—
— 30 —	41,25 fr. à 50,00 fr.		—
— 40 —	51,90 fr. à 63,10 fr.		—

Les nos 243 à 254 ci-après sont consacrés à la description de ponts du système MONIER. Il sera également question de voûtes de ponts de ce type à propos des essais à la rupture (voy. chap. IV, n° 478).

**243. Aqueducs elliptiques.** — Dans la construction des ponceaux et aqueducs de faible ouverture, il est d'usage de donner aux voûtes MONIER un intrados en anse de panier se rapprochant d'une demi-ellipse.

Cette forme est considérée comme la plus rationnelle lorsque la voûte est chargée de terre parce qu'elle épouse le tracé de la courbe des pressions engendrées par la charge permanente (voy. chap. IV, n° 549). Le travail à la flexion développé par les surcharges est ainsi réduit au minimum.

La voûte prend appui sur la fondation par l'intermédiaire de semelles reliées l'une à l'autre pour un radier général. L'armature de la voûte prolongée dans le radier fait le tour complet de l'ouvrage. Aux naissances, le réseau est doublé, tant dans la voûte que dans le radier, de manière à combattre les efforts d'extension développés par suite de la résistance de l'encastrement, à l'extérieur de la paroi.

L'ouvrage forme donc un tout solidaire semblable à un tuyau ou un égout. Selon la nature du terrain, la semelle de fondation prend appui directement sur le sol, ou sur une couche de sable ou de gravier damé, ou même sur une couche de béton.

Les aqueducs de ce genre sont actuellement très répandus et l'on en construit jusque 8 mètres de portée<sup>1</sup>.

Les figures 419-423 représentent une application pour une ouver-

<sup>1</sup> A propos de ce même type d'ouvrage voy. Voûtements, n° 292.



ture de 2 mètres. La fondation est établie sur gravier. Les murs

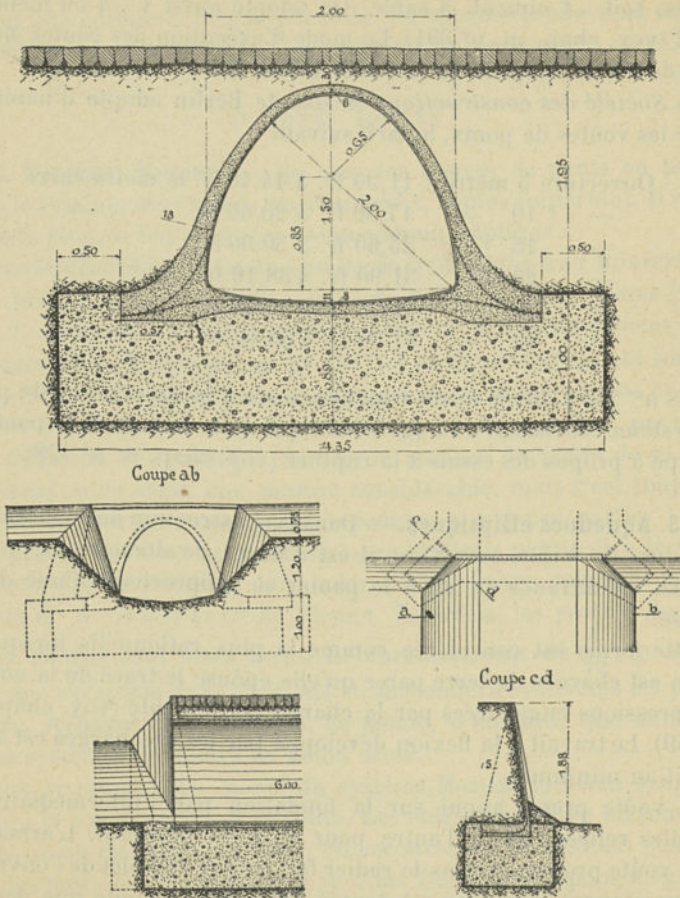


Fig. 419-423. — Aqueduc sous route à Buddenbrock (près Greiffenhagen) (1891).

de tête et murs en aile sont en béton armé comme le corps de l'ouvrage.

**244. Pont-route à Solt (Hongrie).** — La voûte elliptique est applicable dans tous les cas où les naissances peuvent être descendues au niveau de la fondation. Si le terrain est assez résistant pour recevoir la pression sur une faible largeur de semelle et qu'un revêtement ne soit pas nécessaire, on supprime quelquefois le radier général.

La figure 424 représente un pont à deux pertuis de 5 mètres d'ou-

verture établi de cette façon. Cet ouvrage, de 6 mètres de largeur, a été construit pour une surcharge de 450 kg. par mètre carré. Les murs

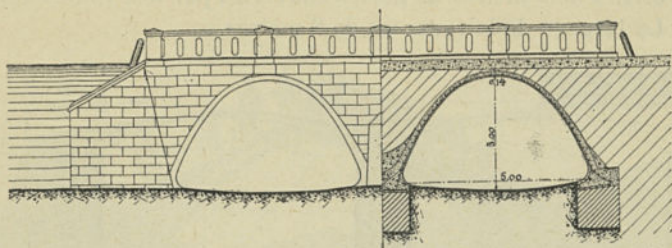


Fig. 424. — Pont Temploméry à Solt (Hongrie) pour la route Budapest-Semlin (1889).

de tête et murs en aile sont en béton, de même que le massif de fondation.

**245. Passage supérieur à Borsi (Hongrie).** — Le système de voûte appliqué dans les ouvrages dont il vient d'être question implique la suppression des culées. Il rappelle les ponts à culées perdues qui sont la forme type des passages supérieurs de chemin de fer dans les tranchées en terrain rocheux. Les voûtes MONIER trouvent également emploi dans la construction de ce dernier genre d'ouvrage.

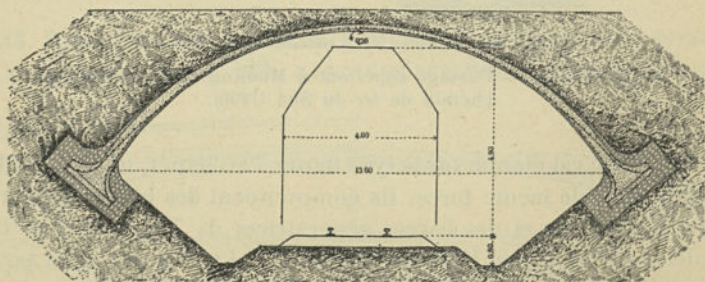


Fig. 425. — Passage supérieur à Borsi près Satorallja (Hongrie); sur le chemin de fer Nord-Est hongrois (1891).

L'exemple figuré ci-dessus (fig. 425) concerne une voûte de 13 mètres de portée. Les semelles de fondation sont en béton. L'ouvrage est établi en vue d'une surcharge de 450 kg. par mètre carré.

**246. Passage supérieur à Mödling (Autriche).** — Cet ouvrage (figg. 426-427) a marqué le début d'une série d'applications du sys-



tème MONIER faites par la *Compagnie du chemin de fer du Sud autrichien* à la construction de passages supérieurs. Il comprend trois arches de 9 mètres de portée couvertes par des voûtes surbaissées. La largeur de la route est de 8 mètres.

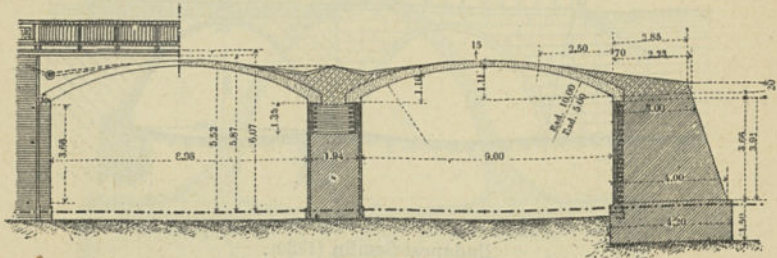


Fig. 426. — Élévation et coupe longitudinale partielles.

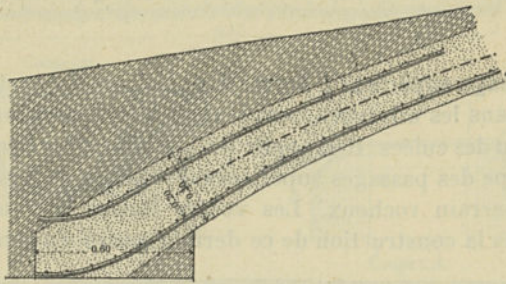


Fig. 427. — Détail de la retombée d'une voûte.

Figs. 426-427. — Passage supérieur à Mödling (Autriche) sur le chemin de fer du Sud (1890).

L'armature est établie sur le type figure 72 (chap. I, n° 40). Les deux réseaux sont de même force. Ils comprennent des barres directrices de 10 millimètres et des barres génératrices de 7 millimètres. Dans les deux séries il y a 12 barres par mètre. Le rapport de la section du métal des directrices à la section du béton à la clef est égal à 0,63 p. 100.

#### 247. Passerelle sur le chemin de fer de Saarbrücken à Neunkirchen.

— La *Société des constructions MONIER* a établi sur les chemins de fer allemands un certain nombre de passages supérieurs pour piétons. La figure 428 montre un exemple d'ouvrage de ce genre construit complètement en béton. La voûte présente comme ouverture, 14,80 m., comme flèche, 4,50 m., comme épaisseur à la clef 0,15 m. La largeur

est de 2 mètres, la surcharge prévue, 500 kg. par mètre carré. Cet



Fig. 428. — Passerelle sur le chemin de fer de Saarbrücken à Neunkirchen (1891).

ouvrage offre un exemple de tympans élégis par des voussettes de décharge reposant sur cloisons.

**248. Pont-route à Nymphenburg (Bavière).** — Ce pont qui présente 17,30 m. de portée (fig. 429), a reçu une armature MOXIER double com-

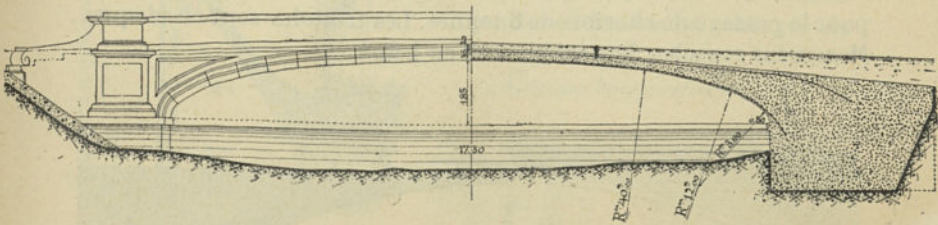


Fig. 429. — Pont-route dans le parc royal de Nymphenburg (Bavière) (1892).

plète d'après le type figure 73 (chap. 1, n° 40). La voûte, fortement surbaissée est tracée en anse de panier. Les dimensions ont été déterminées en vue du passage de chariots de 24 tonnes.

Le pont a une largeur totale de 10 mètres dont 6,30 m. pour la chaussée. Celle-ci est pavée en bois. Le pavage repose directement sur



la voûte à la clef. Ailleurs l'intervalle est rempli de béton. Les trottoirs sont asphaltés.

Cet ouvrage a été décoré avec beaucoup de soin. Les murs de tête sont en pierre de taille et les parapets en granit. Le coût total du pont a été de 42 500 francs.

**249. Pont-route à Ebhausen (Wurtemberg).** — La voûte de ce pont (fig. 430) a une portée de 20 mètres. La flèche est de 2,50 m., l'épaisseur

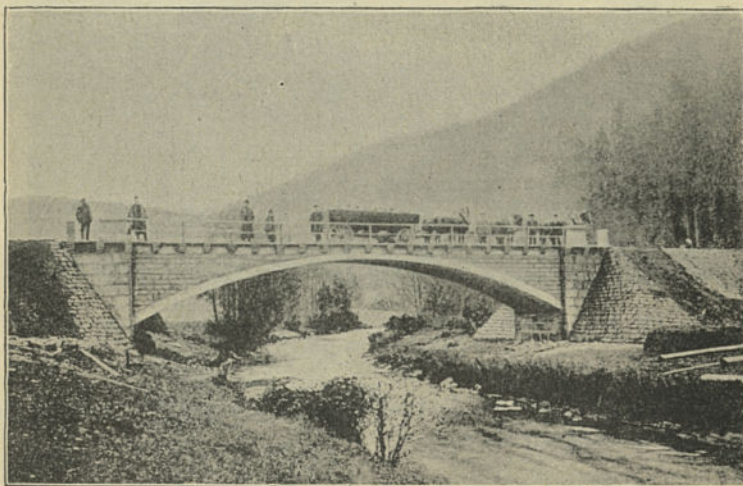
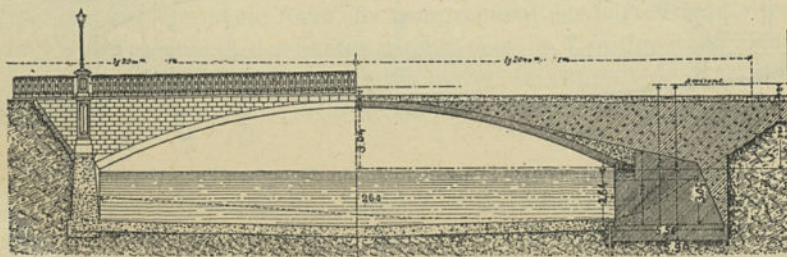


Fig. 430. — Pont pour la route d'Ebhausen à Altensteig (Wurtemberg) (1891).

à la clef, 0,20 m. L'ouvrage, d'une largeur de 4 mètres, a été calculé pour le passage de chariots de 8 tonnes. Les trottoirs sont en plaques MONIER sur consoles. Les culées sont en béton.



Élévation et coupe longitudinale.

Fig. 431. — Pont sur la Bialka, à Bielitz-Biala (Autriche) (1894).

**250. Pont sur la Bialka à Bielitz-Biala (Autriche).** — Cet ouvrage

(figg. 431-432) a été construit d'après le système MONIER par la maison

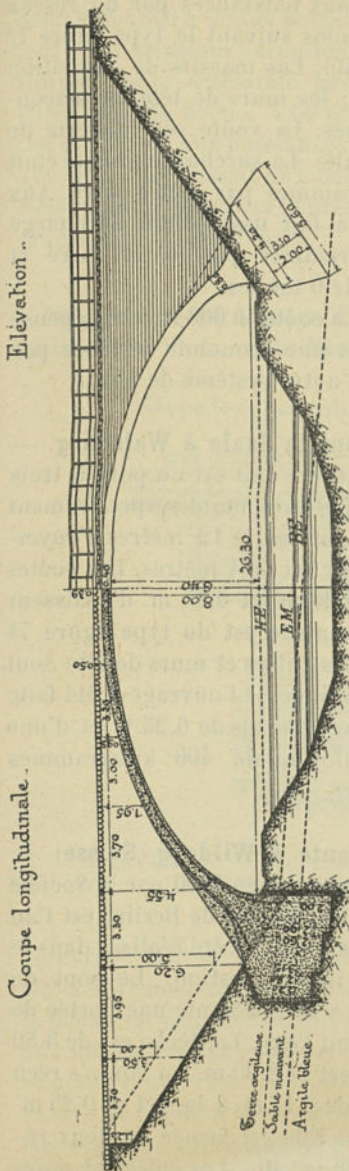
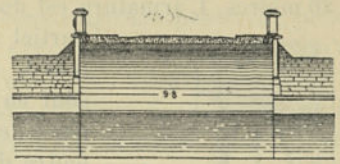


Fig. 433.



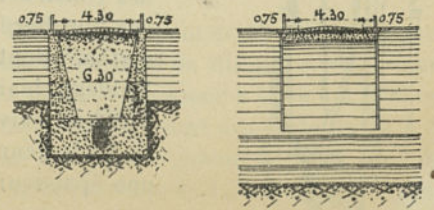
Coupe transversale.

Fig. 432. — Pont sur la Bialka, à Bielitz-Biala (Autriche) (1894).

G. A. WAYSS ET C<sup>ie</sup> de Vienne. L'ouverture est de 26 mètres. La voûte a une épaisseur de 0,32 m. à la clef et 0,45 m. aux naissances. Elle comprend 130 mètres cubes de béton et a été construite en seize heures. L'épreuve a été faite à l'aide d'un chariot de 12,8 tonnes. Les culées et murs de tête sont en maçonnerie de moellons.

251. Pont sur le canal de l'Oberland à Draulitten. — Ce pont (figg. 433-435), établi en tranchée, a pu être construit avec culées perdues. La voûte, chargée de

Coupes transversales.



Figg. 434-435.

Figg. 433-435. — Pont sur le canal de l'Oberland à Draulitten (1894).

remblai, a reçu une forme elliptique (anse de panier à 7 centres) qui



rappelle celle des aqueducs décrits plus haut (n° 243). La portée est de 26 mètres. L'armature est doublée aux naissances par un réseau partiel d'extrados suivant le type figure 72 (chap. 1, n° 40). Les massifs de fondation sont en béton, les murs de tête en maçonnerie de briques. La voûte est couverte de feutre d'asphalte. La surcharge prévue était de 400 kilogrammes par mètre carré. Aux épreuves, on a fait usage d'une surcharge de 800 kilogrammes par mètre carré et d'un rouleau de 9 tonnes.

Cet ouvrage a coûté 40 000 francs, dépense qui comportait une économie sérieuse par rapport à tout autre système de pont.

#### 252. Pont sur la Saale à Walsburg. —

L'ouvrage dont il s'agit est un pont à trois arches (fig. 436) présentant respectivement 29 mètres, 18 mètres et 12 mètres d'ouverture. La largeur est de 4 mètres. Les voûtes ont 0,30 m., 0,20 m. et 0,15 m. d'épaisseur à la clef. L'armature est du type figure 74 (n° 40). Les piles-culées et murs de tête sont en béton. L'épreuve de l'ouvrage a été faite à l'aide de deux chariots de 6,25 t. et d'une surcharge uniforme de 400 kilogrammes par mètre carré.

#### 253. Pont-route à Wildegg (Suisse). —

Cet ouvrage, construit en 1890 par la *Société des constructions MONIER* de Berlin, est l'un des plus hardis qui aient été réalisés dans le système dont il est question. Le pont de Wildegg, biais à 45°, présente une portée de 37,22 m. suivant l'axe. La flèche est de 3,50 m. La largeur est de 3,90 m. La voûte a reçu une épaisseur de 0,17 m. à la clef et 0,25 m. aux naissances. Elle est armée de deux réseaux complets suivant le type figure 73 (n° 40). Les culées et murs de tête sont en béton. Les calculs ont été faits pour une surcharge de 500 kilogrammes par mètre carré.

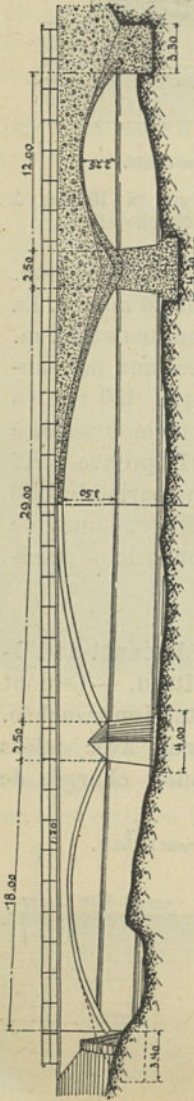


Fig. 436. — Pont sur la Saale à Walsburg, près Hammer (1893).

seaux complets suivant le type figure 73 (n° 40). Les culées et murs de tête sont en béton. Les calculs ont été faits pour une surcharge de 500 kilogrammes par mètre carré.

**254. Passerelle à l'Exposition de Brême.** — L'Exposition tenue à Brême en 1890 a donné occasion de construire une passerelle présentant des dimensions exceptionnelles. Cet ouvrage ne comportait qu'une simple voûte accessible par des escaliers. L'ouverture était de 40 mètres, la flèche, 4,50 m. L'épaisseur était égale à 0,25 m. à la clef et 0,55 m. aux naissances. La largeur de la voûte, égale à 3,00 m. à la clef, s'accroissait aux naissances jusque 8,00 m. Cette voûte a été construite en trente-six heures. La surcharge prévue était de 1 000 kilogrammes par mètre carré.

**255. Pont-canal à Onigo di Pavie (Italie).** — Cet exemple montre l'adaptation de la voûte MONIER à la construction d'un pont-canal.

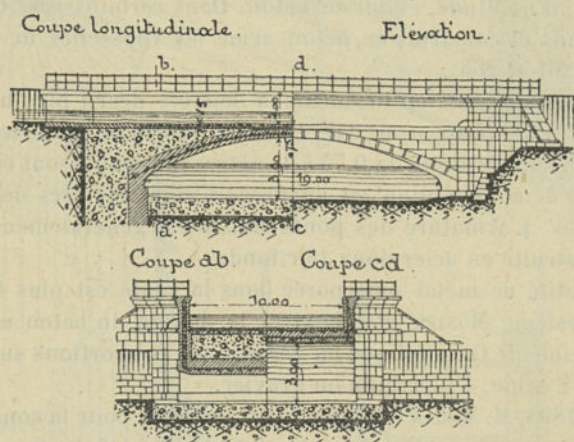


Fig. 437-438. — Pont-canal sur le torrent Curogna pour le canal de Brentella à Onigo di Piave (Trévise) (1899).

L'ouvrage dont il s'agit (figg. 437-438), un pont de 19 mètres de portée, a été construit par la maison G. Oborico de Milan. La voûte, dont la flèche est égale à 2,75 m., a 0,60 m. d'épaisseur à la clef et 0,90 m. aux naissances. Les bajoyers de la cuvette sont armés de fers à T et en outre d'un réseau métallique qui passe également par le fond du canal. La hauteur d'eau dans la cuvette est de 1,70 m. L'essai a été fait avec une surcharge de 2 300 kilogrammes par mètre carré.

L'ouvrage a coûté 40 000 francs.

**256. Système Melan.** — Le système de voûte en béton armé pro-



posé en 1892 par M. MELAN, professeur à l'École polytechnique de Brünn, a rencontré beaucoup de faveur dans la construction des ponts.

En Autriche nombre d'applications en ont été faites, mais c'est aux États-Unis (voy. chap. I, n° 4) que ce système, exploité par la *Melan Arch Construction Company* de New-York, a reçu le plus de développement.

La portée moyenne des ponts du système MELAN dépasse celle des voûtes MONIER. On a atteint une ouverture de 42,40 m. avec un surbaissement de  $\frac{1}{16}$  (voy. n° 267).

De même que dans les ponts MONIER, la construction en béton armé est, dans ceux-ci, généralement limitée à la voûte. Le reste de l'ouvrage est, d'habitude, établi en béton. Dans certains cas, on a éligé les tympans et construit en béton armé les voussettes de décharge (voy. nos 261 et 265).

Le système MELAN, en lui-même, a déjà été décrit plus haut (voy. chap. I, n° 43 et chap. II, n° 84). Dans les voûtes de pont, les arcs de l'armature sont distants de 0,75 à 1 mètre. Lorsqu'ils sont en treillis, leur mode de construction est analogue à celui des arcs des tabliers métalliques. L'armature des ponts MELAN est généralement aujourd'hui construite en acier doux (fer fondu).

La quantité de métal incorporée dans la voûte est plus forte que dans le système MONIER. Par contre, le dosage du béton est moins riche en ciment. On applique en général les proportions suivantes : 1 ciment, 2 sable, 4 pierraille ou gravier.

Depuis 1898, M. MELAN a adapté à son système, pour la construction des ponts de grande portée, des articulations à la clef et aux naissances (voy. chap. I, nos 40 et 43). On décrira plus loin (nos 265 et 267) deux exemples de cette disposition. Un autre type de voûte, ne comportant qu'une seule articulation placée à la clef, a également été appliqué (n° 262).

Les procédés d'exécution relatifs aux ponts du système MELAN seront décrits au chapitre III (nos 427 et 439).

Le mode de calcul sera exposé au chapitre IV (n° 591).

**257. Pont sur le Klokuczka bach à Czernowitz (Bukowine).** — Cet ouvrage (figg. 439-442), biais à 70°, présente une ouverture normale de 9 mètres. La portée oblique est de 9,62 m. La voûte est en anse de panier. Un radier réunit les deux culées. Il est construit, comme la voûte, en béton armé. Les arcs de la voûte sont

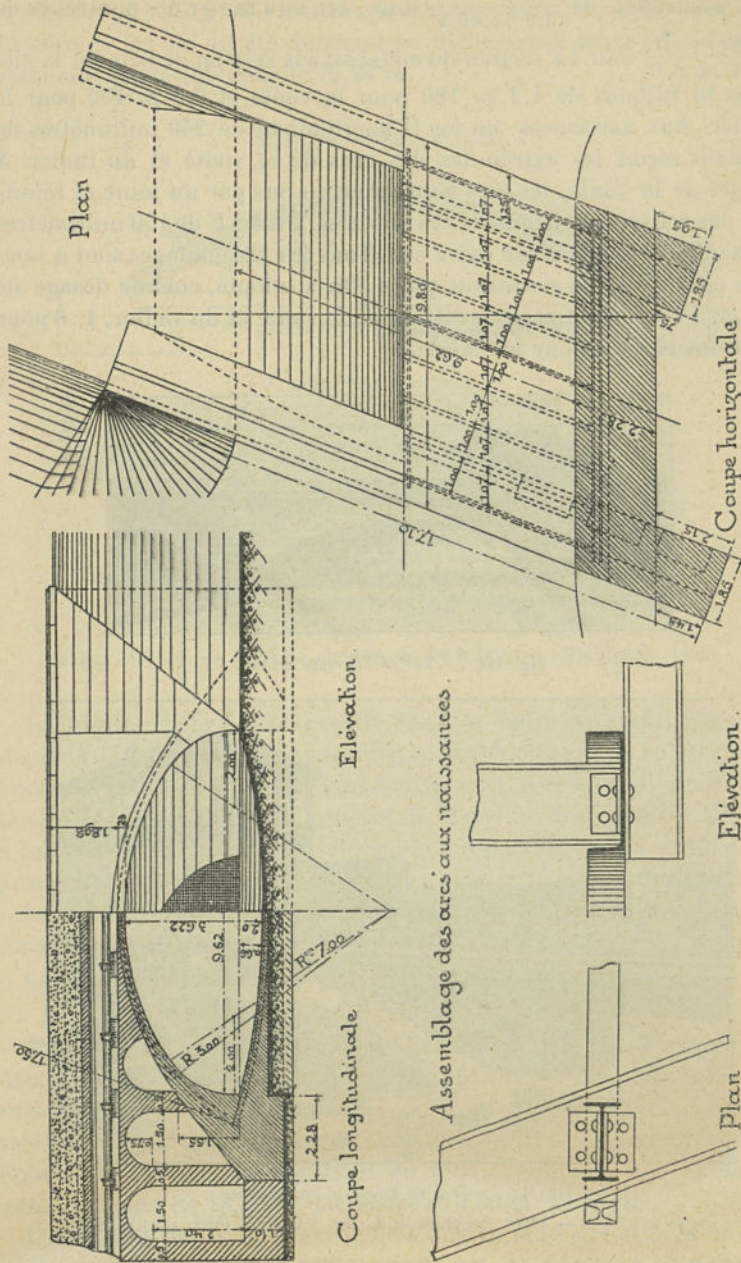


Fig. 439-442. — Pont sur le Klokuczabach à Czernowitz (Bukowine) (1895).



des poutrelles de  $\frac{180 \times 82}{6,9 \times 10,4}$  mm., ceux du radier des poutrelles de  $\frac{130 \times 62}{5,4 \times 8,1}$  mm. La section du métal est à la section de béton à la clef dans le rapport de 1,2 p. 100 pour la voûte et 0,8 p. 100 pour le radier. Aux naissances, un fer U longitudinal de 240 millimètres de hauteur reçoit les extrémités des arcs de la voûte et du radier. A la clef de la voûte, les arcs sont interrompus par un joint et réunis par des éclisses horizontales et verticales. Un fer U de 100 millimètres de hauteur les entretoise entre eux. Tous les assemblages sont à boulons pour éviter la rivure sur place. On a adopté, comme dosage de béton, 1 : 7 pour la partie centrale de la voûte et du radier, 1 : 8 pour les reins et 1 : 9 pour les culées.

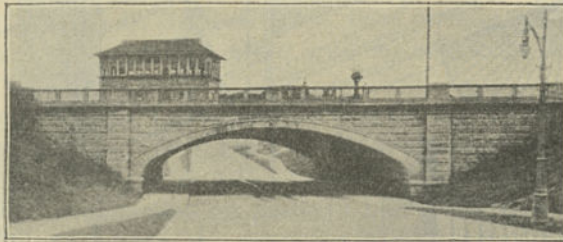


Fig. 443. — Vue de l'ouvrage achevé.

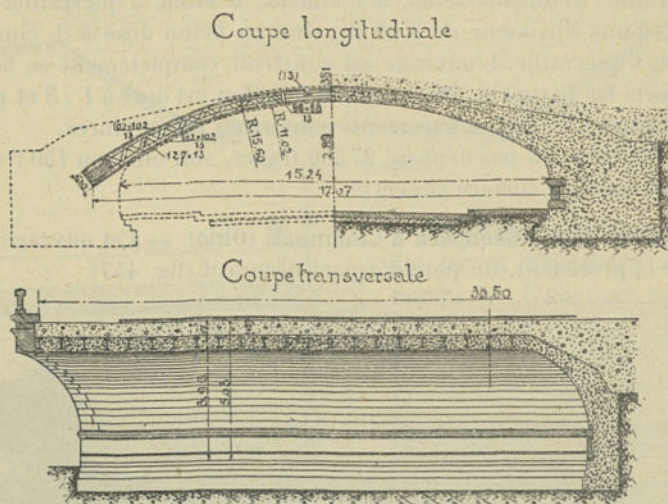


Fig. 444. — Vue de l'ouvrage en exécution.

Figs. 443-444. — Pont de chemin de fer à Détroit (Michigan) (1895).

258. Pont de chemin de fer à Détroit (Michigan). — L'ouvrage dont

il s'agit (figg. 443 à 446) est très probablement le plus grand pont de chemin de fer qui ait été construit en béton armé. Biais à  $73^\circ$ , il présente une portée oblique de 15,24 m.



Figg. 445-446. — Pont de chemin de fer à Détroit (Michigan) (1895).

La largeur (pour 8 voies) est de 30,50 m. entre parapets. Les arcs, distants de 0,762 m., sont en treillis, sauf aux naissances et à la clef où l'âme est pleine sur une certaine longueur. L'épaisseur de la voûte à la clef étant de 0,437 m., le rapport de la section des semelles des arcs à celle du béton en cet endroit est de 2,8 p. 100, ce qui dénote une armature renforcée. L'extrados de la voûte est couvert d'asphalte.

Les têtes de l'ouvrage sont en pierre de taille. Le revêtement a été construit en même temps que l'on bétonnait le corps de l'ouvrage. La dépense totale s'est élevée à 170 000 francs.

**259. Pont Franklin dans le Forest Park à Saint-Louis (Missouri).** — Aux États-Unis, le béton armé reçoit très souvent la préférence par raison d'aspect. Aussi nombre des ponts que l'on a établis d'après le système MELAN sont-ils des ouvrages décoratifs de parcs publics. Celui dont il s'agit ici, construit en 1897, comprend une arche en anse de panier de 18,30 m. de portée et 3,35 m. de flèche.

L'épaisseur de la voûte est égale à 0,28 m. à la clef et 0,76 m. aux naissances. L'armature est formée de poutrelles arquées de 203 mil-



limètres de hauteur espacées de 0,91 m. La largeur de l'ouvrage est de 9,80 m. dont 7,30 m. de chaussée.

Le dosage du béton de la voûte a été fixé à 1 ciment, 2,5 sable, 4 pierraille; celui des reins, à 1 ciment, 3 sable, 5 pierraille. Les culées, d'une épaisseur de 3,05 m. sont en béton dosé à 1 ciment, 3 sable, 6 pierraille. L'ouvrage est construit complètement en béton y compris les parapets. Pour ceux-ci le béton est dosé à 1 : 3 et pour les balustres à 1 : 2. Les parements sont ornés de moulures.

Le coût total n'a pas dépassé 27 500 francs, soit environ 150 francs le mètre carré de surface couverte.

**260. Pont dans l'Edenpark à Cincinnati (Ohio).** — Cet ouvrage est, comme le précédent, un pont d'aspect décoratif (fig. 447).

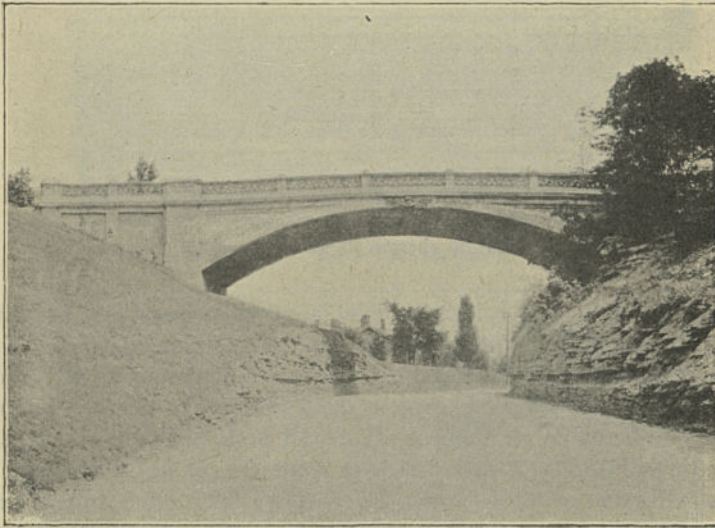


Fig. 447. — Pont dans l'Edenpark à Cincinnati (Ohio) (1894).

La voûte, en arc de cercle, a 21,30 m. de portée et 3 mètres de flèche. La largeur est de 10,30 m. L'épaisseur de la voûte est de 0,38 m. à la clef et 1,22 m. aux naissances. Les arcs, distants de 1 mètre, sont des poutrelles de 229 millimètres de hauteur pesant 31 kilogrammes le mètre. Le pourcentage de fer à la clef est donc de 1 p. 100. L'ouvrage est construit entièrement en béton, y compris les parapets. La voûte est au dosage de 1 ciment, 2 sable, 4 pierraille. L'épreuve du pont a été faite à l'aide d'un rouleau de 15 tonnes<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Exécution de cet ouvrage, voy. chap. III, n° 439, fig. 768.





pourvues d'un réseau complet à l'intrados et d'un réseau partiel à l'extrados. A la base et à la tête des piles, l'armature de celles-ci est reliée à celles de la voûte principale et des voussettes (fig. 451).

Le béton de la voûte et des piles et voussettes est composé de 1 ciment et 3 gravier. La voie est formée de béton dosé à 1 : 4 : 7, revêtu d'asphalte.

Cet ouvrage a coûté 10 000 francs.

**262. Pont-route à Payerbach.** — Le système MELAN se présente dans cet ouvrage sous une forme exceptionnelle. La voûte est articulée à la clef, mais non aux naissances. Les culées font, en quelque sorte, partie de la voûte, à laquelle elles sont rattachées par de solides ancrages.

Le pont de Payerbach, construit en 1900, a 26 mètres d'ouverture et 1,80 m. de flèche, soit près de  $\frac{1}{15}$  de surbaissement. La largeur est de 5,50 m.

L'épaisseur de la voûte, égale à 0,45 m. à la clef, augmente fortement vers les naissances, où elle atteint 1,46 m. Les arcs, qui présentent une forme semblable, sont espacés de 1,00 m. Les semelles sont des cornières de  $\frac{120 \times 120}{13}$  mm. Leur section totale est égale à 2,6 p. 100 de l'épaisseur de la voûte à la clef. L'âme, qui est en treillis, est formée de plats de  $80 \times 10$  mm. dans la partie centrale et de cornières de  $\frac{65 \times 65}{8}$  mm. vers les retombées.

Au delà des naissances, les deux semelles des arcs se prolongent dans les culées en convergeant rapidement l'une vers l'autre et se terminent à une poutre transversale à laquelle sont amarrées des tiges en fer rond de 35 millimètres (à raison de 2 par arc), qui descendent au travers du massif pour venir se fixer à une poutrelle horizontale noyée transversalement dans la fondation. Ce dispositif d'encastrement, exceptionnel pour le système MELAN, est analogue à celui adopté dans les voûtes WÜNSCH d'une façon systématique (voy. nos 270-272).

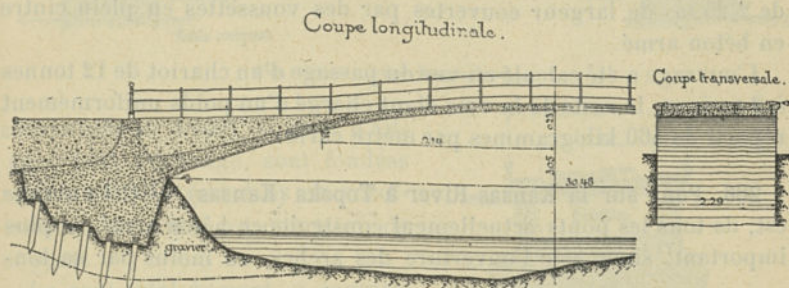
**263. Pont sur la Passaic-River à Paterson (New-Jersey).** — Cet ouvrage, construit en 1897, appartient déjà à la catégorie des grands ponts en béton armé. D'une longueur de 89,90 m. il comprend trois arches dont une de 27,12 m. et deux de 26,90 m. de portée. La flèche des trois voûtes est de 2,89 m., ce qui leur donne un surbaissement de  $\frac{1}{10}$  environ. La voie a 15,85 m. de largeur. Les piles, en béton comme le reste de l'ouvrage, ont 2,60 m. d'épaisseur. Les voûtes ont 0,38 m. d'épaisseur à la clef et 1,67 m. aux naissances. L'armature

est formée de poutrelles de 254 millimètres de hauteur pesant 37,2 kg. par mètre et espacées de 0,91 m. Elle est donc proportionnée à raison de 1,4 p. 100 de la section de la voûte à la clef. Le béton de la voûte est au dosage de : 1 ciment, 2 sable, 4 pierraille.

Les têtes de l'ouvrage sont garnies d'un revêtement en moellons.

Le pont de Paterson a coûté 350 000 francs.

**264. Passerelle sur le Housatonic à Stockbridge (Massachusetts).** — D'une portée de 30,48 m. et surbaissée au  $\frac{1}{10}$ , cette passerelle est d'une grande légèreté d'aspect (figg. 452-453). La partie centrale de la



Figg. 452-453. — Passerelle sur le Housatonic à Stockbridge (Massachusetts) (1895).

voûte n'est pas couverte et sert directement à la circulation. L'armature, formée d'arcs de 178 millimètres de hauteur pesant 22,3 kg. le mètre et espacés de 0,71 m., représente 1,8 p. 100 de la section à la clef. La voûte, dont le béton est dosé à 1 : 2 : 4, prend appui sur des culées en béton dosé à 1 : 3 : 6. Par suite de la mauvaise nature du sol, formé de gravier limoneux, on a été conduit à donner à ces culées une forte épaisseur et à les établir sur pilots descendant jusqu'au rocher. L'épreuve de la passerelle a été faite avec une surcharge de 380 kilogrammes par mètre carré.

Le coût de l'ouvrage s'est élevé à 7 400 francs.

**265. Pont François-Joseph sur le Laibach à Laibach (Carniole).** — Ce pont, de construction récente (1900), offre l'exemple d'une voûte du système MELAN articulée aux naissances et à la clef pour une ouverture de 33 mètres et une flèche de 4,40 m. L'ouvrage, légèrement biais, présente une largeur libre de 14 mètres dont 10 mètres de chaussée.

La voûte a reçu la forme type des voûtes articulées (voy: chap. I, n° 40). A chacune des deux moitiés on a donné comme épaisseur :



à la clef, 0,50 m., aux reins, 0,68 m. et aux naissances, 0,65 m. L'armature est composée d'arcs en treillis espacés de 1,00 m. et 1,15 m. Leur hauteur est de 0,40 m. à la clef et 0,55 m. aux naissances. Ils sont formés de quatre cornières de  $\frac{90 \times 90}{13}$  mm. et d'un treillis de fers plats. Deux entretoises les réunissent dans chaque demi-voûte. La section des cornières seules représente 1,7 p. 100 de la section de la voûte à la clef.

Les articulations, comme d'ailleurs toutes les dispositions de la voûte, sont entièrement semblables à celles du pont de Steyr décrit ci-après (n° 267). Les tympans sont élévis par des galeries transversales de 2,25 m. de largeur couvertes par des voussettes en plein cintre en béton armé.

L'ouvrage a été calculé en vue du passage d'un chariot de 12 tonnes à 2 essieux, le reste de la voie étant chargé d'un poids uniformément réparti de 460 kilogrammes par mètre carré.

**266. Pont sur la Kansas-River à Topeka (Kansas).** — Cet ouvrage est, de tous les ponts actuellement construits en béton armé, le plus important, sinon par l'ouverture des arches, au moins par sa lon-

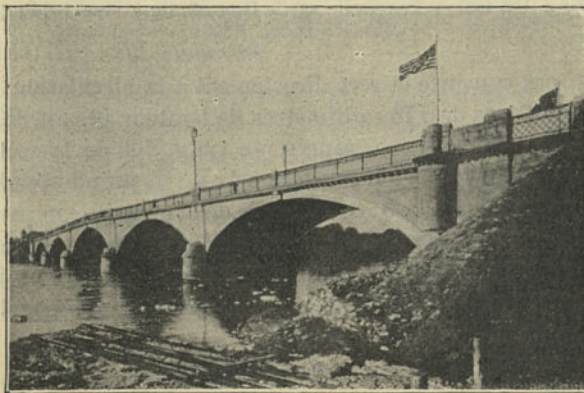


Fig. 454. — Pont sur la Kansas-River, à Topeka (Kansas) (1896-97).

gueur totale. Celle-ci est de 197,20 m. Le pont de Topeka comprend cinq arches dont une centrale de 38,09 m., deux, de rive, de 29,72 m. et deux intermédiaires de 33,53 m. d'ouverture (fig. 454). Les voûtes, dont les flèches valent respectivement 5,70 m., 4,30 m. et 5,00 m., sont armées de 12 arcs en treillis en acier (figg. 455-456). Dans l'arche cen-

trale l'épaisseur est de 0,50 m. à la clef et 2,50 m. aux naissances, tandis que la hauteur des arcs varie de 0,46 m. à 0,66 m. Les piles,

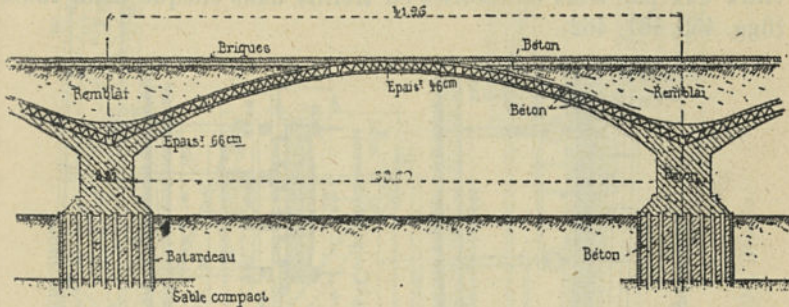


Fig. 455. — Coupe longitudinale.

construites en béton, comme d'ailleurs tout l'ouvrage, sont fondées sur un massif coulé dans un encoffrement et englobant des pilots de support.

Le coût total du pont, y compris les travaux accessoires, s'est élevé à 750 000 francs dont 175 000 francs pour les voûtes seules. Le poids total des armatures était de 140 tonnes.

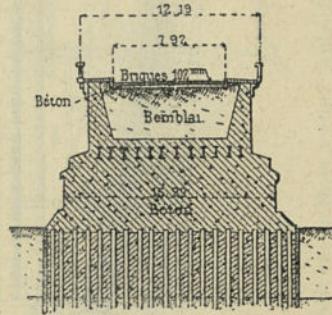


Fig. 456. — Coupe transversale sur une pile.

Figs. 455-456. — Pont sur la Kansas River à Topeka (Kansas) (1896-97).

### 267. Pont sur la Steyr à Steyr (Autriche). — Le système MELAN

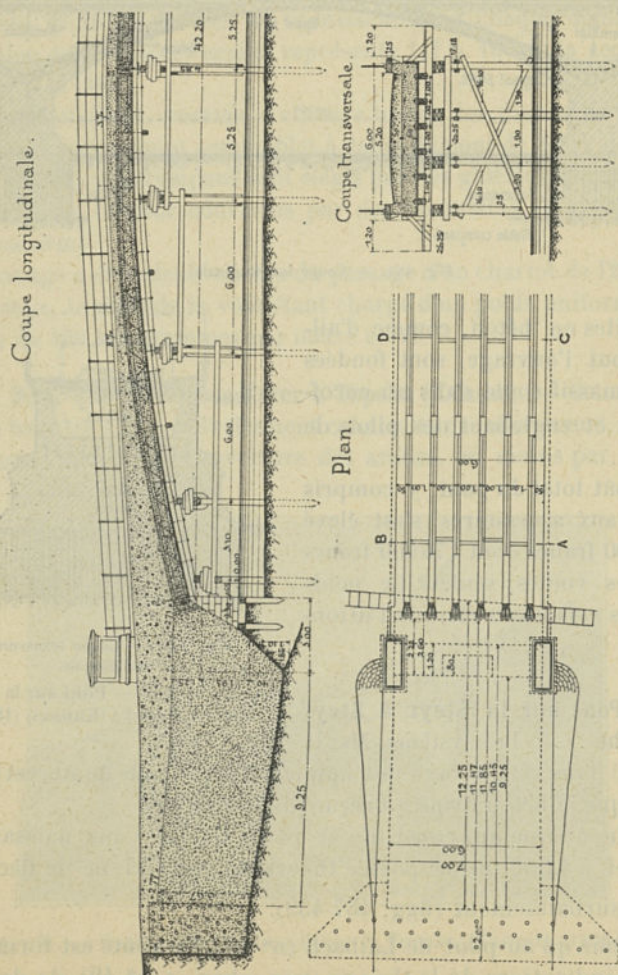
a trouvé dans cet ouvrage une application qui, sans doute, est la plus hardie que le béton armé ait reçue jusqu'à ce jour.

L'arche unique qui constitue ce pont, articulée aux naissances et à la clef, a 42,40 m. de portée théorique et 2,617 m. de flèche soit  $\frac{1}{16}$  de surbaissement (figg. 457-459).

De même qu'au pont de Laibach (n° 265) la voûte est formée, suivant les indications de la théorie (voy. chap. I, n° 40), de deux segments renflés aux reins. L'épaisseur de béton, qui vaut à la clef 0,60 m. et aux naissances 0,70 m., est égale à 0,80 m. aux quarts de l'ouverture. Les arcs en treillis de l'armature (fig. 460) ont reçu une forme analogue. Leur hauteur varie de 0,50 m. à la clef et aux naissances à 0,70 m. au milieu des deux segments de voûte. Entre la section



totale des cornières qui forment les membrures des arcs et celle de la voûte à la clef, le rapport est de 2,2 p. 100. Les arcs sont réunis entre eux par trois entretoises en treillis dans chaque demi-voûte (figg. 458, 461, 462).



Figg. 457-459. — Pont sur la Steyr à Steyr (Autriche) (1898). Ensemble.

Les articulations (figg. 463-465) sont établies d'après un système mixte comportant : pour les arcs, des rotules et sabots d'appui analogues à ceux des tabliers métalliques ordinaires et, pour la voûte en béton, entre les arcs, des voussoirs prenant appui l'un sur l'autre par





construits à l'avance en pierre artificielle formée de béton dosé à 1 : 4. Les surfaces de contact ont été traitées par la fluatation. Entre ces surfaces, on a placé des plaques de 10 centimètres de largeur destinées à assurer la répartition des pressions. On avait prévu l'emploi de plaques de plomb de 2 millimètres d'épaisseur. En exécution, on s'est servi de plaques d'asbeste de 4 millimètres d'épaisseur, mais on a reconnu plus tard que ces plaques étaient trop compressibles pour cet usage. Les voussoirs en pierre artificielle étaient placés entre les sabots d'appui des arcs (fig. 465), à une certaine distance de ceux-ci. Les intervalles ainsi ménagés sont restés vides pendant la construction de la voûte. Après achèvement de celle-ci, on les a remplis de béton damé. Des plaques d'asbeste ont été placées dans le joint d'articulation.

Le béton de la voûte a été composé de : 1 ciment, 2 sable et 4 pierraille. Les arcs sont en acier doux d'une résistance de 39,5 kg., à 44 kilogrammes par millimètre carré à la rupture avec un allongement de 30 à 26,5 p. 100. Les pièces d'articulation sont en acier coulé, sauf les sabots d'appui sur les culées qui sont en fonte.

Les culées sont construites en béton (figg. 457-458) de même que les murs de tête (fig. 459). Dans ces murs de tête et dans la voie, on a ménagé aux naissances et à la clef des joints ouverts correspondant à ceux de la voûte, de façon à permettre les mouvements que les articulations sont destinées à faciliter.

La poussée très considérable exercée par la voûte a occasionné dans l'exécution un mécompte assez sérieux qu'il est utile de signaler. On sait que les dimensions d'une culée doivent être déterminées notamment en vue de la stabilité à obtenir contre l'effort horizontal exercé par la voûte. La résistance au glissement est en rapport avec le poids total de la culée. Ce poids ne peut donc descendre en dessous d'une certaine valeur. Or, dans l'exécution du pont de Steyr, le terrain résistant a été rencontré à une cote plus élevée que celle sur laquelle on avait compté. On en a profité pour s'établir plus haut que le projet ne le supposait, mais on a perdu de vue qu'en supprimant le cube de béton situé sous la cote admise dans les calculs, on réduisait d'autant le poids utile et par suite la résistance des culées au glissement. Dans l'occurrence, il aurait fallu majorer l'épaisseur prévue de façon à mettre en œuvre le poids de béton jugé indispensable à la stabilité des massifs. C'est ce qui n'a pas été fait. L'erreur commise a été

le nom de système *Köpke* aux ponts en maçonnerie et en béton non armé (voy. chap. iv, n° 594).



reconnue lorsque, la voûte ayant été décintrée, on s'aperçut que la clef éprouvait un affaissement continu très sensible. Ce mouvement était attribuable également, en partie, à la défectuosité d'exécution signalée plus haut dans les articulations.

Les culées ont été consolidées en injectant du ciment dans le gravier qui constituait le terrain de contre-butage derrière les massifs de béton (figg. 457-458). Le mouvement constaté dans la voûte s'est arrêté. Il n'a causé aucun dommage, grâce à la présence des articulations (voy. chap. IV, n° 594).

L'épreuve de l'ouvrage a été faite à l'aide d'une surcharge de 460 kilogrammes par mètre carré.

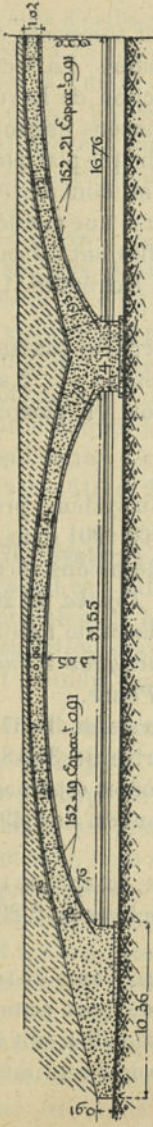


Fig. 466. — Demi-coupe longitudinale.

**268. Ponts de Green et Goat Islands (Niagara).** — Ces ouvrages, construits sur les plans de M. R. S. BUCK, ingénieur, offrent un exemple d'application du système auquel il a été fait allusion au chapitre I, n° 43 et qui dérive du système MELAN par une modification de l'âme des arcs métalliques.

Les deux ponts dont il s'agit ont été construits en 1900 pour relier entre elles et à la

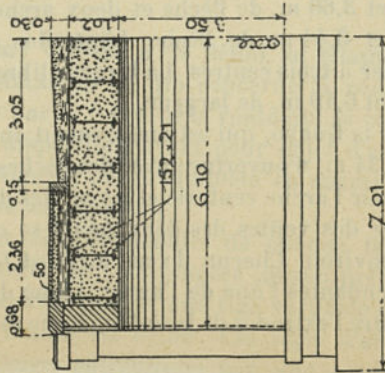


Fig. 467. — Demi-coupe transversale.

Figs. 466-467. — Pont de Goat Island.

rive les îles *Green* et *Goat* situées dans le *Niagara*. Chacun comprend trois arches. Au pont du bras oriental, l'arche centrale a 33,53 m. de



portée et les arches de rive 31,55 m. Au pont du bras occidental, elles ont respectivement 16,76 m. et 15,39 m. d'ouverture. Les figures 466-467 se rapportent au premier de ces ouvrages.

Les arcs qui constituent l'armature des voûtes sont composés chacun de deux semelles en fer plat réunies par des boulons. La section totale de ces semelles représente 0,7 p. 100 de la section de la voûte à la clef. Chaque semelle est formée de quatre tronçons assemblés entre eux à l'aide de couvre-joints rivés. En outre, chaque plat porte, suivant son axe, une ligne de rivets espacés de 0,20 m. dont les têtes, de forme spéciale, font saillie dans le béton pour assurer une meilleure adhérence. Les boulons d'entretoisement des semelles ont 19 millimètres de diamètre. Ils portent 2 écrous à chaque extrémité. Leur espacement est de 0,80 m. environ.

Le béton des voûtes est dosé à 1 : 2 : 4 avec pierraille passant à l'anneau de 30 millimètres. Les supports sont en béton 1 : 4 : 8 avec pierraille ou galets de 50 millimètres. Les têtes sont en pierre de taille.

**269. Ponts-route à Porto-Rico.** — Une variante du système précédent est représentée par deux ponts construits en 1900-1901 dans l'île de *Porto-Rico*. L'auteur des plans et l'entrepreneur de la construction était M. THACHER, l'un des entrepreneurs du *pont de Topeka* (n° 266).

Les deux ouvrages dont il s'agit sont établis sur la route militaire de *San Juan* à *Ponce*. L'un franchit la rivière *Jacaguas* à *Juana Diaz*, l'autre la rivière *Guayo* entre *Juana Diaz* et *Ponce*.

Le pont de la *Jacaguas* comprend une arche centrale de 36,57 m. d'ouverture et 3,66 m. de flèche et deux arches de rive de 30,48 m. d'ouverture et 3,44 m. de flèche. L'intrados des voûtes est tracé en anse de panier à trois centres. La largeur libre du pont est de 5,49 m. Les voûtes ont 6,10 m. de largeur.

Le pont de la *Guayo*, qui est entièrement analogue, comprend trois arches de 21,34 m. d'ouverture avec des flèches respectives de 2,29 m. et 2,13 m. pour l'arche centrale et les arches de rive.

L'armature des voûtes des deux ponts se compose d'arcs distants de 0,90 m. environ. Chacun de ces arcs est formé de deux semelles plates indépendantes l'une de l'autre. L'une de ces semelles suit l'intrados et l'autre l'extrados de la voûte, à une distance de 5 centimètres de la surface.

Au pont de la *Jacaguas*, les semelles de chacun des arcs, au nombre de 7, sont des fers plats de  $414 \times 19$  millimètres dans l'arche centrale et de  $102 \times 19$  millimètres dans les arches de rive. Chaque plat



est continu d'un bout à l'autre du pont. Les tronçons, de 9 mètres environ de développement, dont ils se composent, sont assemblés à l'aide d'éclisses doubles de 50 centimètres de longueur. Ces éclisses, rivées à l'avance à l'un des plats à assembler, ont été réunies sur place à l'autre à l'aide de boulons tournés de 19 millimètres. Dans les culées, les semelles se terminent par un petit retour d'équerre. Ces plats portent, sur toute leur longueur, une ligne de rivets espacés de 20 centimètres d'axe en axe et dont les têtes font saillie de 22 millimètres.

Le béton a été composé de ciment, de sable et de gravier ou pierreaille dans la proportion 1 : 2 : 4 pour les voûtes, 1 : 3 : 6 pour les piles et 1 : 4 : 8 pour les fondations, les culées et les murs en retour. Le gravier et la pierreaille étaient à l'anneau de 32 millimètres pour les voûtes et de 50 millimètres pour les supports.

Ces ouvrages ont été adjugés à forfait pour la somme de 309 000 fr. pour le pont de la Jacaguas et de 133 500 francs pour celui de la Guayo, ce qui donne respectivement comme prix au mètre carré de surface couverte 410 et 270 francs environ.

**270. Système Wünsch.** — Le système de voûte en béton armé introduit en 1891 par la maison ROBERT WÜNSCH de Budapest a reçu, principalement en Hongrie, d'assez nombreuses applications dans la construction des ponts. L'importance des ouvrages édifiés est cependant moindre que celle des ponts du système MELAN. La plus grande ouverture atteinte est de 25,36 m. avec un surbaissement de  $\frac{1}{10}$  (voy. n° 272).

Le principe du système WÜNSCH a été défini au chapitre 1 (n° 44). Analogue au système MELAN en ce qui concerne la composition de l'armature, il en diffère par la forme de la voûte qui se construit avec tympan plein. Cette disposition ayant pour objet d'améliorer les encastresments aux naissances, on la complète en ancrant très fortement les armatures dans les supports.

Les deux membrures en fers profilés de chaque ferme en arc (voy. fig. 82) sont, à cette fin, prolongées jusque près de la face postérieure de la culée et réunies par une tige verticale qui descend dans la fondation du massif en béton. Ces tiges d'ancrage sont, à leur extrémité inférieure, entretoisées par une poutre horizontale qui règne sur toute la largeur de la culée. Cette poutre est la seule liaison transversale qui existe entre les fermes métalliques.

Les fermes en arc sont distantes de 0,50 à 0,60 m. Elles sont donc



plus rapprochées que dans le système MELAN (voy. n° 256), mais la section totale de métal reste à peu près la même par rapport à la section de la voûte à la clef. Le dosage du béton est également analogue, mais seulement sur une certaine épaisseur à partir de l'intrados égale à l'épaisseur de la voûte à la clef. Au-dessus de cette couche, les reins sont formés en béton plus maigre.

Indépendamment des exemples cités ci-après (n°s 271-272), on reviendra plus loin sur le système WÜNSCH à propos des épreuves à la rupture auxquelles ce genre de voûte a été soumis (chap. IV, n° 478).

**271. Pont sur la Neutra à Neuhäusel.** — Cet ouvrage (figg. 468 et 469-476), d'une longueur totale de 115 mètres, comprend six arches de 17 mètres d'ouverture surbaissées à  $\frac{4}{13}$ . Il est construit complètement en béton, y compris les piles et culées. Les fermes métalliques

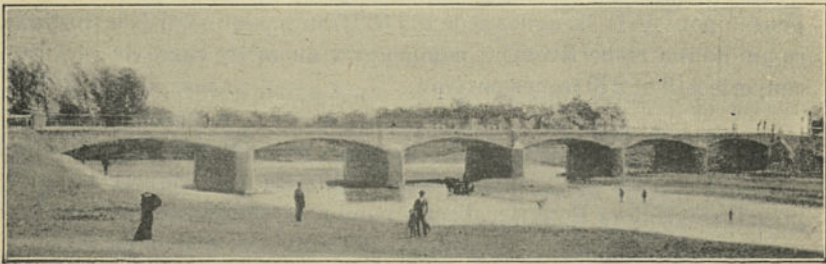
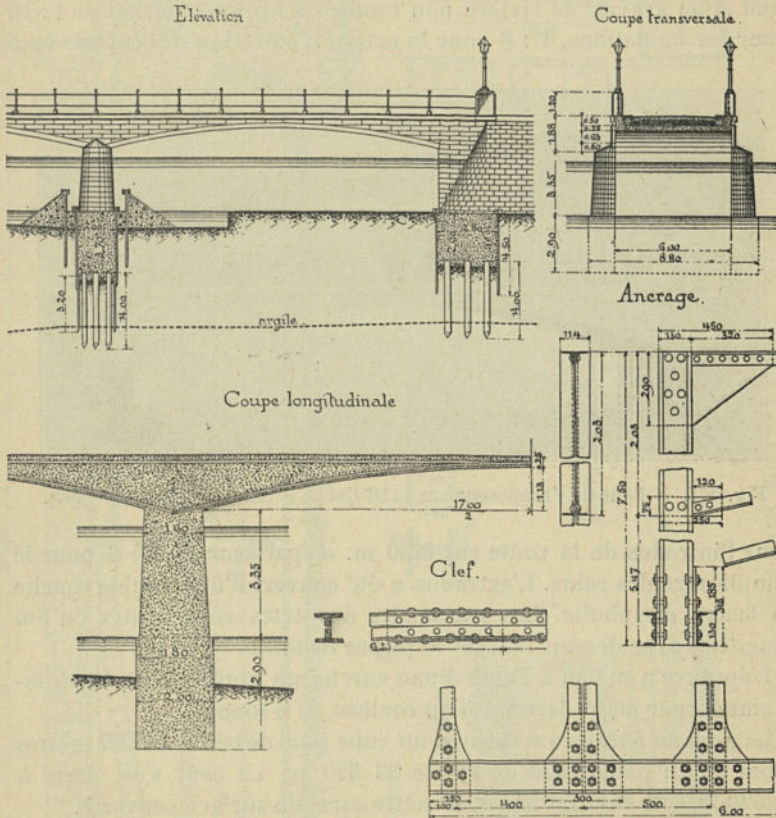


Fig. 468. — Pont sur la Neutra à Neuhäusel (Hongrie) (1892).

sont distantes de 0,50 m. Chaque membrure est formée de deux cornières présentant ensemble une section de 12,32 cm<sup>2</sup>. La section des deux membrures vaut les 2 p. 100 de celle de la voûte à la clef. Les fermes règnent sur toute la longueur du pont. Par-dessus les piles, les deux membrures continuent au travers du massif sans descendre sous le niveau des naissances des voûtes. Aux extrémités du pont, elles sont ancrées jusqu'au pied des culées par le dispositif représenté figures 472, 473 et 476.

Le béton a été formé de ciment et d'une quantité variable de sable et de gravier, ceux-ci étant mélangés entre eux dans la proportion 1 : 2 à 1 : 1 1/2. Le dosage était, pour le béton coulé sous eau : 1 ciment Portland, 5 ciment romain, 30 sable et gravier ; pour le béton de fondation au-dessus de l'eau : 1 ciment Portland, 10 sable et gravier ; pour les massifs des supports en élévation 1 : 8. Dans les voûtes, une épaisseur de 0,20 m. à 0,30 m. à partir de l'intrados a été faite en

béton dosé à 1 : 6. Au-dessus, le dosage a été réduit à 1 : 8. Sur l'extrados des voûtes, on a appliqué une double couche de feutre d'asphalte et un enduit de ciment volcanique sur lequel a été posé l'empierrement de la voie.



Figg. 469-476. — Pont sur la Neutra à Neuhausel (Hongrie) (1892).

L'épreuve du pont a été faite à l'aide d'une surcharge uniforme de 400 kilogrammes par mètre carré et de deux locomobiles passant de front et pesant 6,5 t. et 5,8 t.

272. Pont de l'Empereur sur la Miljacka à Sarajevo (Bosnie). — C'est dans ce pont (figg. 477 et 478-482) que le système Wunsch a reçu son application la plus hardie. La voûte a 25,36 m. de portée avec un surbaissement de  $\frac{1}{10}$ . La disposition des fermes (figg. 480-482) est



semblable à celle de l'ouvrage précédent. La section de l'armature est encore égale, à la clef, à 2 p. 100 de celle de la voûte.

L'ouvrage est construit complètement en béton, sauf les parements des culées qui sont en pierre. Le béton est composé de ciment Portland et de gravier de rivière non tamisé. La proportion est de 1 : 10 pour les fondations, 1 : 8 pour le massif d'élévation des culées, 1 : 6

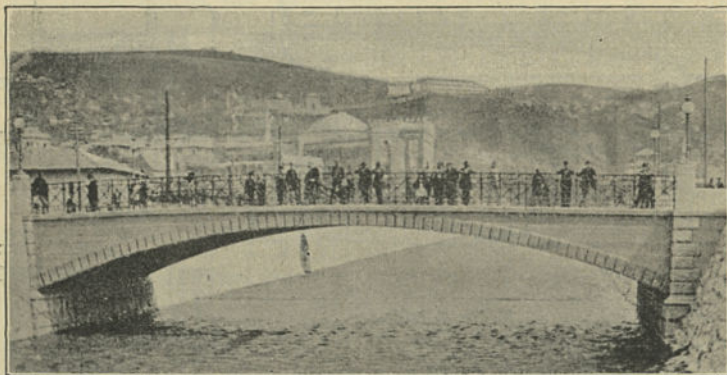


Fig. 477. — Pont de l'Empereur sur la Miljacka à Sarajevo (Bosnie) (1897).

pour l'intrados de la voûte sur 0,30 m. d'épaisseur et 1 : 8 pour le remplissage des reins. L'extrados a été couvert d'une double couche de feutre d'asphalte. Les parements des têtes sont traités en ton rougeâtre avec dessins imitant la pierre de taille.

L'épreuve a eu lieu à l'aide d'une surcharge uniforme de 480 kilogrammes par mètre carré et d'un rouleau de 6 tonnes.

Le pont de Sarajevo a absorbé un cube total de béton de 865 mètres cubés et un poids total de fer de 33 329 kg. Le coût s'est élevé à 82 500 fr. soit environ 280 fr. le mètre carré de surface couverte.

**273. Pont Lamington sur la Mary-River à Maryborough (Queensland).** — Un ouvrage de grande importance, dont la structure est entièrement analogue à celle des ponts du système WÜNSCH, a été exécuté en Australie par l'ingénieur ALFRED BARTON BRADY.

Ce pont (figg. 483-488), dont la longueur totale est égale à 186,84 m., comprend 11 arches de 15,24 m. de portée. L'ouvrage, étant situé tout entier sous le niveau des crues extraordinaires, devait présenter une grande résistance à l'action des eaux. Les voûtes, de 1,22 m. de flèche, soit  $\frac{4}{12,3}$  de surbaissement, ont reçu à la clef une épaisseur

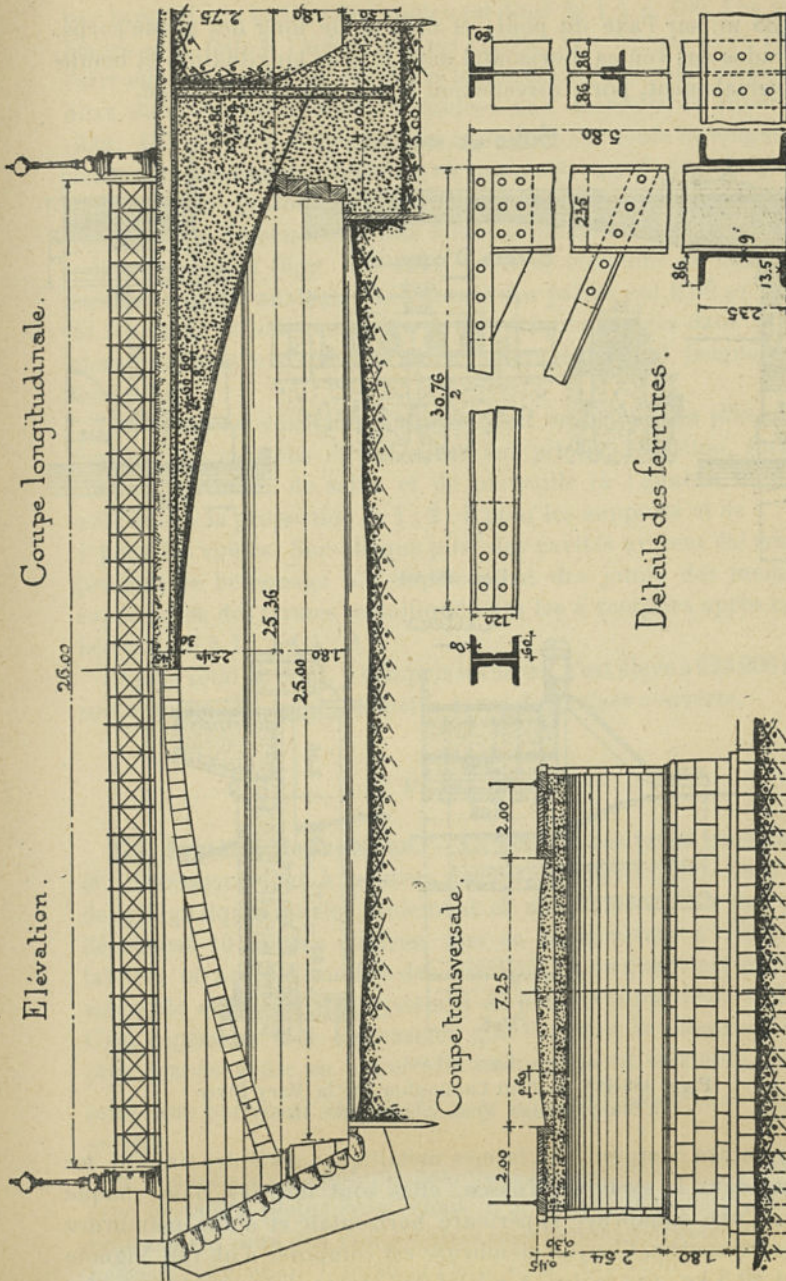


Fig. 478-482. — Pont de l'Empereur sur la Miljacka à Sarajevo (Bosnie) (1807).



de 0,38 m. sur l'axe du pont, et 0,33 m. le long des garde-corps. L'extrados des voûtes, horizontal dans le sens longitudinal et bombé transversalement, porte directement le revêtement de la voie.

### Piles et voûtes.

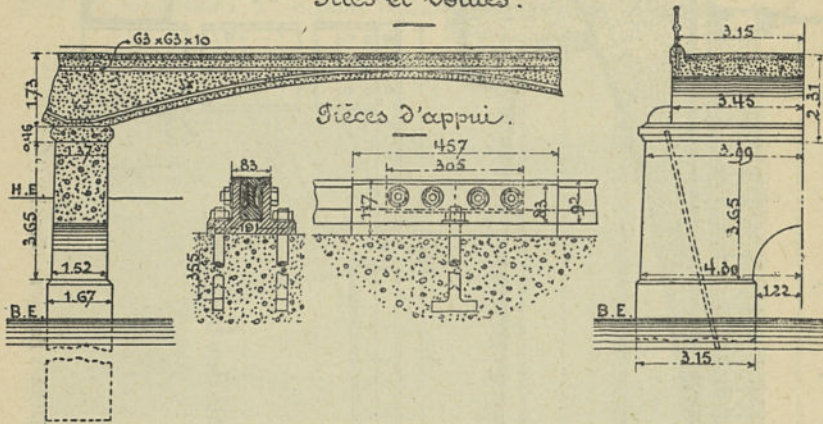


Fig. 483-486.

### Culées.

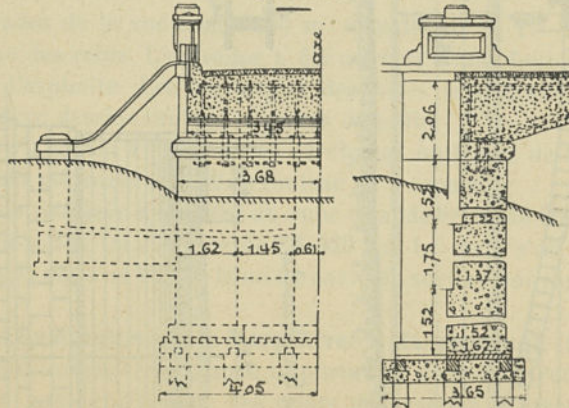


Fig. 487-488.

Fig. 483-488. — Pont Lamington sur la Mary River à Maryborough (Queensland) (1895-1896).<sup>a</sup>

L'armature comprend 11 fermes métalliques distantes de 0,61 m. Comme dans le système Wünsch, elles sont formées, dans chaque arche, d'une membrure supérieure horizontale et d'une membrure inférieure courbe. Chaque membrure est composée d'un rail Vignole pesant 20,5 kg. par mètre. A la clef des arches, la proportion du fer

par rapport à la section des voûtes est donc de 1,4 p. 100. Les assemblages sont faits à l'aide d'éclisses rivées. Les fermes sont réunies entre elles au moyen de cornières transversales (une sur chaque pile, deux dans chaque arche) assemblées aux membrures supérieures (figg. 483 et 487). Celles-ci sont continues sur toute la longueur du pont. Les membrures inférieures prennent appui sur chaque pile au moyen de patins en fonte (figg. 485-486) maintenus par des ancrages qui descendent à une faible profondeur sous le cordon.

Sur les culées (figg. 487-488), on s'est contenté de donner aux fermes un appui analogue. Les ancres des patins ont 0,60 m. environ de longueur et sont amarrées à des plaques noyées dans le béton, alors que dans le système Wütsch l'ancrage descend jusque dans la fondation.

L'ouvrage est construit complètement en béton. Les piles ont été fondées sur caissons et les culées sur pilotis. Le béton, formé de ciment Portland, de sable et de pierraille (à l'anneau de 5 cm.), a été dosé à la proportion de 1 : 2 : 5 pour les supports et de 1 : 1 1/2 : 4 pour les voûtes. Sur chaque pile, des cavités avaient été réservées pendant le bétonnage à l'emplacement des joints des membrures supérieures des fermes métalliques. On les a remplies après coup de béton dosé à 1 : 1 1/4 : 3.

Le prix total du pont, y compris les accès, s'est élevé à 625 000 francs, soit environ 500 francs le mètre carré de surface couverte.

#### 5° PONTS EN ARC

**274. Système Hennebique.** — La plupart des ponts construits par M. HENNEBIQUE sont à poutres droites (nos 227 à 231). Ce n'est que depuis quelques années seulement et uniquement pour des portées dépassant 10 mètres environ que ce constructeur a recours aux tabliers en arc. Le nombre des ouvrages de ce genre est moins considérable que celui des systèmes de ponts voûtés décrits ci-avant. C'est cependant à M. HENNEBIQUE que l'on doit la construction de la plus grande voûte en béton armé actuellement existante. Elle présente une portée de 50 mètres avec un surbaissement de  $\frac{1}{10}$  (voy. n° 280).

M. HENNEBIQUE n'applique pas, dans la construction des ponts, son type de voûte pleine (voy. chap. I, n° 44 et chap. II, n° 119), mais uniquement ceux que l'on a définis sous le nom d'arcades et de voûtes nervées (voy. chap. I, n° 46 et chap. II, nos 121-123).



Dans les ponts de 10 à 20 mètres environ de portée, le tablier est d'habitude formé d'un hourdis plat porté par des nervures arquées distantes de 1,50 m. à 3 mètres (voy. chap. I, n° 46, figg. 86 et 87). Quelquefois ces nervures principales sont réunies par des entretoises ou poutres secondaires qui sont droites. L'aspect du tablier en élévation est le même que dans le système WÜNSCH.

Au delà de 20 mètres environ de portée, le hourdis prend la forme arquée et le tablier devient une voûte à extrados courbe comme dans les systèmes MONIER et MELAN. Cette voûte peut porter la voie par l'intermédiaire d'un remplissage (voy. n° 279) ou, lorsque la montée est suffisante, par des tympans évidés construits, comme la voûte, en béton armé (voy. n° 280).

Dans un cas comme dans l'autre, les dispositions adoptées trahissent presque toujours la préoccupation d'obtenir une grande résistance à l'encastrement. Ou bien les arcs reçoivent une très grande hauteur aux naissances (n° 279) ou bien, lorsque les tympans sont élévis, l'ancrage sur les supports est obtenu par un tablier horizontal supérieur rejoignant la voûte à la clef (n° 280). Ce principe du système HENNEBIQUE reproduit encore l'idée mère du système WÜNSCH (n° 270).

On a décrit au chapitre I (nos 44, 46) le type d'armature des nervures et ses diverses variantes. Plusieurs exemples en seront donnés plus loin.

Lorsque le pont a une certaine portée, les barres faites d'une seule pièce deviennent d'un maniement assez difficile. On les sectionne donc en tronçons et ceux-ci sont assemblés bout à bout par des manchons, ainsi qu'on le fait pour les armatures des piliers. Cet assemblage ne présentant pas de résistance à la traction, les joints doivent être placés à un endroit de la voûte où l'on ne prévoit que des efforts de compression. M. HENNEBIQUE place les joints près de la clef; ceux des barres voisines d'un même arc chevaüchent à des distances de 1,50 m. environ<sup>1</sup>.

Les supports sont construits, selon le cas, en maçonnerie ordinaire ou en béton. Dans ce dernier cas, M. HENNEBIQUE n'établit pas, comme les autres constructeurs, des massifs de grande épaisseur. Il applique à ces éléments de la construction, comme à la voûte, les principes du béton armé. Les combinaisons qu'il emploie dans ce but et dont des exemples seront décrits plus loin (nos 277 et 280), reviennent généra-

<sup>1</sup> Dosage du béton, voy. chap. III, n° 393; mode d'exécution, nos 406, 407, 424, 440.





lement à prolonger la voûte nervée en l'épanouissant jusqu'au terrain même de fondation sur lequel elle prend appui par une semelle de répartition.

Le mode de construction de cette semelle et les principes à appliquer dans l'agencement des armatures sont les mêmes que pour les fondations de bâtiments (voy § 1, 6°, nos 166 et 170-172).

La culée est complétée par un masque destiné à simuler la forme d'un support ordinaire ou à soutenir les terres.

La construction des murs de soutènement (§ 4, n° 296) permettra d'étudier les types que l'on applique dans cette partie de l'ouvrage.

**275. Pont sur l'Echez à Tarbes (Hautes-Pyrénées).** — Cet ouvrage comprend trois arches de 12,92 m. de portée surbaissées au  $\frac{1}{10}$  (figg. 489 à 494). Le tablier est formé d'un hourdis plat supporté par deux arcs. L'armature de ces arcs est conforme au type décrit précédemment (chap. I, nos 44 et 46, fig. 83). Les fondations des supports sont en maçonnerie ordinaire ; mais les piles sont en béton armé depuis le niveau de l'étiage (voy. figg. 489 et 491).

L'armature est composée, comme celles des piliers ordinaires (voy. chap. I, n° 52 et chap. II, n° 126) de barres verticales entretoisées de distance en distance par des fers plats.

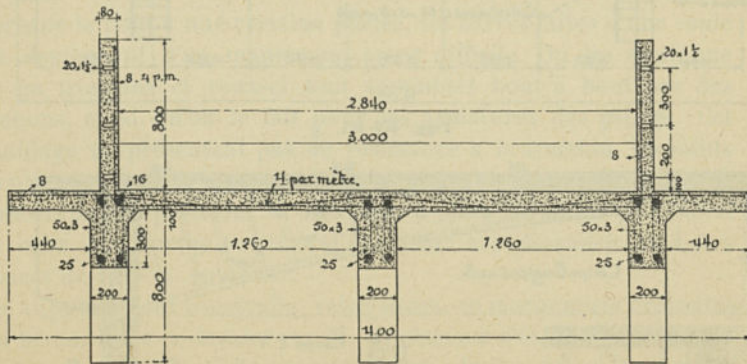


Fig. 495. — Pont-canal sur la Suze à Evillard, près Bienne (Suisse) (1897).  
Coupe transversale à la clef.

Sur les culées, les arcs prennent appui par l'intermédiaire d'une semelle armée de barres horizontales (figg. 489 et 493-494).

Le pont a été essayé à l'aide d'une surcharge de 550 kilogrammes par mètre carré sur la chaussée et de 300 kilogrammes par mètre

carré sur les trottoirs, ainsi que d'un chariot de 6 tonnes se déplaçant sur la chaussée, les trottoirs restant chargés.

**276. Pont-canal sur la Suze à Evillard (Suisse).** — Ce pont livre passage à un canal à ciel ouvert dont il sera question plus loin (§ 8, n° 348). De 24,80 m. de longueur entre parements des culées, qui sont normales à l'axe, l'ouvrage est divisé par une pile biaise à 65° en deux travées égales dont la portée varie de 10,70 m. à 12 mètres. Le canal est porté par trois arcs présentant une flèche de 0,50 m. et armés chacun d'une couple de barres à l'intrados et d'une autre à l'extrados (fig. 495). Les parois du canal sont armées pour résister à la poussée de l'eau.

**277. Passerelle du quai Debilly à Paris.** — A l'occasion de l'Exposition universelle de 1900, les jardins du *Trocadéro* ont été mis en relation avec le *pont d'Iéna* par une passerelle (figg. 496-498) franchissant une tranchée dans laquelle s'effectue le mouvement de la rue du *quai Debilly*. Cette passerelle, ainsi que les murs de soutènement de la tranchée (voy. n° 297), ont été établis en béton armé système HENNEBIQUE.

Le tablier, de 14 mètres de portée, présente 30 mètres de largeur, dont 8 mètres de chaussée et 2 trottoirs de 11 mètres. Il comprend un hourdis plat supporté par des poutres en arc espacées de 2,66 m. à 2,72 m. réunies par des entretoises écartées de 2,80 m.

Les arcs ont une flèche de 0,60 m., soit un surbaissement de  $\frac{1}{23}$ . En même temps que leur hauteur, leur largeur augmente de la clef vers les naissances. L'armature de ces arcs se compose de barres pliées et de barres d'intrados. Le hourdis est armé dans les deux sens.

Les culées ont été construites également en béton armé. Elles se composent essentiellement (figg. 496 et 498) d'un bouclier T formant semelle d'appui sur les terres, auquel les arcs transmettent leur poussée par des jambes de force J établies dans leur prolongement. Celles-ci sont constituées par une nervure faisant partie d'une cloison verticale. Le bouclier de butée est consolidé par une poutre principale B disposée horizontalement pour recevoir la poussée des jambes de force et par des poutres secondaires placées verticalement dans le milieu des intervalles des arcs. Ces poutres et le hourdis du bouclier sont armés pour résister à la réaction du terrain comme dans une semelle de fondation.

Les culées sont complétées par un masque antérieur R formant mur de soutènement. Ce masque, construit conformément au type



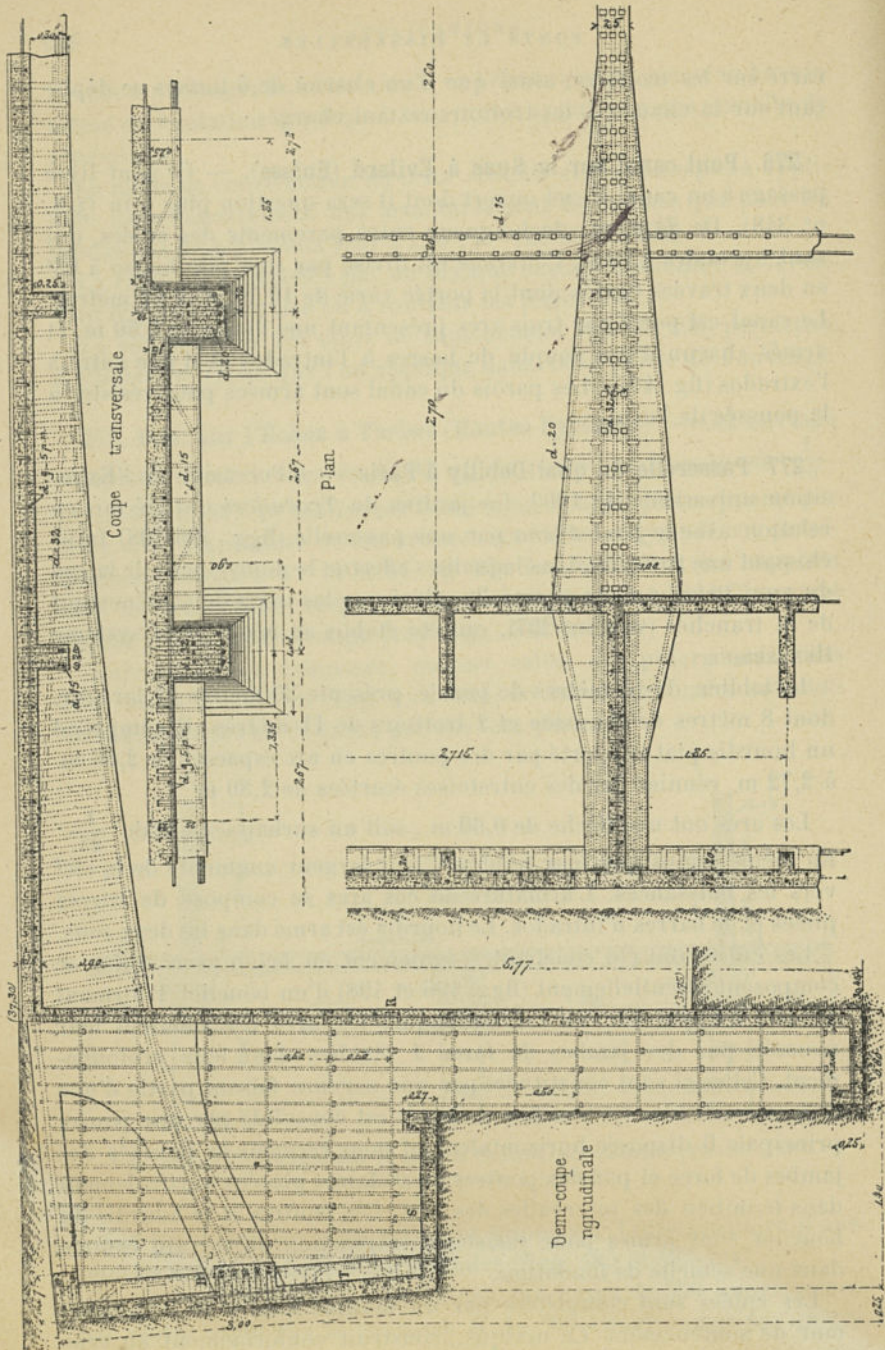


Fig. 496-498. — Passerelle du quai Debilly à Paris (Exposition universelle de 1900).

adopté pour les murs de soutènement de la tranchée (voy. n° 297), est muni de contreforts verticaux, d'une semelle de décharge S faisant corps avec le bouclier T et d'une semelle d'appui au pied.

L'épreuve de cet ouvrage a été faite à l'aide d'une surcharge uniforme de 600 kilogrammes par mètre carré portée à 900 kilogrammes sur l'intervalle compris entre un arc de tête et l'arc voisin.

**278. Passerelle sur chemin de fer à Lorient.** — Une construction légère et élégante a été établie récemment à *Lorient* d'après le système HENNEBIQUE. Cet ouvrage donne passage aux piétons par-dessus le *chemin de fer de Nantes à Châteaulin*. Il comprend une arche de 17,15 m. de portée et deux escaliers d'accès, chacun à deux volées, établis sur colonnes, le tout en béton armé.

L'arche centrale est formée d'un hourdis horizontal de 1,50 m. de largeur et 0,08 m. d'épaisseur porté par deux arcs à tympans pleins réunis par des entretoises. Les arcs, qui ont 1,50 m. de flèche ont 0,20 m. de largeur et 0,35 m. de hauteur à la clef.

Le niveau du hourdis se trouve à 6 mètres au-dessus du sol. Les escaliers sont portés par deux limons établis dans le prolongement des arcs. Les contre-marches sont, comme ces limons, en béton armé. Les marches sont en chêne.

L'ouvrage a été calculé pour une surcharge de 300 kilogrammes par mètre carré.

**279. Pont du Pain-perdu sur la Lys à Gand.** — Dans les différents ponts HENNEBIQUE dont il vient d'être parlé, le hourdis est plat. L'ouvrage dont il va être question (figg. 499-502) est une application de la voûte nervée proprement dite à hourdis arqué.

Le tablier, qui est biais, présente une ouverture normale de 20,60 m. et une portée de 21,92 m. parallèlement à l'axe.

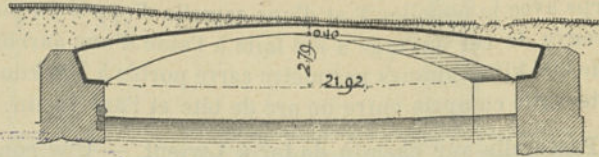
Le hourdis, supporté par des nervures, reçoit la voie, formée d'un pavage ordinaire, par l'intermédiaire d'un remplissage. Les nervures sont armées de barres d'extrados et de barres d'intrados. Il n'y a pas de barres pliées. Un faux gitage porté par les nervures au niveau de leurs arêtes inférieures simule l'intrados d'une voûte ordinaire.

Les culées du pont sont en béton. Les arcs y prennent appui par l'intermédiaire d'une semelle de répartition armée de barres droites horizontales. Les têtes de l'ouvrage sont construites en pierres de taille.

Ce pont a été calculé : 1° pour une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré ; 2° pour le passage d'un chariot de 48 tonnes à deux essieux.



## Coupe longitudinale



## Coupe transversale.

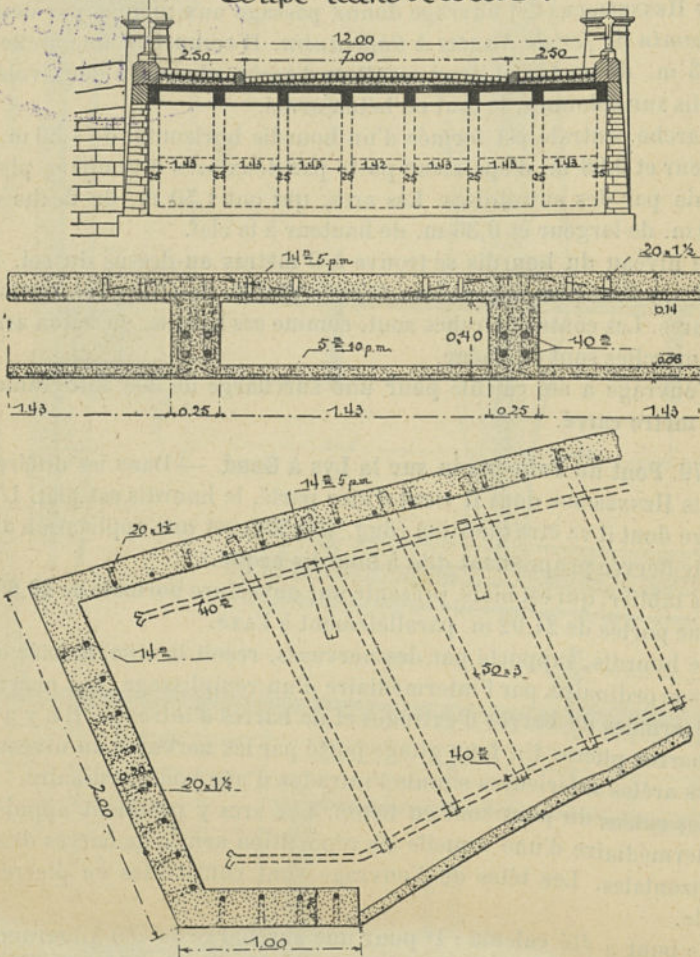


Fig. 499-502. — Pont du Pain-perdu sur la Lys à Gand (1899).

Il sera encore question de cet ouvrage au chapitre III (n° 442) à propos du mode d'exécution des voûtes à nervures non apparentes.

**280. Pont sur la Vienne à Châtellerault.** — L'application la plus considérable du système HENNEBIQUE et même la plus importante, parmi tous les ouvrages en béton armé, comme portée des voûtes, est



Fig. 503. — Pont sur la Vienne à Châtellerault (1899).

actuellement le pont construit en 1899 sur la *Vienne*, à *Châtellerault* (figg. 503-508) Cet ouvrage, dont la longueur totale est égale à 144 mètres, comprend trois arches : l'une de 50 mètres d'ouverture et 4,80 m. de flèche, les deux autres de 40 mètres d'ouverture et 4 mètres de flèche.

Le pont de Châtellerault est construit complètement en béton armé depuis les fondations jusqu'à la voie. Les arches sont formées de voûtes nervées, de 6 mètres de largeur, portant, par l'intermédiaire de piliers verticaux, un tablier supérieur de 8 mètres de largeur constitué comme un plancher à poutres droites. Les trottoirs sont partiellement en porte-à-faux. Chaque voûte est formée d'un hourdis









La chaussée et les trottoirs sont simplement constitués par un dallage en ciment.

Les piles (figg. 505-506) sont des solides en béton armé composés d'une enveloppe extérieure qui leur donne l'aspect de piles ordinaires et de contreforts verticaux qui reportent sur le sol les poussées et les charges. Les quatre arcs des voûtes se prolongent à l'intérieur des piles, de même que le hourdis, de façon à renforcer et entretoiser les quatre cloisons verticales. Une semelle en béton, armée à la base, forme la fondation. Les vides ont été remplis avec du béton maigre de chaux hydraulique destiné à donner le poids nécessaire à la stabilité.

Les culées (figg. 507-508) sont constituées essentiellement de quatre contreforts verticaux qui reçoivent la poussée des arcs et la reportent sur une semelle horizontale de fondation. Un mur de tête et deux murs en retour soutenus par des contreforts complètent la construction. La stabilité des culées est assurée, en dehors de leur poids propre, par celui du remblai qui surcharge la semelle.

Les armatures de toutes les parties de l'ouvrage sont en acier. On exigeait à la rupture une résistance minima de 42 kilogrammes par millimètre carré et un allongement minimum de 22 p. 100.

Les calculs ont été faits en vue du passage de deux files de chariots de 16 tonnes à deux essieux et d'une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré sur les trottoirs. Aux épreuves, on a réparti sur le pont une charge morte de 800 kilogrammes par mètre carré pour la chaussée et de 600 kilogrammes par mètre carré pour les trottoirs. Indépendamment du passage et du stationnement de véhicules de 16 tonnes et de 8 tonnes, les essais par charges mobiles ont encore comporté le passage d'une troupe au pas accéléré et au pas gymnastique ainsi que de chariots et d'un rouleau de 16 tonnes circulant sur tasseaux en bois de façon à produire des séries de chocs<sup>1</sup>.

Le pont de Châtellerault a été exécuté pour la somme de 175 000 fr. soit 162 fr. le mètre carré de surface couverte.

**281. Système Bonna. Pont sur le Gers à Auch.** — Si, dans l'ouvrage qui vient d'être décrit, on fait abstraction du hourdis de la voûte nervée, qui peut être considéré comme un simple contreventement, on peut admettre que le tablier est constitué par des fermes comprenant chacune un arc, des montants et un entrainé comme dans un pont métallique. Mais il existe aussi des ponts en arc pro-

<sup>1</sup> Pour les résultats de ces épreuves, voy. chap. v, n° 621 (note). p. 696

prement dits (voy. chap. I, n° 47) dans lesquels les fermes sont isolées les unes des autres.

Le pont dont il s'agit ici (fig. 509) a 21 mètres d'ouverture et 2 mètres de flèche, soit  $\frac{1}{10,5}$  de surbaissement. Le tablier comprend quatre arcs de 0,40 m. de largeur et 0,30 m. de hauteur à la clef portant, par des montants verticaux, une plate-forme horizontale de 0,15 m. d'épaisseur. La largeur du pont est de 6 mètres environ, dont

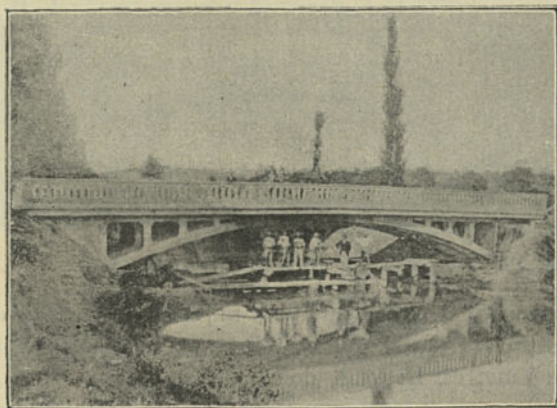


Fig. 509. — Pont sur le Gers à Auch.

4,50 m. pour la chaussée et 0,75 m. pour les trottoirs établis en porte-à-faux. La chaussée est formée d'un pavage en bois posé directement sur le hourdis en béton armé.

Les armatures des fermes sont réalisées d'après le système BONNA (voy. chap. I, n° 34, et chap. II, n° 158). Chaque arc en béton enveloppe donc un arc métallique composé de membrures en fers profilés réunies par des montants en fers plats.

Les culées sont de simples dalles en ciment armé de 0,13 m. d'épaisseur formant semelles de répartition normalement à la retombée des arcs.

**282. Pont-route à Vigneux (Seine-et-Oise).** — Un ouvrage d'un type analogue au précédent a été construit par M. PIKETTY, sur une sablière, à *Vigneux (Seine-et-Oise)*.

Ce pont (fig. 510), de 20 mètres d'ouverture et 4,50 m. de flèche, se compose de deux arcs armés de fers ronds entretoisés comme l'indique la figure 511. Ces arcs, réunis l'un à l'autre par de vieux rails qui forment contreventements, portent des montants en béton



armé de  $0,50 \text{ m.} \times 0,20 \text{ m.}$  de section. Sur ces montants reposent des entretoises formées de vieux rails en acier de 30 kilogrammes, portant des voussettes de 2 mètres d'ouverture en béton de ciment,



Fig. 510. — Pont-route à Vigneux (Seine-et-Oise).

dont l'épaisseur à la clef est de  $0,15 \text{ m.}$  sous la chaussée et  $0,10 \text{ m.}$  sous les trottoirs. Ceux-ci sont établis en porte-à-faux. La largeur du pont est de 4 mètres. Le mode de construction de la voie offre beaucoup d'analogie avec celui adopté au *pont en X au Mans* (n° 241).

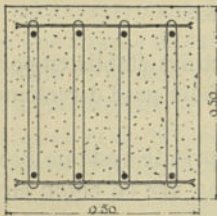


Fig. 511. — Pont-route à Vigneux (Seine-et-Oise).  
Coupe transversale des arcs.

Aux naissances, les arcs viennent s'appuyer sur des semelles de  $2 \text{ m.} \times 4 \text{ m.}$  de surface et 1 mètre d'épaisseur armées de vieux rails. Au-dessus de ces semelles, des murs de soutènement en maçonnerie reçoivent l'appui de la dernière entretoise de la voie. Des rouleaux de dilatation sont interposés entre l'entretoise et la maçonnerie pour faciliter les déplacements du tablier. La poussée de la dernière voussette est combattue par des tirants réunissant les deux entretoises.

La surcharge d'épreuve a consisté en un chariot de 8 tonnes et une charge morte de 400 kilogrammes par mètre carré sur les trottoirs.

**233. Système Möller.** — Pont de chemin de fer sur l'Oker à Rünigen. — Quelquefois le hourdis des ponts MÖLLER (n° 235) prend la forme d'une voûte (voy. chap. I, n° 46). On obtient ainsi un système de voûte nervée dont l'aspect diffère complètement de celui des voûtes

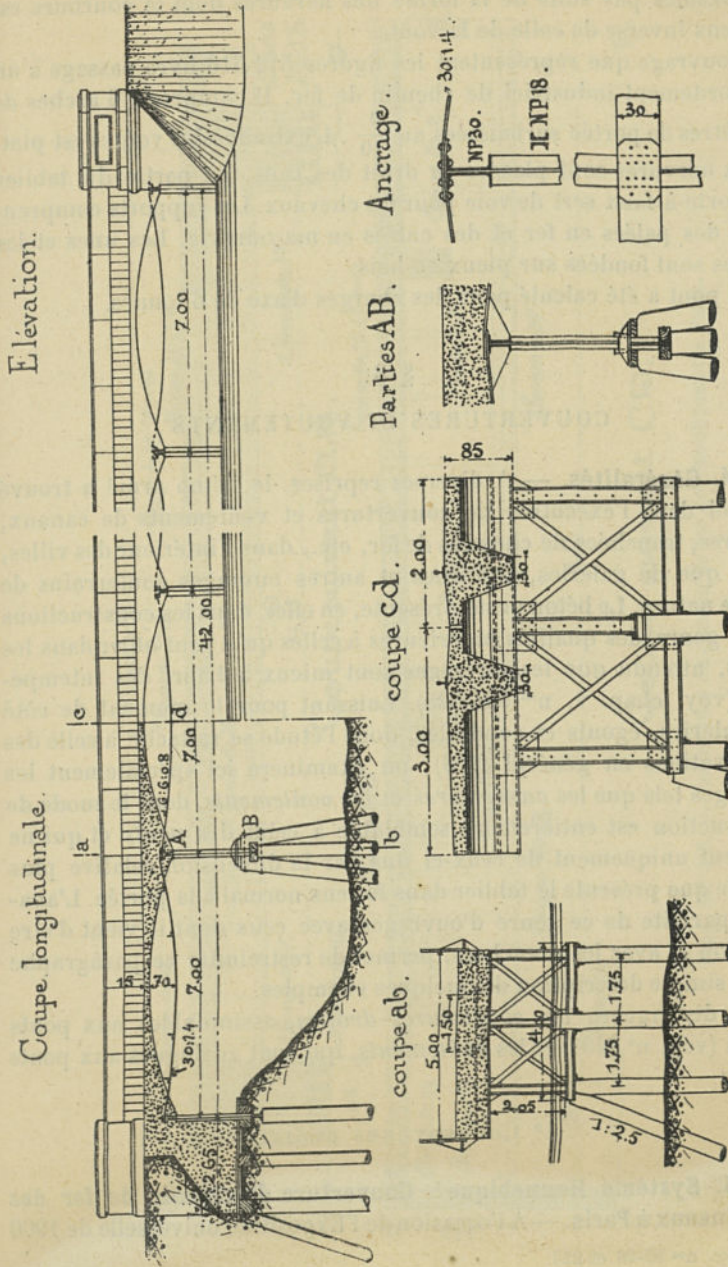


Fig. 512-516. — Pont de chemin de fer sur l'Okker à Rünigen (1894).



HENNEBIQUE par suite de la forme des nervures dont la courbure est en sens inverse de celle de la voûte.

L'ouvrage que représentent les figures 512-516 livre passage à un raccordement industriel de chemin de fer. Il comprend 6 arches de 7 mètres de portée surbaissées au  $\frac{1}{10}$ . L'extrados des voûtes est plat. Deux nervures sont placées au droit des rails. La partie du tablier en porte-à-faux sert de voie pour les chevaux. Les supports comprennent des palées en fer et des culées en maçonnerie. Les unes et les autres sont fondées sur pieux en bois.

Le pont a été calculé pour des charges d'axe de 6 tonnes.

### § 3.

#### COUVERTURES ET VOÛTEMENTS

**284. Généralités.** — A diverses reprises, le béton armé a trouvé emploi dans l'exécution de couvertures et voûtements de canaux, rivières, tranchées de chemins de fer, etc., dans l'intérieur des villes, ainsi que de galeries, aqueducs et autres ouvrages souterrains de même nature. Le béton armé présente, en effet, dans les constructions de ce genre, des qualités supérieures à celles qu'il peut offrir dans les ponts, attendu que les ouvrages sont mieux à l'abri des intempéries (voy. chap. v, nos 624-625). Laissant pour le moment de côté les galeries, égouts et conduites, dont l'étude se rattache à celle des canalisations en général (§ 8), on examinera ici spécialement les ouvrages tels que les *couvertures* et les *voûtements*, dont le mode de construction est entièrement semblable à celui des *ponts* et qui ne diffèrent uniquement de ceux-ci que par la dimension relative plus grande que présente le tablier dans le sens normal à la portée. L'analogie parfaite de ce genre d'ouvrages avec ceux dont il vient d'être question et avec les planchers, permet de restreindre ce paragraphe à une simple description de quelques exemples.

On distinguera les *couvertures droites*, assimilables aux ponts droits (voy. n° 219), et les *voûtements*, qui sont analogues aux ponts voûtés.

#### 1° COUVERTURES DROITES

**285. Système Hennebique<sup>1</sup>. Couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris.** — A l'occasion de l'Exposition universelle de 1900

<sup>1</sup> Voy. nos 93-96 et 227.





et en vue de permettre l'édification des palais situés le long de la Seine sur la rive gauche, on a été conduit à couvrir la tranchée du *chemin de fer des Moulineaux* depuis le pont des Invalides jusqu'en aval du pont d'Iéna. Cette couverture a été exécutée en béton armé. La plus grande partie, s'étendant le long du quai d'Orsay depuis l'origine amont jusqu'à l'entrée du Champ-de-Mars, est en système HENNEBIQUE, le reste en système MATRAI (voy. n° 289).

Les figures 517-518 représentent le type de couverture adopté depuis le pont des Invalides jusqu'au pont de l'Alma. Les poutres principales prennent appui sur des piliers extrêmes laissant une portée libre de 10,60 m. L'espacement normal de ces poutres est de 5 mètres. Il varie de 4,75 m. à 6,75 m. L'armature des poutres principales présente, indépendamment des barres droites et pliées travaillant en traction, des barres supérieures situées dans la partie comprimée de la poutre (voy. chap. I, n° 36). Le reste de la construction est conforme au type ordinaire des planchers HENNEBIQUE.

La couverture a été calculée pour une surcharge de 1 000 kilogrammes par mètre carré et éprouvée à 1 500 kilogrammes. Les prix payés ont été : 84,50 fr. le mètre courant pour les maîtresses poutres et 16,45 fr. le mètre carré pour le hourdis (non compris l'enduit). La surface totale était d'environ 6 500 mètres carrés.

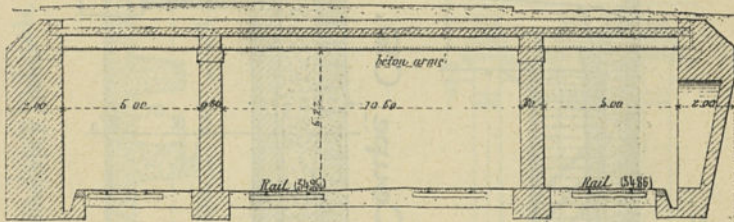
Depuis le pont de l'Alma jusqu'à l'extrémité aval de la couverture HENNEBIQUE, le même système a été appliqué à une ouverture plus grande. La portée des maîtresses poutres atteint 15,20 m. Leur hauteur est de 1,10 m. La surcharge prévue était la même.

**286. Couvertures du chemin de fer de Courcelles à Passy.** — Ainsi qu'il a été dit plus haut (n° 240), les couvertures des cinq souterrains (de 42 à 168 mètres de longueur) de la section Courcelles-Passy du *chemin de fer de Courcelles au Champ-de-Mars* à Paris, ont été exécutés en béton armé. Les figures 519-522 se rapportent à l'un de ces souterrains. La coupe longitudinale (fig. 520) montre la juxtaposition des deux systèmes employés : le système HENNEBIQUE et le système RABUT, ce dernier réservé aux couvertures sous chaussées.

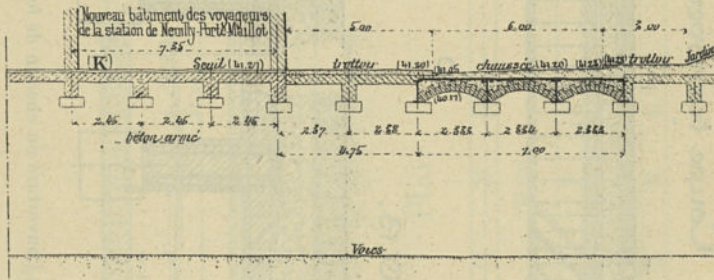
Les parties de couvertures exécutées en système HENNEBIQUE, dont la superficie totale est de 1 600 mètres carrés, sont formées d'un hourdis supporté par des poutres dont la portée atteint 13 mètres et la charge 10 tonnes par mètre courant. Les tabliers situés sous les bâtiments des stations de Neuilly et de l'avenue du Bois de Boulogne sont sans doute, de tous les ouvrages de ce genre, ceux qui supportent les plus fortes charges. La coupe (fig. 521) montre l'emploi dans l'arma-

ture des feuilards transversaux dont le rôle a été indiqué au chapitre I<sup>er</sup> (n° 36, fig. 66).

Coupe transversale



Coupe longitudinale



Détail (K) d'une poutre et d'un hourdis en béton armé

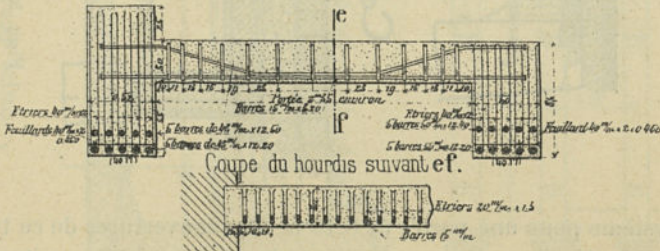


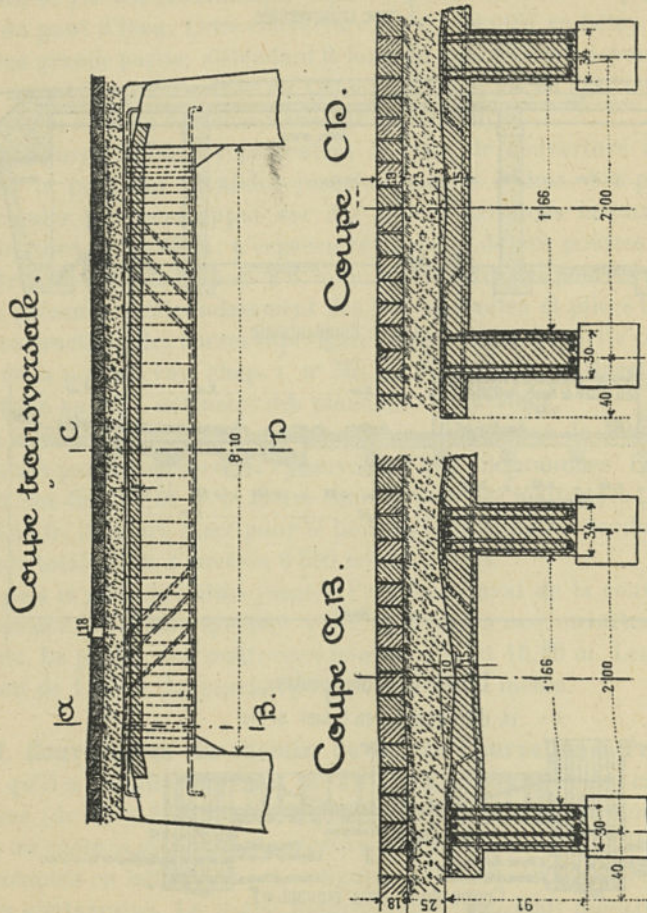
Fig. 519-522. — Souterrain de l'avenue de la Grande Armée à Paris.

Il sera question au chapitre III, n° 420, de l'exécution des couvertures dont il vient d'être parlé.

287. **Système Wayss. Couvertures du chemin de fer métropolitain à Vienne.** — La maison G.-A. WAYSS et C<sup>ie</sup> applique à la construction



des tabliers à poutres droites un système analogue au système HENNEBIQUE (voy. chap. I, n° 36). Les figures 523-525 représentent un tablier



Figgs. 523-525. — Couverture du chemin de fer métropolitain à Vienne.

de ce système pour une portée de 8,10 m. Des couvertures de ce type ont été exécutées sur plusieurs sections du *chemin de fer métropolitain de Vienne*, actuellement en construction.

**288. Système Möller<sup>1</sup>. Couverture du Pleissemühlgraben à Leipzig.** — Ce tablier (figg. 526-528), d'une portée de 11 mètres, repose sur

<sup>1</sup> Voy. n° 116 et 235.

des bajoyers en maçonnerie. Le hourdis est simplement couvert d'une

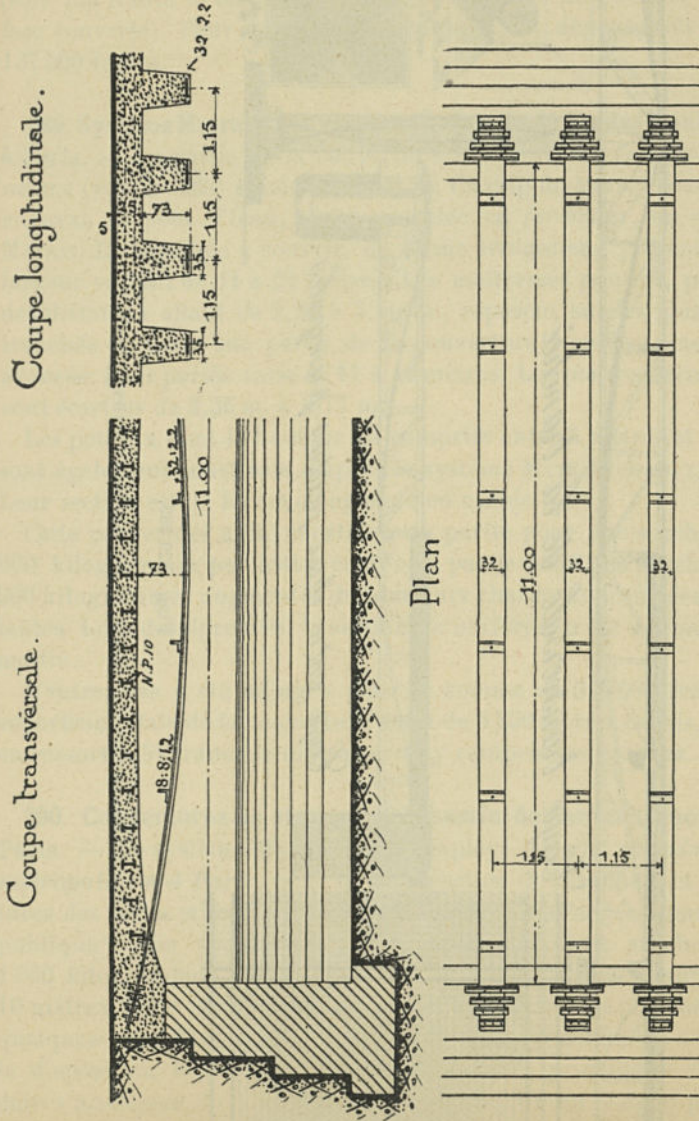


Fig. 526-528. — Couverture du Pleissmühlgraben à Leipzig (1895).

couche d'asphalte. L'épreuve a été faite à l'aide d'un rouleau pesant 15,4 tonnes.



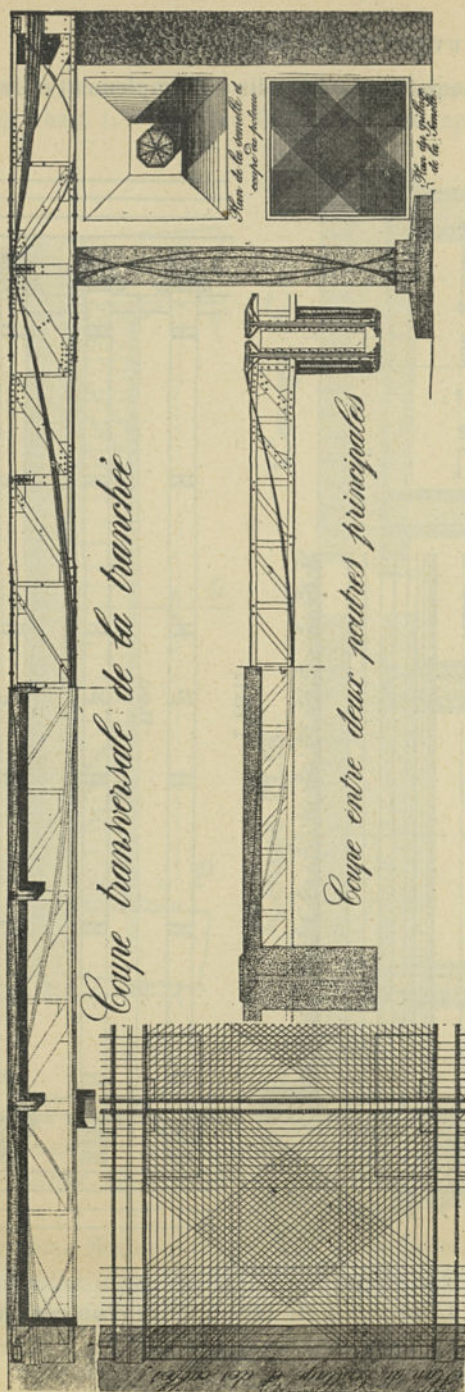


Fig. 529-533.

Couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris.

Cette couverture, d'une longueur de 133 mètres, a coûté 100 000 francs (soit 750 francs le mètre courant ou 68 francs le mètre carré de surface couverte). Pour un tablier métallique, la dépense eût été de 137 500 francs.

**289. Système Matrai<sup>1</sup>. Couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris.** — La partie de la couverture du *chemin de fer des Moulineaux* (voy. n° 285) située au droit du Champ-de-Mars, en amont et en aval du pont d'Iéna, a été exécutée en *fer-béton*, ou système MATRAI. La tranchée à couvrir, de forme irrégulière, présentait une largeur variant de 11 à 22 mètres. Les maitresses poutres, posées à des distances allant de 2,20 à 5,10 m., reposent sur les murs de la tranchée et, pour une partie de la couverture, sur des poteaux en avancée. Leur portée varie de 11 à 16 mètres. Les poutres secondaires sont écartées de 3,35 m. à 3,77 m.

Les poteaux dont la hauteur est comprise entre 5 mètres et 5,80 m. sont également construits d'après le système MATRAI (chap. I, n° 54). Leur section est de forme octogonale ou carrée.

Cette couverture a été construite en partie pour une surcharge de 600 kilogrammes par mètre carré, en partie pour une surcharge de 500 kilogrammes augmentée de plusieurs charges concentrées importantes. Lors des épreuves, la surcharge uniforme a été augmentée de moitié.

L'entreprise a été adjugée pour la somme de 300 000 francs. La superficie totale de la couverture étant de 5 850 mètres carrés, le prix en ressort à 51 francs le mètre carré, y compris les poteaux.

**290. Couvertures de stations du chemin de fer métropolitain à Paris.** — Le système MATRAI a été employé dans le *chemin de fer métropolitain à Paris*, pour la construction de planchers et couvertures des salles et couloirs d'accès des stations aménagées sous la voie publique<sup>2</sup>. Ces couvertures, éprouvées sous une surcharge de 1 000 kilogrammes par mètre carré, ont des portées allant jusque 10 mètres. Leur construction est analogue à celle d'un plancher. Pour quelques-unes d'entre elles cependant, on a été conduit à renverser la disposition usuelle et à placer les poutres principales et secondaires au-dessus du hourdis de façon à obtenir un plafond plat. Les

<sup>1</sup> Voy. n° 114.

<sup>2</sup> On a également construit dans ce système des trottoirs d'embarquement (voy. n° 382).



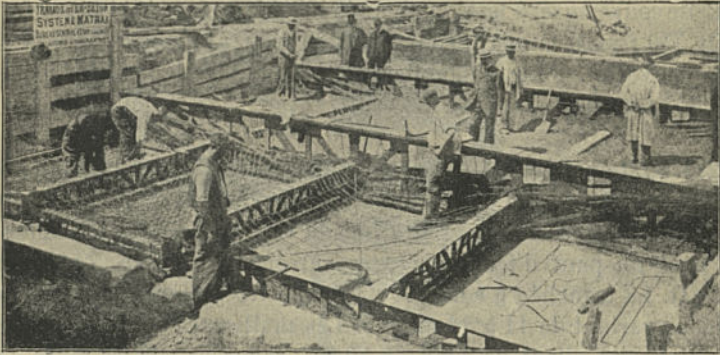


Fig. 534.

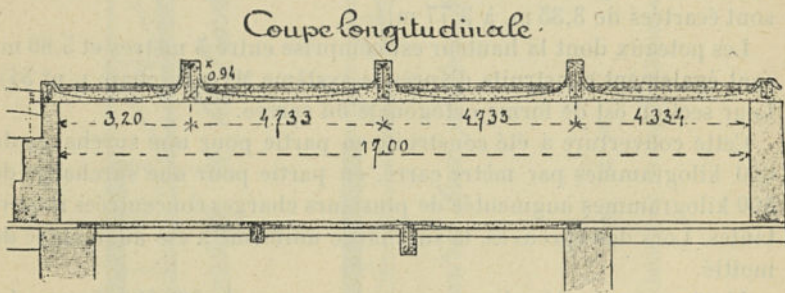


Fig. 535.

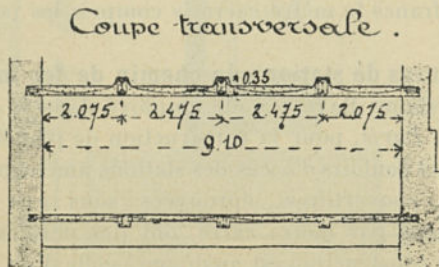


Fig. 536.

Fig. 534-536. — Chemin de fer métropolitain de Paris. Station de la place de l'Etoile. Couverture de la salle de distribution des billets (1900).

figures 534 à 536 sont consacrées à une couverture de ce genre. La figure 534 représente le travail en cours d'exécution.

## 2° VOUTEMENTS

**291. Système Monier<sup>1</sup>. Voûtement dans la station de Barmke.** — Cet ouvrage, de 28,90 m. de longueur, présente une ouverture de 3 mètres. Il est établi sous voies ferrées. Aussi, la voûte est-elle relativement forte. Elle présente une flèche de 0,60 m. Son épaisseur est de 0,15 m. à la clef et 0,20 m. aux naissances. Elle est armée de deux réseaux sur toute sa portée. Chaque réseau comprend des barres de résistance de 10 millimètres, au nombre de 13 par mètre, et des barres de répartition de 7 millimètres, espacées de 12 centimètres. A la clef, la voûte est donc armée de 1,4 p. 100 de fer.

Les culées sont en béton sur massif de fondation en maçonnerie.

Ce voûtement a coûté 7 500 francs, soit 260 francs le mètre courant. Un ouvrage métallique aurait nécessité une dépense de 12 500 francs.

**292. Voûtements elliptiques.** — De même que dans la construction des ponceaux et aqueducs (voy. n° 243), on rencontre généralement en Allemagne, dans les voûtements de faible ouverture, une préférence marquée pour les sections demi-elliptiques. L'ouvrage affecte en coupe transversale une forme semblable à celles des figures 419 (n° 243) ou 424 (n° 244). Il est en effet inutile, dans bien des cas, de donner aux culées un parement vertical et il est plus rationnel, au point de vue de la résistance, de fonder les culées avec la voûte, laquelle peut alors prendre pied directement sur la fondation<sup>2</sup>. Comme pour les ponceaux, il est recommandable de réunir les semelles d'appui de la voûte par un radier formant corps avec elles. Lorsque l'ouvrage est une galerie souterraine destinée au passage des piétons, ce radier est notamment fort utile pour assécher le sol.

Les voûtements de ce type sont construits par la *Société des constructions Monier* de Berlin, aux prix suivants :

Ouverture 0,90 m.,	hauteur 0,90 m.	—	57,50 à 63,75 fr.
— 2,00	— 2,00	—	109,40 à 120,60 —
— 5,00	— 4,50	—	400,00 à 462,50 —
— 8,00	— 6,00	—	687,50 à 750,00 —

le mètre courant.

<sup>1</sup> Voy. chap. I, n° 43, chap. II, nos 80 et 242.

<sup>2</sup> Un autre type de voûtement, applicable dans le cas où le terrain offre une résistance latérale suffisante pour permettre la suppression des culées, sera décrit plus loin à propos des canalisations (voy. galerie d'Achères, n° 337).



## § 4.

## SOUTÈNEMENTS ET REVÊTEMENTS

**293. Le béton armé dans les ouvrages de soutènement et de revêtement.** — La construction des ouvrages destinés à supporter la poussée des terres ou à protéger celles-ci contre des actions érosives, offre au béton armé des applications intéressantes, dans lesquelles il peut manifester ses qualités spéciales d'économie, de résistance et de légèreté. Jusqu'à présent, cependant, le béton armé est loin d'avoir reçu dans ces constructions le développement qu'il a pris dans d'autres genres d'ouvrages tels que, par exemple, les réservoirs ou les ponts.

Les applications dont il sera question ci-après seront réparties en trois classes : 1° les *murs de soutènement* ; 2° les *murs de quai* ; et 3° les *consolidations de rives* de canaux et de rivières et défenses de côtes. Ces derniers ouvrages sont, pour la plupart, des *revêtements*<sup>1</sup>.

## 1° MURS DE SOUTÈNEMENT

**294. Système Monier.** — Une dalle MONIER (nos 62-63) placée verticalement peut servir à maintenir des terres. L'épaisseur du béton, la résistance de l'armature sont déterminées d'après l'intensité de la poussée. Ils augmentent l'un et l'autre, ou l'un des deux seulement, avec la profondeur. Le réseau métallique est situé près de la face extérieure.

La dalle ainsi constituée doit prendre appui sur des supports verticaux et horizontaux qui donnent à la construction la fixité nécessaire. La disposition de ces supports et leur mode de construction dépendent de la nature et de l'importance de l'ouvrage. Ce peuvent être des poutrelles métalliques, comme dans les planchers. On verra plus loin l'application de cette disposition dans les murs de quai (n° 298). On peut aussi construire des piliers en maçonnerie. Le mur de soutènement présente alors la structure d'un mur à contreforts du type ordinaire dans lequel le masque seul serait en béton armé.

Mais on établit aussi, d'après le système MONIER, des murs de soutènement de construction homogène. Un masque ou rideau de soutènement formé d'une dalle mince en béton armé est soutenu par des contreforts verticaux également en béton armé. Ces contreforts sont, selon le cas, situés devant ou derrière le rideau de soutènement. Ils prennent appui sur une semelle horizontale continue en béton

<sup>1</sup> Dosage du béton dans les travaux à la mer, voy. chap. III, n° 397.



armé qui forme la fondation de l'ouvrage. Si l'importance du mur le comporte, les contreforts sont réunis par des voûtes MONIER. Celles-ci servent d'entretoisement à la construction et lui donnent de la raideur dans le sens longitudinal. Lorsque les contreforts sont situés derrière le rideau de soutènement, elles ont, en même temps, pour fonction d'interrompre le prisme de poussée qui agit sur le masque et de faire intervenir la charge de terre qu'elles portent pour augmenter la stabilité du mur.

En résumé, les murs de soutènement en béton armé de construction homogène, dérivent des murs à contreforts et voûtes de décharge dont ils réduisent encore les épaisseurs de maçonnerie et accentuent la légèreté.

Les constructions MONIER proprement dites, telles qu'on les exécute en Allemagne, n'offrent pas beaucoup d'exemples de ce système de construction. On en fait surtout des applications sur une petite échelle dans les murs en aile et murs en retour des culées des ponts (voy. n° 243, figg. 420-423).

**295. Métal déployé.** — Comme dans toutes les constructions présentant des hourdis plats de faible portée, le treillis MONIER peut être remplacé par une feuille de *métal déployé* (voy. nos 68-69). Généralement, dans les murs de soutènement comme dans les planchers, le métal déployé est combiné avec l'emploi de poutrelles incorporées dans le béton.

Ce mode de construction sera décrit avec plus de détail à propos des réservoirs où il est également appliqué (voy. nos 366-367).

On a construit aux États-Unis, d'après ce système, des culées de ponts et murs de soutènement accolés.

**296. Système Hennebique.** — Les murs de soutènement exécutés par M. HENNEBIQUE n'offrent pas de caractère bien spécial, en dehors de ceux qu'affectent tous les ouvrages de ce constructeur et notamment les planchers à poutres. Les murs de soutènement sont donc des constructions monolithes composées uniquement de dalles plates et de nervures droites.

Dans les bâtiments, les murs extérieurs forment murs de soutènement sur la hauteur du sous-sol. Le type le plus complet de mur de ce genre, que l'on rencontre dans nombre de bâtiments en béton armé, comprend un rideau de soutènement et des contreforts verticaux. Le rideau est construit comme un hourdis de plancher. L'armature, placée du côté intérieur, comporte des barres horizontales alternativement droites et courbes placées à des distances décrois-



santes vers le bas, et des barres verticales droites. Les contreforts correspondent aux piliers des façades en élévation.

Dans les murs de soutènement, on retrouve les divers éléments décrits à propos du système MONIER (n° 294). Les constructions HENNEBIQUE offrent des exemples intéressants de ce système de murs tant dans les murs de soutènement proprement dits (n° 297) que dans les murs de quai (nos 304-305).

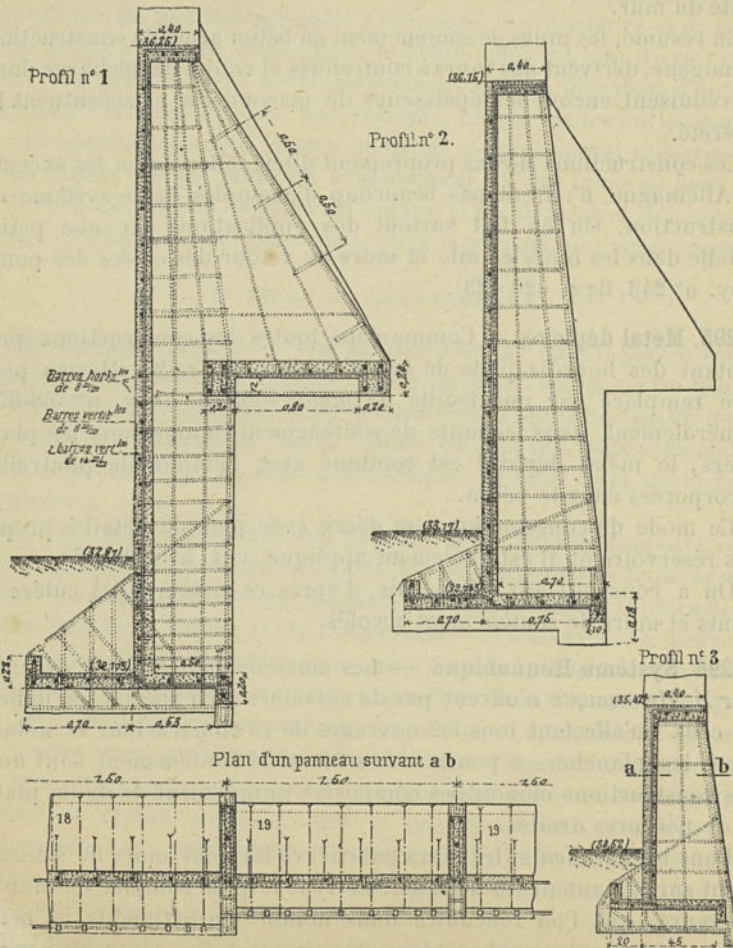


Fig. 537-540. — Murs de soutènement du quai Debilly à Paris.

Profil n° 1. Type appliqué aux hauteurs comprises entre 5,48 m. et 2,90 m. — Profil n° 2. Id. entre 2,90 m. et 0,90 m. — Profil n° 3. Id. entre 0,90 m. et zéro.

297. s de soutènement du quai Debilly à Paris. — Ces murs



de soutènement, qui font suite aux culées de la passerelle dont il a été question plus haut (n° 277), longent une tranchée de 256 mètres de longueur et d'une profondeur variant de 5,48 m. à zéro. Le rideau de soutènement, dont l'épaisseur ainsi que la résistance de l'armature augmente du haut vers le bas, est maintenu par des contreforts verticaux espacés de 1,50 m. et prend appui sur le sol par une semelle horizontale. Dans la partie haute des murs une semelle horizontale est disposée à un niveau intermédiaire. Elle est reliée avec le rideau par des contreforts spéciaux de forte saillie espacés de 3 mètres.

Le rôle de chacun des éléments de la construction est le même que dans les murs de soutènement du type MONIER (n° 294). La semelle intermédiaire remplace les voûtes de décharge.

Ces murs sont calculés pour un remblai pesant 1 800 kilogrammes le mètre cube avec angle de frottement de 35°. On a prévu une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré et le passage d'un rouleau compresseur de 19 tonnes agissant à 1 mètre du mur.

## 2° MURS DE QUAI

**298. Système Monier.** — Les murs de quai du système MONIER sont de simples parois verticales formées de montants en fer, entre lesquels la poussée des terres est reçue par des plaques en béton armé (voy. nos 62-63).

Les montants sont maintenus par des tiges d'ancrage amarrées à des plaques ou des corps morts noyés dans les terres à l'arrière du mur. Le rideau de soutènement ainsi constitué ne s'étend que depuis la crête du terre-plein jusqu'au niveau des basses eaux. Au-dessous de ce niveau, les plaques MONIER font place à des palplanches en bois. Les montants en fer peuvent servir d'appui à ces palplanches, auquel cas ils sont battus en terre comme des pilots. Dans d'autres ouvrages, la partie du mur située sous eau a été faite toute entière en bois.

Ce système de mur de quai essentiellement économique a reçu différentes applications en Allemagne depuis une dizaine d'années. Il s'emploie dans les mêmes cas que les murs en charpente et présente sur eux l'avantage d'une durabilité plus grande.

**299. Murs de quai à Berlin.** — Au *Canal de la Sprée* à Berlin, des murs de quai en bois ont été reconstruits en 1890 d'après le système qui vient d'être décrit (figg. 541-542). La partie des murs située sous eau a été conservée. Au niveau de l'eau, un chapeau a été établi sur la file de pilots. Les montants, formés de fers T ou de poutrelles, ont



été placés à des distances de 1,50 m. à 2,00 m. Les plaques MONIER ont 0,60 m. à 1,00 m. de hauteur et 6 à 7,5 cm. d'épaisseur. Elles ont été posées au mortier de ciment. Les ancrages des montants trouvent leur appui dans un mur continu en béton (fig. 541) ou dans une plaque MONIER placée verticalement (fig. 542).

Tous les fers placés en terre sont revêtus d'une couche de mortier de ciment au dosage 1 : 3. Du côté de l'eau, les faces vues des montants, qui sont ragrées par un enduit, sont peintes à l'huile. En 1895, on a cru utile de peindre également à l'huile le parement des

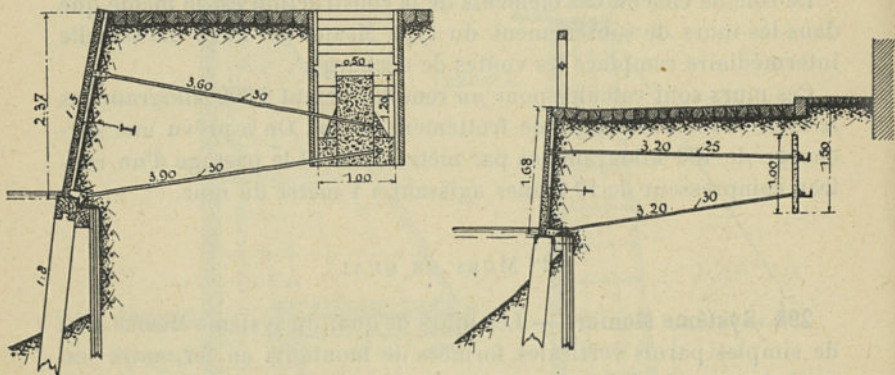


Fig. 541-542. — Murs de quai à Berlin (1890).

plaques MONIER afin d'en améliorer l'aspect et de leur donner plus de résistance aux intempéries, en fermant les pores et les fissures capillaires du ciment. Ces murs de quai se sont bien maintenus.

**300. Mur de quai à Neufahrwasser (près Dantzig).** — Cet ouvrage de soutènement, construit en 1896-97 au canal du port, est semblable au mur de la figure 542. Il présente une longueur de 131 mètres. La hauteur de la paroi en béton armé est de 1,82 m. Les montants sont espacés de 1,40 m. et les ancrages de 2,80 m. Les plaques de soutènement ont 0,08 m. et celles d'ancrage 0,18 m. d'épaisseur. Elles ont coûté respectivement 12,10 fr. et 20,60 fr. le mètre carré.

Le terrain est du sable fin. La surcharge prévue était de 1900 kilogrammes le mètre carré.

**301. Murs de quai à Dantzig.** — Plusieurs murs de quai en plaques MONIER ont été exécutés à Dantzig depuis 1895. A cette date, un premier ouvrage de ce genre a été construit, à titre d'essai, sur une longueur de 12 mètres, le long de la *Mottlau*, au lieu dit : « *Lange*

*Brücke* ». Ce mur est représenté par les figures 543-545. Des poutrelles en fer battues dans le sol portent, à 0,70 m. sous le niveau moyen des eaux, des traverses en bois derrière lesquelles viennent s'appuyer des palplanches. Sur les traverses reposent les plaques

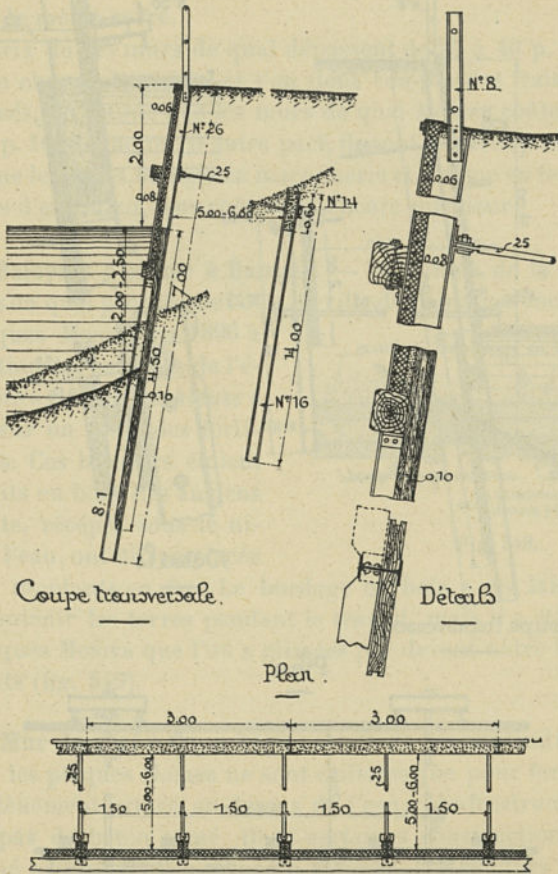


Fig. 543-545. — Mur de quai au Lange Brücke, à Dantzig.

MONIER. Chacune des poutrelles est ancrée par une tige qui vient s'amarrer à une plaque en béton maintenue également par des poutrelles battues dans le terrain. Les plaques MONIER s'appuient contre la semelle de parement des poutrelles et sont serrées contre l'autre semelle au moyen de briques en mortier de ciment.

Cet ouvrage s'étant bien comporté, on a construit au même endroit



et dans divers autres points de Dantzig d'autres murs de quai du même type, mais dont quelques-uns diffèrent légèrement du précédent. Le long de la rue *Mattenbuden*, on a employé le dispositif des figures 546-548.

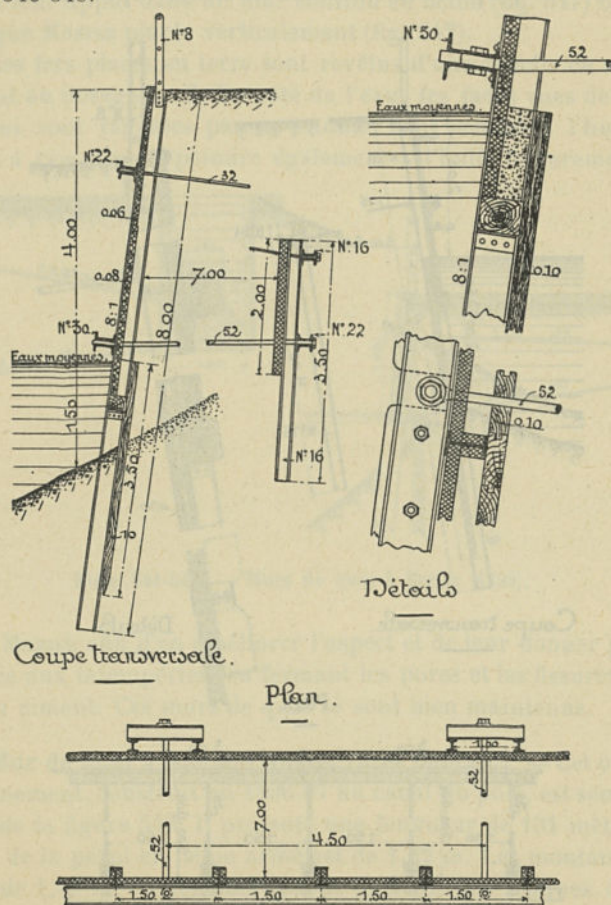


Fig. 546-548. — Mur de quai le long de la rue *Mattenbuden*, à Dantzig.

Les palplanches, au lieu d'être battues entre les poutrelles, le sont derrière celles-ci, ce qui facilite l'exécution. Eu égard à la hauteur plus grande du mur, on a dû ancrer les montants en deux points. Les tiges sont amarrées à des poutrelles devant lesquelles on a construit une plaque en maçonnerie de briques avec lames de fer incorporées dans les joints.

Le coût des deux murs de quai décrits ci-dessus peut être évalué, tout compris, respectivement à 250 francs et 400 francs le mètre courant. Les plaques MONIER ont coûté 9,40 fr. le mètre carré pour une épaisseur de 8 centimètres et 7,50 fr. le mètre carré pour une épaisseur de 6 centimètres. Le placement de ces plaques est revenu de 1,90 fr. à 2,90 fr. le mètre carré.

Les prix de ces murs de quai dépassent de 25 à 40 p. 100 ceux de murs en charpente ; mais, si l'on tient compte des frais d'entretien capitalisés, on estime que les murs de quai MONIER coûtent en réalité 30 à 50 p. 100 de moins. D'autre part, ils sont beaucoup moins dispendieux que les murs massifs en maçonnerie et, même en tenant compte des frais d'entretien, leur coût reste encore inférieur.

**302. Bajoyers d'écluse à Dantzig.** — En dehors de la construction de murs de quai proprement dits, la ville de Dantzig a encore appliqué les plaques MONIER en 1896 à la réfection des bajoyers de l'écluse dite « *Schäwenschleuse* » située sur un fossé des fortifications. Ces bajoyers étaient construits en bois. Les anciens montants, récépés sous le niveau de l'eau, ont été remplacés par des montants en fer. Le bordage en bois a été laissé en place pour soutenir les terres pendant le travail, mais il a été doublé par des plaques MONIER que l'on a glissées par devant entre les nouveaux montants (fig. 549).

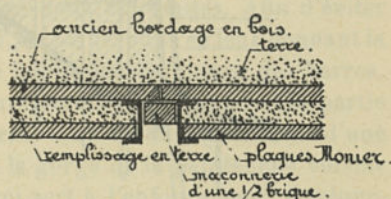


Fig. 549.

**303. Mur de quai à Copenhague.** — Dans les applications qui précèdent, les plaques MONIER ne sont utilisées que pour former la paroi de soutènement située au-dessus de l'eau. L'infrastructure ne comprend pas de béton armé. Dans certaines constructions, on trouve appliqué précisément le principe inverse. Les plaques MONIER n'ont été employées que dans la fondation du mur. Mais le béton armé n'intervient ici qu'à titre tout à fait secondaire et plutôt comme protection que comme élément de la résistance.

Les murs de quai du port franc de Copenhague (fig. 550) sont, sur une longueur de 1 471 mètres, formés d'un massif en maçonnerie établi sur pilotis surélevés. Les pieux de la rangée de face sont garnis d'un double revêtement. Du côté de l'eau, ce revêtement est en béton armé ; du côté postérieur, c'est un vannage en planches. L'intervalle



entre les deux parois est rempli avec du béton dosé à 1 : 5 : 10 et pilonné. L'ensemble constitue à la fois une protection de la fondation en charpente contre les attaques du taret et un rideau de soutènement pour les terres situées sous le plancher de fondation du mur.

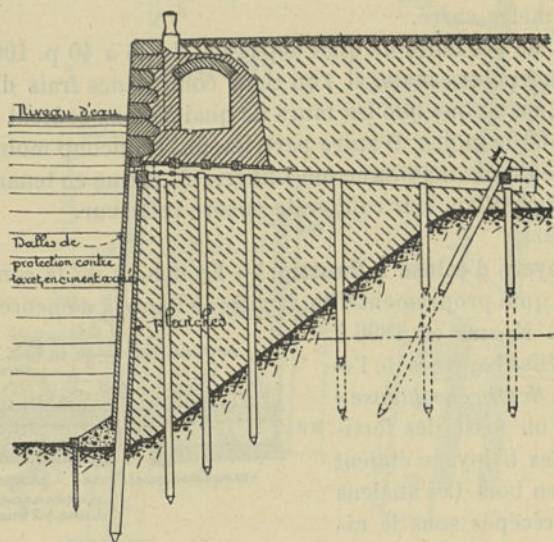


Fig. 550. — Mur de quai à Copenhague.

Le revêtement en béton armé a été réalisé, en partie, à l'aide de plaques MONIER de 2,08 m.  $\times$  1,00 m. préparées à l'avance et fixées aux pilotis, tandis qu'une autre partie a été faite sur place. L'épaisseur est de 6 centimètres. Ce travail a été exécuté en 1892-93.

**304. Système Hennebique.** — Les murs de quai du système HENNEBIQUE se caractérisent par l'emploi de *pieux* et *palanches* en béton armé.

La structure générale du mur est semblable à celle des murs de soutènement du même système (nos 296-297). Elle dérive également du principe des murs à contreforts. Le mur comprend donc un rideau antérieur de soutènement, une plateforme horizontale de décharge et des contreforts qui la relient au rideau. La plateforme est située à un niveau tel que sa construction puisse se faire à sec. Au-dessous, le rideau se compose d'une file de palanches. La plateforme est également portée par des pieux qui forment ancrage à l'arrière.



Au-dessus de la plateforme, le rideau et les contreforts sont construits sur place comme dans un mur de soutènement. Pour améliorer la stabilité, on a quelquefois prévu, sous la plateforme, des rideaux transversaux de palplanches situés au droit des contreforts supérieurs.

Le mur de quai est donc tout entier en béton armé. Il serait cependant avantageux, pour augmenter la solidité et la durée de la construction, de remplacer la superstructure en béton armé par un mur massif en maçonnerie ordinaire ou en béton (voy. chap. v, nos 621 et 625). Des projets, non suivis d'exécution, ont été dressés dans ce sens.

On a déjà décrit, à propos des fondations de bâtiments (n° 178), la constitution des pieux en béton armé. Les palplanches sont absolument analogues. Elles sont de section rectangulaire et armées de barres verticales disposées symétriquement et entretoisées par des liens en fil de fer. Le pied est taillé en pointe et garni d'une bande de tôle qui retourne dans le béton à ses deux extrémités. Afin d'éviter que ces retours ne déforcent le béton, on les découpe en leur donnant la largeur maxima dans les angles de la palplanche autour des barres. Les palplanches portent deux rainures demi-cylindriques et la partie inférieure (côté de la pointe) est garnie d'un tenon creux formé d'une bande de fer plat qui coulisse dans la gorge de la palplanche voisine et dans lequel s'emboîte la lance qui sert à l'enfoncement. Quelquefois ce tenon a été remplacé par un ergot en béton, mais l'on obtient ainsi de moins bons résultats, à moins de l'armer de quelques feuillets et de lui donner au moins 1 mètre de longueur.

On décrira plus loin (chap. III, nos 448-449) le mode d'exécution des pieux et palplanches en béton armé ainsi que les précautions spéciales que l'on doit prendre dans le battage. Quand les palplanches sont à profondeur, on coule du mortier dans la rainure, de façon à assurer la solidarité et l'étanchéité du rideau.

**305. Mur de quai à Southampton.** — Le système de mur de quai imaginé par M. HENNEBIQUE n'a encore reçu qu'un nombre d'applications assez restreint. La première est un mur avec estacade construit en 1897 à *Chantenay-sur-Loire*. Il en est question plus loin (n° 317) à propos des encorbellements. En 1898, M. HENNEBIQUE a construit à Southampton pour la compagnie du *London and South Western Railway* un tronçon de mur de quai de 50 mètres de longueur dont l'exécution a été suivie immédiatement de celle d'un tronçon de 75 mètres. Les figures 551 à 560 donnent les détails de ce mur de quai.







Cet ouvrage, qui présente une hauteur totale de 9,14 m., est établi pour une surcharge de 2 500 kilogrammes par mètre carré sur le terre-plein.

Le rideau de soutènement supérieur est une dalle encastrée sur deux côtés verticaux dans les contreforts et par un côté horizontal dans la plateforme. Une petite semelle supérieure formant tablette offre également un certain appui. Ce rideau est fléchi vers le dehors par la poussée des terres. Il est armé de la façon suivante : Des barres verticales sont engagées du bas dans les rainures circulaires des palplanches ; horizontalement, d'autres barres sont placées près de la face extérieure. Elles sont espacées à des distances croissantes à partir du bas, en raison de la diminution de la poussée.

Les contreforts fonctionnent comme consoles pour empêcher le renversement du rideau. Ils sont armés de barres fonctionnant en tension le long de la partie inclinée et de plusieurs barres verticales dont l'une, près du parement extérieur du mur, sert d'appui aux barres horizontales du rideau.

La plateforme reçoit le poids des terres et de la surcharge et sert d'ancrage de retenue au rideau, aidée en cela par la résistance des pieux à l'arrachement. Elle est construite comme un plancher ordinaire et comprend des poutres principales dans le sens transversal, des poutres secondaires dans le sens longitudinal, toutes deux du type ordinaire, et un hourdis armé dans les deux sens.

Les palplanches supportent un effort de compression dans le sens de leur longueur, provenant de la poussée des remblais et de la surcharge transmise par la semelle et le rideau ainsi que du poids du mur. En outre, elles sont fléchies par l'action directe des terres situées sous la plateforme. L'armature de ces palplanches, ainsi que celle des pieux, est conforme au type déjà décrit.

Au niveau de la plateforme, les palplanches sont coiffées d'un chapeau en béton armé. Les figures de détail indiquent le système d'amarrage adopté en cet endroit pour les barres des palplanches et de la semelle. Ces liaisons des armatures des différentes pièces entre elles sont très importantes pour assurer l'indéformabilité de la construction.

**306. Palplanches système Rechtern, Vering et Döpking.** — Un nouveau système de palplanches en béton armé (figg. 561-563) a été imaginé récemment par MM. RECHTERN, conseiller de l'amirauté à Berlin, H. VERING, entrepreneur à Hambourg et C. DÖPKING, secrétaire de construction. L'armature est formée de deux poutrelles accouplées,





plaques MONIER et des poutrelles, dans la construction de rideaux

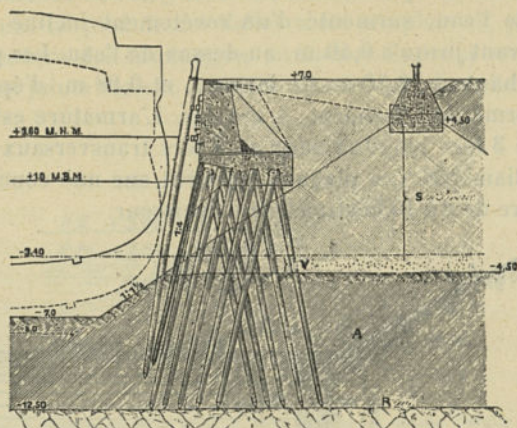


Fig. 564. — Mur de quai à Kiaotcheou.

R, rocher; A, argile douce; V, vase à enlever par dragage; S, digue en sable.

de soutènement complets, semblables à ceux décrits aux n<sup>os</sup> 298 à 301.

### 3<sup>o</sup> CONSOLIDATION DE RIVES

**307. Système Monier.** — La plupart des types de défense de berges comportent un talus recouvert d'un perré en maçonnerie ou en pierres sèches prenant pied sur une fondation en rapport avec la nature du sol. Quelquefois ce revêtement incliné est combiné avec un soutènement à paroi verticale. En Allemagne, dans un but d'économie, lorsque la pierre naturelle est d'un prix élevé, on a remplacé souvent le perré ordinaire par un revêtement formé de dalles en pierre artificielle, c'est-à-dire en béton moulé d'avance. Afin d'améliorer la résistance de ces dalles, tant en vue de leur transport à pied d'œuvre que des actions qu'elles ont à subir après leur pose, on leur a substitué, dans certains cas, des plaques en béton armé du système MONIER. Les travaux de ce genre ne présentent donc rien de spécial en ce qui concerne la construction en béton armé proprement dite. Le point le plus délicat est le mode de fermeture des joints.

**308. Canal de l'Oder à la Sprée.** — L'élargissement de ce canal a nécessité la consolidation de l'une des rives. Ce travail a été exécuté



de 1895 à 1897. Le type de défense adopté (fig. 565) comprend un soutènement en charpente, dont le sommet se trouve à 0,20 m. sous le niveau de l'eau, surmonté d'un revêtement incliné en plaques *MOXIER* s'élevant jusqu'à 0,40 m. au-dessus de l'eau. Les plaques ont 1,10 m. de hauteur, 0,50 m. de largeur, et 0,08 m. d'épaisseur. Le béton est formé de : 1 ciment, 4 gravier. L'armature est un réseau composé de 3 fers longitudinaux et 4 fers transversaux de 5 millimètres de diamètre. Ces plaques reposent sur une couche de pierraille calcaire de 8 à 10 centimètres d'épaisseur.

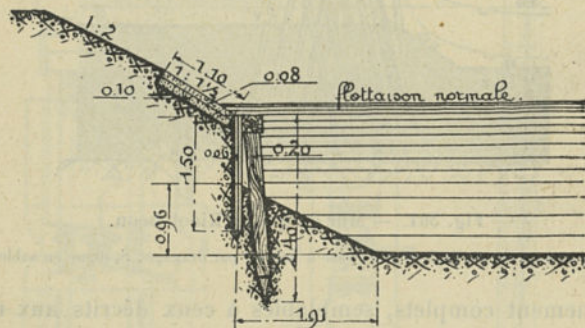


Fig. 565. — Canal de l'Oder à la Sprée. Consolidation de la nouvelle rive.

Les joints ont été fermés au moyen de mousse ou d'une bande de carton bitumé placée au-dessous. On a cependant reconnu qu'en serrant fortement les plaques l'une contre l'autre, la fermeture des joints était inutile.

Le prix de revient des plaques *MOXIER* a varié de 2,75 fr. à 3,32 fr. le mètre carré. Elles ont été livrées à 3,12 fr. Le placement, y compris la couche de pierraille, a coûté 0,75 fr. le mètre carré. Le prix moyen du soutènement en charpente étant de 10,62 fr. le mètre courant, le coût total de la consolidation s'est élevé à 14,88 fr. en moyenne par mètre.

Ces travaux de consolidation se sont bien comportés jusqu'ici en général. Les plaques supportent parfaitement les intempéries et les actions érosives de l'eau. Là où elles se sont affaissées, par suite d'un écoulement de sable à travers les joints, on a renforcé la couche de pierraille.

309. Canal de Dortmund à l'Ems. — En dehors du type normal de revêtement appliqué dans la construction de ce canal, on a fait usage

de plaques en béton de ciment sur une longueur totale de 43 kilomètres, c'est-à-dire là où l'on y trouvait économie, eu égard au prix local des matériaux. Le pied de ces dalles a été simplement posé sur une berme, ou contre des fascines, ou encore sur des encochements (fig. 566). Les joints étaient conditionnés comme dans l'exemple précédent.

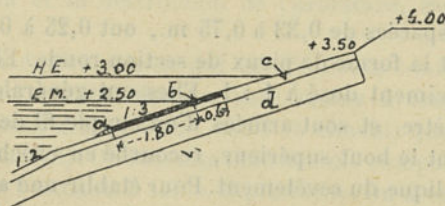


Fig. 566.

*a*, pierraille; *b*, plaques en béton armé; *c*, terre franche; *d*, couche d'argile de 0,50 m. à 0,60 m. d'épaisseur.

Ces plaques, de 0,08 m. d'épaisseur, présentaient une longueur de 1,10 à 1,20 m. et 0,40 à 0,50 m. de largeur. Dans certaines sections, sur une longueur totale de 7,5 km., on a été conduit à leur donner

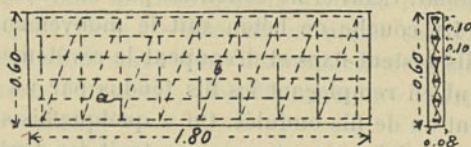


Fig. 567-568.

*a*, fers plats de 25 × 2 millimètres; *b*, fil de 2 millimètres.

Fig. 566-568. — Canal de Dortmund à l'Ems. Revêtement de talus.

de plus grandes dimensions. Dans ce cas on les a renforcées à l'aide d'une armature formée de fers plats posés de champ, reliés par des fils en zigzag (fig. 567-568).

Dans la construction de ce canal, on a également appliqué le système MÖLLER, décrit ci-après (n° 311).

**310. Système Möller.** — M. MÖLLER, professeur à l'École polytechnique de Brünswick, inventeur du système de poutre en béton armé dont il a été question précédemment, a également introduit un système de revêtement de talus qui a pris en Allemagne un assez grand développement. Ce système diffère du type précédent en deux points :



1° Le revêtement, au lieu d'être formé de plaques de petites dimensions faites d'avance, est construit tout entier sur place et constitue un dallage continu ; 2° la fixité de l'ouvrage n'est plus assurée simplement par la fondation au pied, mais par des ancrés réparties sur toute la surface.

Le revêtement complet est en béton armé, aussi bien les ancrés que le dallage.

Les ancrés, espacés de 0,33 à 0,75 m., ont 0,25 à 0,55 m. de longueur. Elles ont la forme de pieux de section ronde. Elles sont faites de mortier de ciment dosé à 1 : 1. Elles ont généralement 4 centimètres de diamètre, et sont armées d'un simple fil de 4 millimètres de diamètre dont le bout supérieur, recourbé en crochet, est attaché au réseau métallique du revêtement. Pour établir une ancre, on perce un trou dans le sol à l'aide d'une tige de fer, on y introduit le fil et on coule le mortier de ciment.

Le revêtement est un dallage de béton dont l'épaisseur, fixée à 4 ou 5 cm. lorsque le terrain est ferme, va jusqu'à 10 à 15 cm. sur terrain de remblai. Dans les premiers revêtements MÖLLER, l'armature était formée de fils longitudinaux tendus sur le talus le long des lignes d'ancrés. Ce système n'a pas donné de bons résultats, surtout en terrain de remblai. Celui-ci ne constitue pas une assiette fixe pour le pilonnage. La couche de béton suit le mouvement du damage alors que les fils restent fixes et découpent le revêtement. On a évité cet inconvénient en remplaçant les fils tendus par un réseau de fils posés lâchement ou de fils ondulés. On a quelquefois supprimé l'armature du dallage. Récemment, on a construit des revêtements comportant des fers ronds suivant la pente du talus.

Le système MÖLLER a été expérimenté sur diverses voies navigables et côtes marines de l'Allemagne. Il a été soumis à une étude approfondie. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit :

Le revêtement étant très mince, les variations de température et d'humidité (voy. chap. v, nos 624-625) l'affectent assez fortement pour que la production de fissures paraisse inévitable. Au bout d'un certain temps, le revêtement présente des fissures verticales espacées de 2 à 3 mètres environ. En outre, on constate une fissure horizontale voisine de la ligne d'eau, due à la différence de température. D'après M. MÖLLER, ces crevasses sont très minces et ne peuvent donner issue au terrain sous-jacent. Pour éviter que l'armature ne se rouille au droit des fissures, il la forme de fils galvanisés. Il ne considère donc pas les crevasses comme nuisibles.

Cependant l'inventeur qui, dans le principe, prévoyait des revête-



ments absolument monolithes, a reconnu l'utilité de ménager des joints de dilatation à la fin de chaque journée de travail, c'est-à-dire à des distances de 20 mètres environ. D'autres ingénieurs estiment que ces joints doivent être rapprochés à 8 ou 10 mètres d'intervalle et même davantage encore (n° 311). Ils sont d'avis que les fissures doivent être évitées parce qu'elles ont pour conséquence une désagrégation du béton et la destruction de l'armature, même si elle est galvanisée.

On a reconnu également, ce qui est d'ailleurs conforme à l'observation générale, que les fissures sont moins à craindre dans les bétons proprement dits (gravier, sable et ciment) que dans les mortiers (sable et ciment). On recommande comme composition du béton du revêtement : 1 ciment, 3 sable, 3 pierraille. On a expérimenté des briquillons mais la pierre cassée a donné de meilleurs résultats.

Les ancrés ont pour but de donner au revêtement la raideur qui lui manque, par suite de sa faible masse. Elles l'empêchent de se déplacer sous l'influence des actions extérieures dues aux bateaux, glaçons, etc. Elles forment piliers de support lorsque le revêtement vient à être déchaussé. D'une manière générale, elles remédient à l'affaiblissement qu'entraîne la production des fissures. Mais il va de soi que ces ancrés ne sont utiles que dans la mesure de la fixité du terrain dans lequel elles sont engagées. Si le revêtement est établi sur une couche de remblai d'une épaisseur supérieure à la longueur des ancrés, l'ouvrage tout entier, ancrés comprises, peut être entraîné et disloqué par un mouvement du terrain.

La longueur de ces ancrés est limitée, en pratique, d'abord par leur mode d'établissement, ensuite par l'influence de la température. Lorsqu'une ancre est trop longue, sa partie inférieure, étant soustraite à l'action de la gelée, peut se séparer de la partie supérieure. L'espacement des ancrés est également limité. Il dépend de l'épaisseur du revêtement.

Certains ingénieurs ont critiqué l'emploi des ancrés qui, d'après eux, nuisent plutôt qu'elles ne contribuent à la stabilité du revêtement. La gelée en agissant sur le terrain sous-jacent soulève la couche de béton. Les ancrés s'opposent à ce mouvement et le béton se fissure le long des lignes d'ancrage.

En fait, le terrain peut être plus ou moins sensible à la gelée suivant qu'il est formé de sable humide ou d'argile. Selon le cas, le revêtement doit donc être plus ou moins flexible.

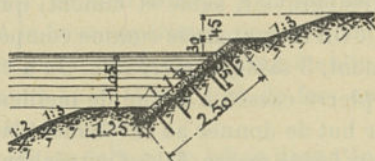
La conclusion finale que l'on peut tirer de ces expériences est la suivante : Le revêtement MÖLLER convient spécialement aux terrains



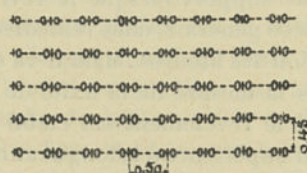
vierges et peu altérables. Si l'on a affaire à un terrain mobile susceptible d'éprouver des tassements ou des gonflements, il semble préférable d'adopter un système de défense moins rigide, tel qu'un revêtement en dalles.

311. Canal de Dortmund à l'Ems. — Le revêtement MÖLLER a été expérimenté plusieurs fois sur ce canal à *Lingen*. Un premier essai a été fait en 1894 sur une longueur de 40 mètres (figg. 569-571). L'incli-

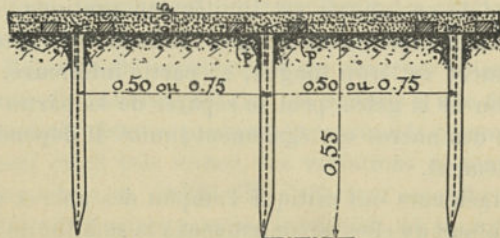
Coupe transversale.



Disposition des fils et des ancrés.



Coupe longitudinale.



Figg. 569-571. — Revêtement de talus, système Möller.

naison du talus variait de 1 : 1 1/4 à 1 : 3. Le revêtement était armé de fils de 2 à 4 millimètres de diamètre placés horizontalement et mis en tension à l'aide de petites pierres P placées près des ancrés. Le dosage du béton était de : 1 ciment, 2 sable et 3 gravier à la partie supérieure, jusqu'à 0,30 m. sous le niveau de l'eau. Plus bas, là où la

gelée n'avait pas d'action, on a adopté un dosage moins riche : 4 ciment, 2 sable, 3 gravier, 2 pierraille.

Ce revêtement ne s'est pas bien maintenu. Des fissures se sont produites horizontalement le long des lignes d'ancrage.

En 1896, M. MÖLLER a construit deux revêtements de 20 mètres de longueur et 50 mètres carrés de surface environ chacun. Ces revêtements, exécutés sans joints, avec une épaisseur de 8 centimètres, ont montré, dès la première année, des fissures verticales espacées de 2 à 3 mètres et une fissure horizontale à 1 mètre de la crête. Ces fissures ont la plupart  $\frac{1}{3}$  à  $\frac{1}{2}$  millimètre de largeur mais il y en a de 1 et de 1,5 mm. Elles se sont maintenues telles quelles et se laissent pas écouler le sable.

Un revêtement de 1000 mètres carrés a été exécuté en 1897. Des fissures verticales se sont montrées au bout de quelque temps à des distances régulières. Plusieurs sont assez larges et leurs bords sont dégradés.

Un autre revêtement construit à peu près en même temps et dans les mêmes conditions, mais avec joints verticaux continus de 5 millimètres ménagés tous les 7 mètres, montre encore dans chaque intervalle deux ou trois fissures très minces. L'armature est interrompue aux joints. L'étanchéité est assurée par des bandes de carton bitumé placées par-dessous. Les ingénieurs qui ont dirigé ces travaux en ont conclu que la production des fissures est inévitable dans les revêtements continus, à moins de prévoir des joints distants de 1,50 m. Ils accordent la préférence aux revêtements formés de plaques indépendantes construites à l'avance (n° 309). Pour le système MÖLLER, ils estiment qu'il est en tout cas nécessaire de prévoir, outre les joints verticaux, un joint horizontal un peu au-dessus du niveau de l'eau.

Le dosage du béton des revêtements était de 4 ciment : 3 sable au-dessus et 4 : 5 au-dessous de la limite des gelées. L'épaisseur était de 8 centimètres.

Ces défenses de talus ont coûté 3,75 fr. le mètre carré. Le prix des revêtements MÖLLER varie en général de 2,75 à 4,40 fr. le mètre carré avec fils et ancrés. Une ancre coûte 0,125 à 0,16 fr. L'armature du dallage vaut 0,375 à 0,50 fr. le mètre carré.

**312. Revêtements à Kiel.** — En 1898, l'administration du *chantier impérial* a fait établir dans la baie de *Kiel* entre *Hollenau* et *Friedrichsort* un revêtement système MÖLLER de 1 700 mètres de longueur. La figure 572 représente l'exécution de ce travail. Des joints artificiels



ont été ménagés à des distances de 20 mètres environ. Une bande de carton bitumé était placée par-dessous et une autre dans le joint

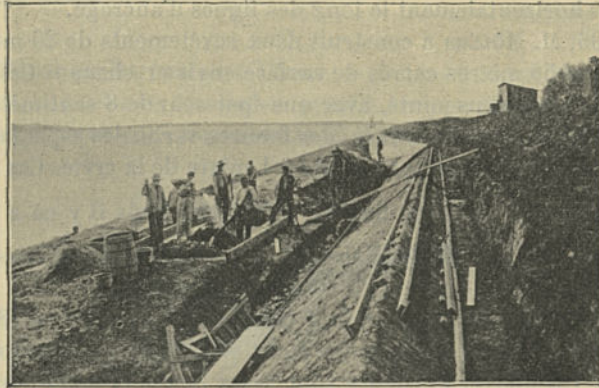


Fig. 572. — Revêtement entre Holtenau et Friedrichsort.

même. L'épaisseur est de 6 centimètres. On a employé comme dosage : 1 ciment, 4 sable, 8 pierraille.

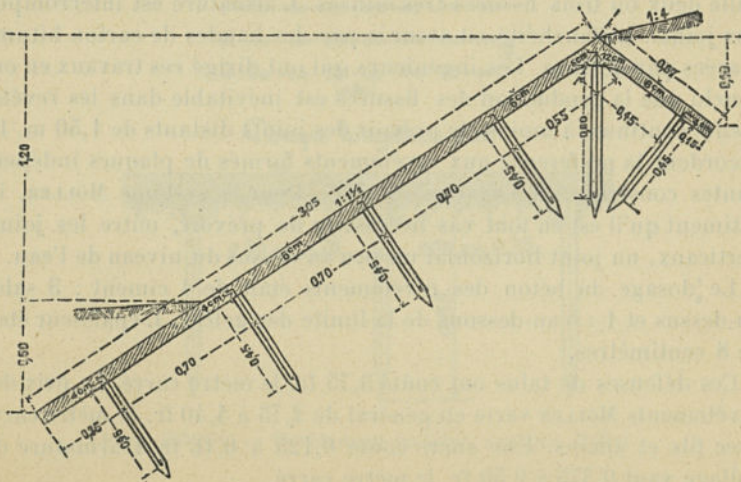


Fig. 573. — Revêtement au Wikerstrand à Kiel. Coupe transversale.

Au *Wikerstrand* à *Kiel*, l'administration du canal a fait construire un revêtement de 2 000 mètres carrés. Les figures 573-574 se rapportent à ce travail.

Les lattes destinées à servir de guide pour l'étendage du béton avaient été, dans le premier cas, placées horizontalement (fig. 572).

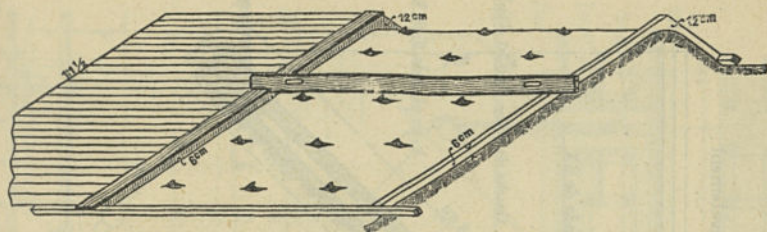


Fig. 574. — Revêtement au Wikerstrand à Kiel. Mode d'exécution.

Dans le second cas, on a préféré les placer verticalement (fig. 574), afin d'éviter la production de fissures horizontales à la tête du revêtement.

**313. Système Rabitz.** — La maison C. RABITZ de Berlin a fait breveter un système de revêtement de talus qui présente beaucoup d'analogie avec le système MÖLLER. Comme ce dernier, il comporte un recouvrement continu en béton retenu au sol par des ancrés. Il en diffère par les points suivants : Le revêtement est plus épais et beaucoup plus fortement armé. Les ancrés, qui sont plus espacés, sont en métal.

Un essai de ce revêtement a été fait en 1898 sur le *Wentow-Kanal* à *Marienthal* (Templin). Le travail a été exécuté sur 135 mètres de longueur d'après le dispositif représenté aux figures 575-577. Le revêtement s'étend du plafond du canal jusqu'au-dessus des plus hautes eaux. On n'y a ménagé aucun joint.

Les ancrés *a*, qui sont vissés dans le terrain, se terminent supérieurement par une fourche dans laquelle on passe un fer plat *b* placé de champ, que l'on maintient par une goupille. Les fers ainsi fixés sur le talus dans le sens longitudinal et transversal sont ensuite tournés à plat entre les ancrés et rivés aux points de croisement. Par-dessus, on place un réseau *c* de fers ronds ligaturés entre eux et avec les fers plats et les ancrés. Le treillis ainsi obtenu est noyé dans une masse de béton composé de ciment, gravier et briquillons. La surface est lissée au mortier de ciment.

Ce revêtement avait d'abord donné toute satisfaction. On a observé plus tard de nombreuses fissures de 2 millimètres n'affectant pas toute l'épaisseur de béton. Ces fissures, qui avaient été bouchées, ont réapparu après la gelée de décembre 1899.



La forte épaisseur du revêtement RABITZ doit cependant lui donner,

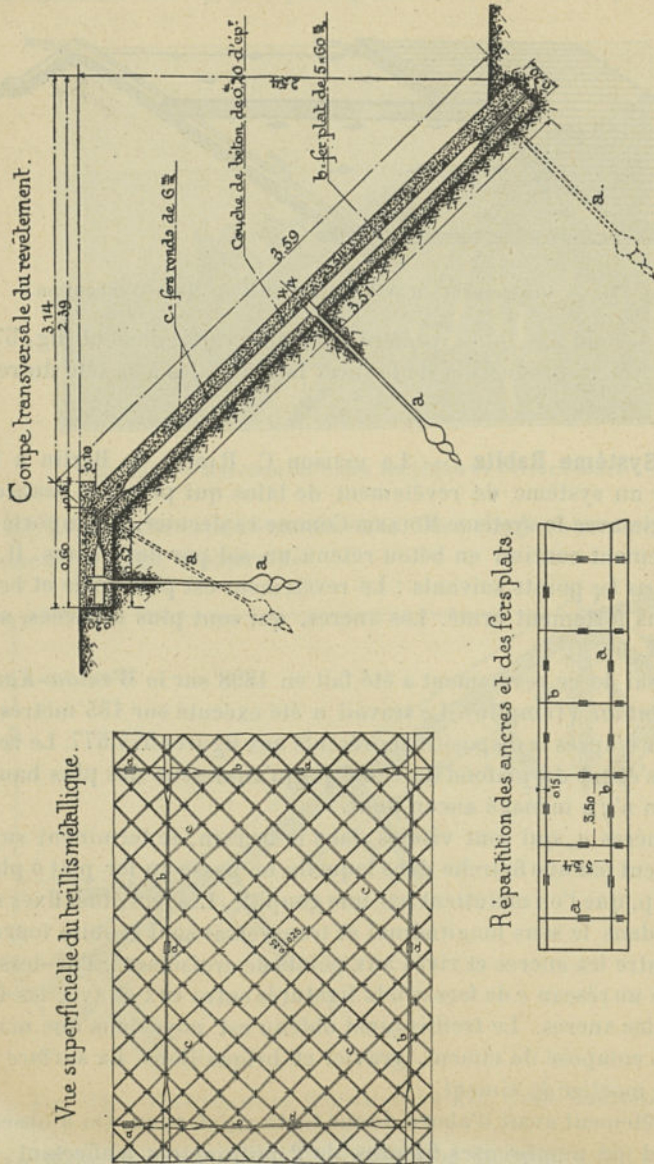


Fig. 575-77. — Revêtement de rive du Wentowkanal à Marienthal.

sur le revêtement MÖLLER, l'avantage de rendre moins sensible l'in-

fluence des variations de la température sur la couche de béton et sur le terrain d'assiette. Par contre, les ancres ne sont pas à l'abri de

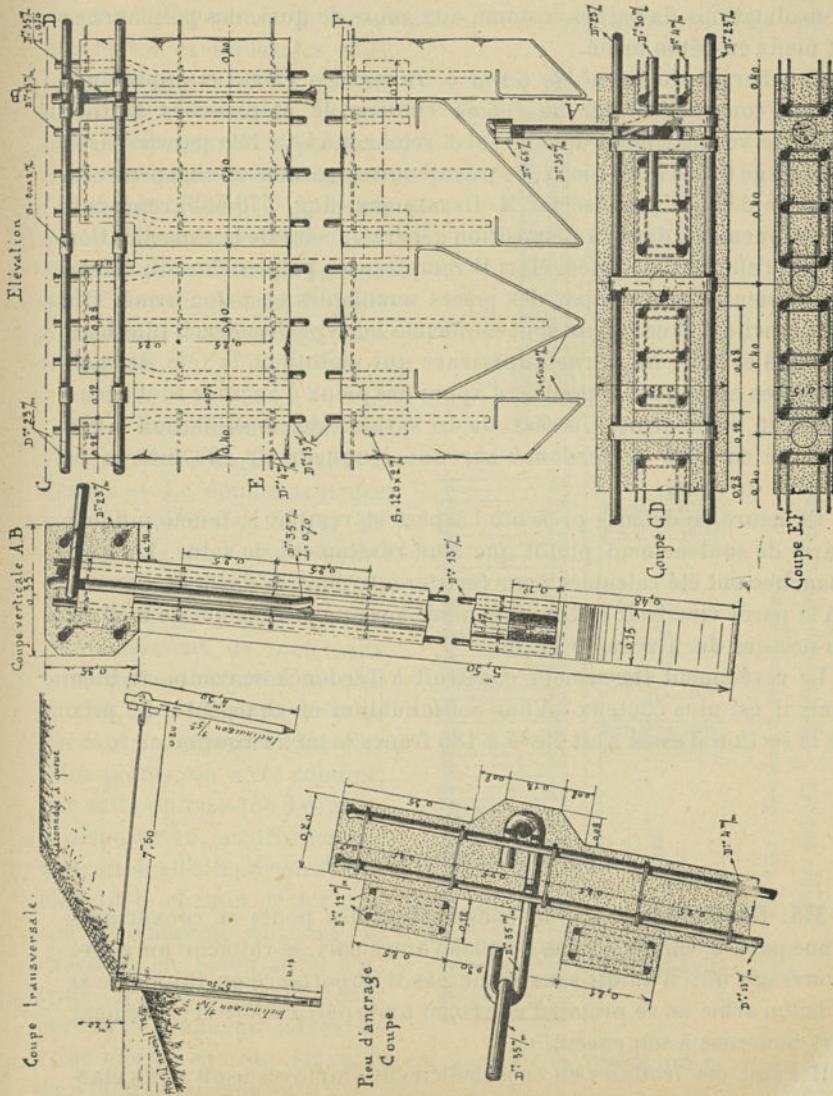


Fig. 578-583. — Canal de Gand à Terneuzen. — Consolidation de rive à Tendonck.

la rouille. D'autre part, le système est évidemment beaucoup plus coûteux.



**314. Système Hennebique.** — M. HENNEBIQUE n'a pas créé de type caractéristique de revêtement de talus et n'a pas encore exécuté de travail important de ce genre, mais il a eu l'idée d'appliquer aux consolidations de berges, comme aux murs de quai, des palplanches et pieux en béton armé.

Les berges du *canal de Gand à Terneuzen* élargi et approfondi seront consolidées par un rideau continu de palplanches battues presque verticalement dans le sol et retenues à leur tête par des tiges d'ancrage fixées à des pieux. Ce travail doit s'exécuter en charpente. Le type de défense proposé par M. HENNEBIQUE (figg. 578-583) reproduit identiquement, dans sa disposition générale, celui de la consolidation telle qu'elle était projetée. Mais il remplace les palplanches du rideau et les pieux d'ancrage par des pièces semblables en béton armé. Ces palplanches<sup>1</sup> et ces pieux sont conformes au type déjà décrit plus haut (n<sup>os</sup> 178 et 304). La lierne supérieure qui maintient la tête des palplanches ainsi que les poutres d'appui des pieux d'ancrage sont également en béton armé. Un essai de ce système de consolidation a été exécuté en 1898 à *Terdonck* sur une longueur de 100 mètres de la rive du canal.

Ce genre de défense présente l'aspect et remplit la fonction d'une paroi de soutènement plutôt que d'un revêtement de talus. Les palplanches ont été calculées pour résister à la poussée des terres au cas où la paroi viendrait à être déchaussée sur une profondeur de 2,50 m. au-dessous du niveau de l'eau.

Le revêtement HENNEBIQUE construit à *Terdonck* se comporte bien mais il est plus coûteux qu'une consolidation en charpente. Le prix de la section d'essai s'est élevé à 180 francs le mètre courant.

## § 5.

### ENCORBELLEMENTS

**315. Généralités.** — A la construction des ponts et couvertures d'une part, à celle des murs de quai d'autre part, se rattache un genre d'ouvrage qui n'aurait sans doute pas d'importance en lui-même si le béton armé ne se prêtait d'une façon toute particulière et réellement fort heureuse à son exécution.

Il s'agit des trottoirs en encorbellement employés, soit pour élargir un *pont en maçonnerie*, soit quand l'alignement d'un *quai* doit être reculé au-delà des murs de soutènement qui le portent. Une

<sup>1</sup> Essai de ces palplanches, voy. chap. iv, n<sup>o</sup> 488.

application intéressante des encorbellements dans les travaux publics se présente encore dans les *estacades* ou quais de chargement.

De même que pour les encorbellements de bâtiments (voy. n° 160), ce sont les systèmes de construction monolithe en béton armé qui offrent les exemples les plus caractéristiques de ce genre d'ouvrage. Parmi eux, le système HENNEBIQUE s'est particulièrement signalé à cet égard.

Les indications fournies sur les encorbellements HENNEBIQUE dans les bâtiments (n° 161) sont également d'application pour les travaux dont il s'agit ici.

**316. Encorbellements du chemin de fer de Courcelles à Passy.** — Le doublement des voies du *chemin de fer de ceinture de Paris* entre *Courcelles* et *Passy* (voy. nos 240 et 286) a eu pour conséquence l'établissement de nouveaux murs de soutènement en recul sur les anciens murs ou talus bordant la tranchée. En certains points, on a été conduit, par suite du manque d'espace, à disposer en encorbellement les trottoirs des boulevards qui longent le chemin de fer. Ces encorbellements, qui ont été exécutés en béton armé système HENNEBIQUE, s'étendent sur une longueur totale de 1 200 mètres environ. La saillie est variable et atteint un maximum de 3 mètres environ.

La construction comprend : des consoles de hauteur constante, deux cours de poutres longitudinales placées l'une à la tête des consoles, l'autre contre le mur ; et enfin un hourdis portant la couche d'asphalte

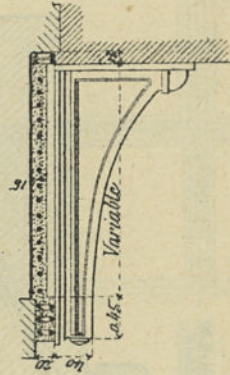


Fig. 585. — Vue latérale d'une console.

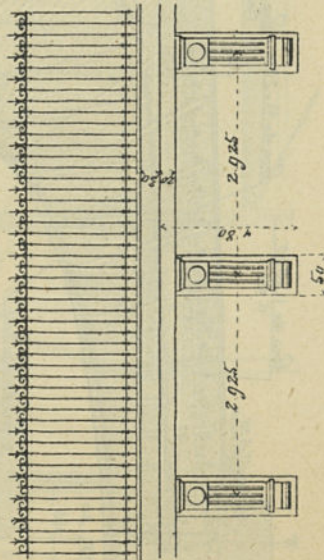


Fig. 584. — Élévation de l'encorbellement.

Figgs. 584-585. — Encorbellements du chemin de fer de Courcelles à Passy.





une poutre, également en béton armé, à laquelle viennent s'amarrer les tirants des consoles.

Les figures 584 à 586 représentent le type de cette construction. Les

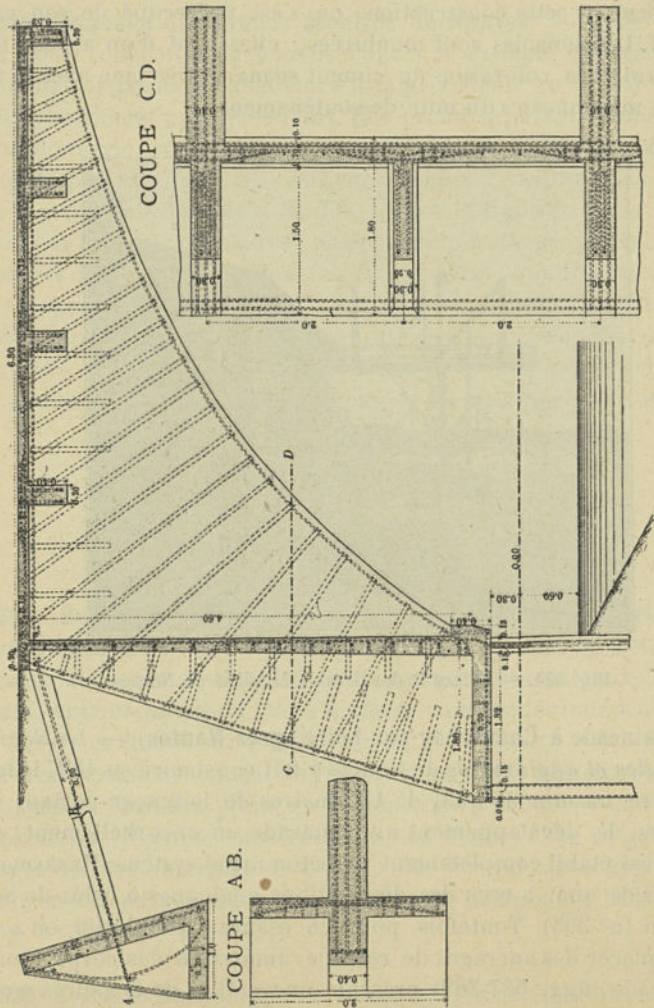


Fig. 587-589. — Estacade à Chantenay-sur-Loire.

consoles, quoique de portées différentes, sont exécutées d'après un système uniforme. Le nombre et le diamètre des fers de l'armature varient avec la saillie. On remarquera que toutes les parties métalliques de l'ancrage sont enveloppées de béton de ciment.



Ces encorbellements sont calculés pour une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré, portée à l'épreuve à 600 kilogrammes, plus 500 kilogrammes par mètre courant pour le poids du bandeau et de la grille.

En exécutant cette construction, on s'est préoccupé de son effet décoratif. Les consoles sont moulurées ; elles sont d'un aspect fort satisfaisant et la coloration du ciment se marie très bien avec le ton clair des maçonneries du mur de soutènement.

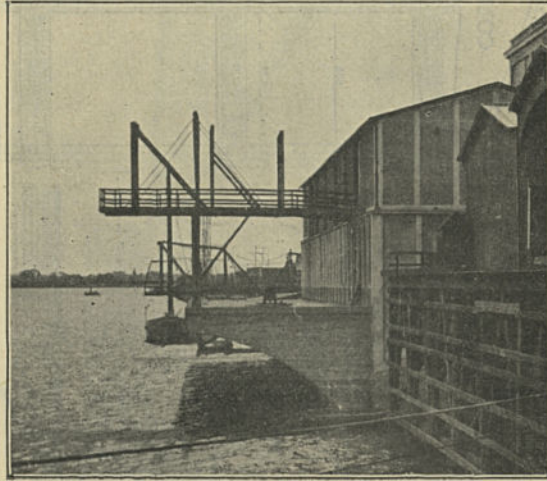


Fig. 590. — Estacade des Grands Moulins de Nantes.

**317. Estacade à Chantenay-sur-Loire (près Nantes).** — La *Société des houilles et agglomérés* de Nantes a fait construire en 1897 le long de la Loire un mur de quai de 136 mètres de longueur portant sur 60 mètres de développement une estacade en encorbellement. Cet ouvrage est établi complètement en béton armé système HENNEBIQUE.

Le mur de quai a reçu des dispositions analogues à celui de Southampton (n° 305). Toutefois, pour en assurer la stabilité, on a été amené à placer des ancrages de retenue amarrés à des corps morts.

L'estacade (figg. 587-589) présente une saillie de 6 mètres sur le parement du mur. L'ancrage des consoles est établi par des tirants s'enfonçant dans le terrain pour aboutir à des corps morts. Le plancher est formé d'un hourdis nervé de quatre poutres longitudinales reposant sur les consoles. Le mur de quai proprement dit offre la même composition qu'en dehors de l'estacade. La semelle horizon-

tale de décharge se trouve au niveau de l'appui des consoles. Les contreforts du rideau de soutènement correspondent de deux en deux aux consoles.

**318. Estacade des Grands Moulins de Nantes.** — Cette estacade (fig. 590), construite également d'après le système HENNEBIQUE, présente des dispositions analogues à la précédente en ce qui concerne l'encorbellement proprement dit. Elle prend appui sur un mur de quai en maçonnerie, construction existante que l'on a utilisée, et sur une ligne de pieux en bois battue en avant du mur. La saillie est de 9 mètres sur le parement du mur et de 7,50 m. sur la ligne de pieux. Les consoles ont 5,65 m. de hauteur dans la section d'encastrement et sont espacées de 2 mètres. Le plancher est un simple hourdis sans poutres. Un magasin en béton armé construit à l'arrière du quai fournit le contre poids nécessaire à la stabilité et est utilisé pour réaliser les ancrages. L'estacade est calculée pour porter une voie de chemin de fer et une voie de grue. La longueur de cet ouvrage est de 40 mètres.

## § 6.

### ESTACADES A CLAIRE-VOIE

**319. Généralités.** — En dehors des estacades en encorbellement dont il vient d'être question, on construit également en béton armé, comme ouvrages destinés au déchargement des bateaux, des *estacades*, *apponnements* ou *jetées à claire-voie* fondés indépendamment de la rive et établis sur pilotis.

Parmi ces constructions, on rencontre en ordre principal le système HENNEBIQUE dont les pilots en béton armé y trouvent une nouvelle application. D'autres constructeurs ont réalisé dans ce genre d'ouvrages des combinaisons de béton et de fer qui, sans appartenir, à proprement parler, au béton armé, sont néanmoins utiles à citer (voy. n° 322).

**320. Système Hennebique.** — Les estacades à claire-voie du système HENNEBIQUE reproduisent identiquement les dispositions des ouvrages en charpente. Elles comprennent un plancher supporté par des pilots que réunissent des traverses et des contrefiches. Le tout est en béton armé.

Les armatures des diverses pièces ne présentent rien de spécial,



sauf que les liaisons aux assemblages sont réalisées avec un soin particulier, afin d'assurer l'indéformabilité de la construction.

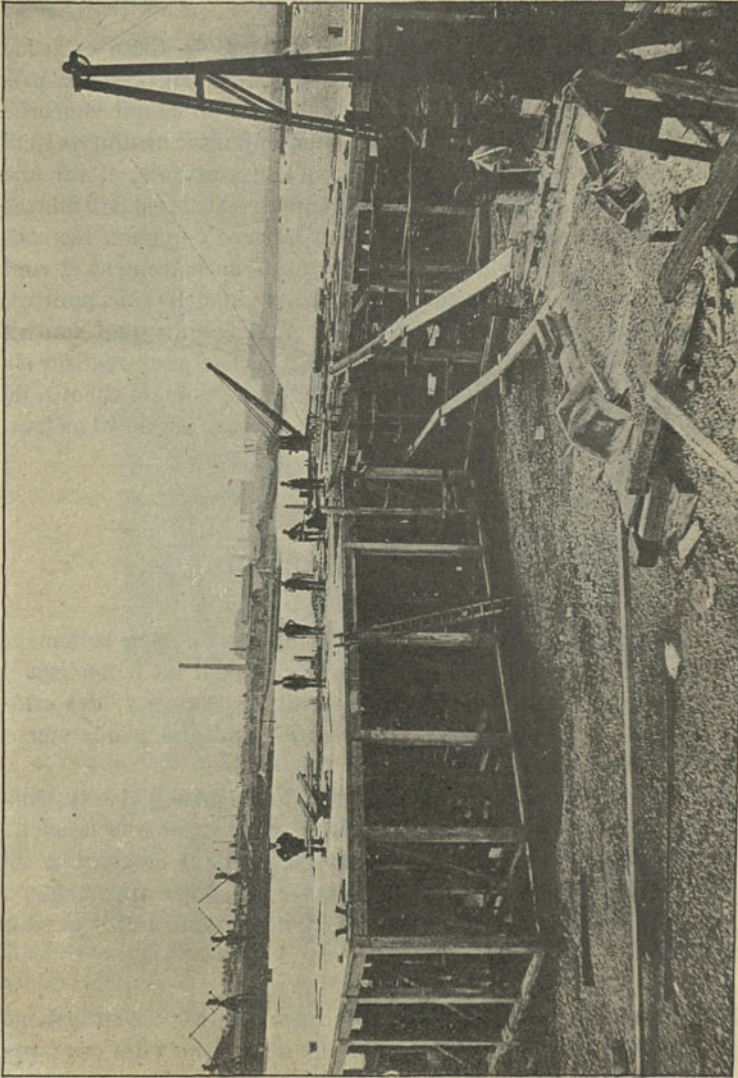


Fig. 591. — Estacade à Woolston.

**321. Estacade à Woolston (Southampton).** — Cette construction, établie en 1898, comprend (fig. 591) deux parties à angles droits pré-





sentant respectivement comme longueur et largeur  $27,43 \times 9,14$  m. et  $30,48 \times 14,02$  m. Cet ouvrage est calculé pour une surcharge de 2 800 kilogrammes par mètre carré. Il porte une grue pour poids de 30 tonnes.

Les figures 592-602 donnent les détails de cette estacade. Elle est établie sur pilots distants de 3 mètres. L'armature de ceux-ci se compose de 4 barres entretoisées par des liens en fil de fer. Leur pointe est chaussée d'un sabot métallique. Ils sont croisés à leur tête par des poutres longitudinales et transversales, dont l'armature, du type symétrique, est formée de 4 barres entretoisées et munies d'étriers.

Les pilots sont prolongés par des montants armés d'après le même type. Les contre-fiches placées dans le sens longitudinal et transversal sont armées de 4 barres entretoisées par des fers plats.

Le plancher supérieur est du type ordinaire.

**322. Estacade à Puerto-Cabello (Venezuela).** — Construite en 1896-97 par la Société JOHN COCKERILL de Seraing (Belgique), cette esta-

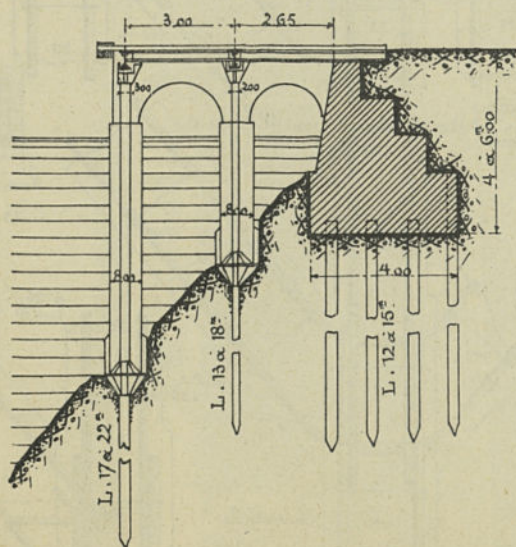


Fig. 603. — Estacade à Puerto-Cabello.

cade offre un exemple d'un système qui accorde plus d'importance à l'ossature métallique qu'au béton, celui-ci ne servant plus qu'à protéger le fer contre la rouille et à le raidir.

L'estacade (fig. 603) se compose de deux files longitudinales

de pieux métalliques foncés à l'avant du mur de soutènement construit sur pilotis et reliés à la partie supérieure dans le sens longitudinal et transversal par des poutres en acier qui supportent le plancher.

Les pieux métalliques sont formés de tôles d'acier de 10 millimètres d'épaisseur soudées et calibrées en tronçons de 6 mètres de longueur assemblés au moyen de viroles intérieures en fonte. Au niveau du terrain, les pieux, qui ont une fiche de 8 à 10 mètres, sont munis d'un disque en fonte de 1 mètre à 1,50 m. de diamètre fixé au moyen de coins.

Les pieux sont entièrement remplis de béton et sont, en outre, noyés dans un cylindre en béton prenant pied sur les disques. Le béton, qui était coulé dans des moules en tôle, était formé en volume de 1 partie de ciment, 1 de sable et 2 de pierraille.

La charpente d'entretoisement supérieure a été également noyée dans une masse de béton que l'on a profilée en forme de voûtes dans le sens longitudinal et transversal.

L'estacade ainsi constituée ne comporte aucun contreventement métallique. Les assemblages ont été englobés dans du plomb coulé avant d'être noyés dans le béton.

### § 7.

## FONDATIIONS

**323. Le béton armé dans les fondations d'ouvrages d'art.** — On a examiné antérieurement (§ 1, 6°, nos 165-178) l'emploi du béton armé dans les fondations de bâtiments. Il ne sera donc question ici que des fondations d'ouvrages d'art. Contrairement à ce qui a lieu pour les bâtiments, on ne peut dire que le béton armé ait trouvé dans les travaux publics, jusqu'à ce jour, beaucoup d'applications de cette nature. Si l'on rencontre quelques fondations en béton armé dans les ouvrages d'art établis hors de l'eau, ce système de construction devient tout à fait exceptionnel dans les travaux hydrauliques.

La raison en est facile à deviner : Le béton ne peut être immergé sans être exposé à se délaver et à perdre la majeure partie du ciment qu'il contient. Dans le coulage des gros massifs, il est possible de pallier cet inconvénient moyennant des précautions et dispositions spéciales. Pour le béton armé, l'obligation de mettre les armatures en place et la faible épaisseur des pièces imposent le travail à



sec. Encore, si l'on opère à l'abri de batardeaux, est-il indispensable que les épaissements soient poussés au point d'assécher parfaitement la plateforme d'assiette. Sinon, il faut craindre le délavage de la couche inférieure du béton et par suite la destruction de l'adhérence des fers. On conçoit donc que l'établissement d'une fondation en béton armé en terrain perméable présente une réelle difficulté. Cet inconvénient n'existe évidemment plus si le dispositif de la fondation est tel que les pièces en béton armé (pieux, puits ou caissons) sont préparées à l'air libre et mises en place toutes faites par battage, fonçage ou échouage.

**324. Classification.** — De même que pour les bâtiments (n° 165) on distinguera : 1° les *fondations directes* comprenant les semelles et radiers généraux et 2° les *fondations indirectes* dans lesquelles on rencontrera, d'une part, les *plateformes* en béton armé prenant appui sur des pieux en bois ou puits en maçonnerie et, d'autre part, les *pieux* ou *puits* en béton armé. Pour ces diverses formes d'emploi du béton armé, les principes sont identiquement les mêmes que pour les bâtiments. Il n'y aura donc lieu d'y revenir que pour citer quelques applications caractéristiques. Par contre, on devra signaler spécialement les *caissons* et *blocs flottants* qui constituent une forme particulière de l'emploi du béton armé dans les fondations indirectes d'ouvrages d'art.

#### 1° FONDATIONS DIRECTES

**325. Semelles et radiers généraux.** — En observant les principes signalés au n° 166, on peut établir des ouvrages sur des semelles ou radiers généraux d'une surface en rapport avec la résistance du terrain. L'armature est formée d'un ou plusieurs réseaux MONIER (n° 167) de *métal déployé* (n° 168) ou de fers profilés (poutrelles ou rails) (n° 169). Le système HENNEBIQUE (n° 170) constitue quelquefois la fondation d'une dalle nervée semblable à ses planchers à poutres (n° 171).

On a eu l'occasion de décrire, dans chacun des paragraphes relatifs aux divers genres d'ouvrages d'art, des applications de ce genre de fondations.

Parmi les *ponts*, *passerelles* et *voûtements* (§ 2 et 3), on a signalé les aqueducs et voûtements elliptiques MONIER établis sur radier général (n°s 243 et 292), des ponts du type dit : à culées perdues, dans lesquelles les culées sont remplacées par des plaques d'appui



inclinées (nos 245, 277, 281 et 282), enfin un ouvrage important (pont sur la Vienne à Châtellerault) dont les supports prennent pied sur le terrain par des dalles armées horizontales (n° 280). Les *murs de soutènement* (§ 4) du type HENNEBIQUE ont également donné occasion de citer un exemple (n° 297) de fondation sur semelles. Enfin, dans les *réservoirs* (§ 9), on verra divers cas d'application (nos 356, 361, 362, 363, 367, 369) de radiers ou semelles en béton armé.

## 2° FONDATIONS INDIRECTES

**326. Plateformes en béton armé sur pieux en bois.** — Dans les fondations sur pilotis, on peut trouver avantage à remplacer le grillage et le plancher en charpente par un plateau en béton riche armé de fers (n° 174).

Ceux-ci peuvent être de simples tirants en fer rond ou plat réunissant la tête des pieux, ou bien un réseau à mailles serrées du genre MONIER.

**327. Métal déployé.** — On s'est également servi dans le même but de feuilles de métal déployé posées sur la tête des pieux. Lors de la reconstruction du *Penrose Ferry Bridge sur le Schuylkill à Philadelphie*, on a élargi la fondation des anciennes piles. Dans ce but, on a battu de nouveaux pilots (N) à côté des anciens (V) (fig. 604). Sur toute l'étendue de la fondation, on a ensuite posé des feuilles de métal déployé à mailles de 150 millimètres se recouvrant l'une l'autre de 0,15 m. Ces feuilles ont été fixées à la tête des pieux par de forts crampons.

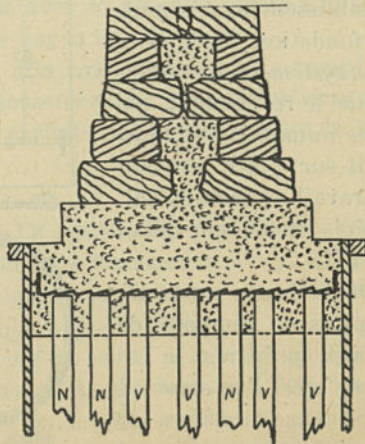


Fig. 604. — Fondation des piles du Penrose Ferry Bridge à Philadelphie.

**328. Plateformes armées de poutrelles ou de rails.** — Un système très simple et que l'on emploie même pour armer de forts massifs, consiste à établir sur la tête des pieux un radier métallique formé de poutrelles ou de rails super-



posés et recroisés comme dans les semelles de fondation directe (voy. nos 169 et 174).

Un exemple de fondation de ce genre a été cité déjà à propos d'un pont (n° 241).

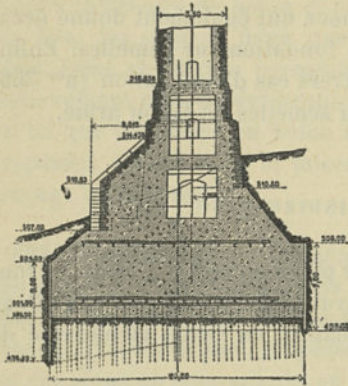


Fig. 605. — Pont du Kornhaus à Berne.  
Fondation d'une pile-culée.

La figure 605 représente l'application qui a été faite de ce procédé à une pile-culée du *pont du Kornhaus à Berne* (1898). Outre le lit de poutrelles placé sur la tête des pieux, un second lit semblable a été noyé dans le massif de béton à 5 mètres au-dessus du premier. Ces poutrelles étaient des fers de remploi provenant des encoffrements des fouilles de fondation.

### 329. Puits en béton armé. —

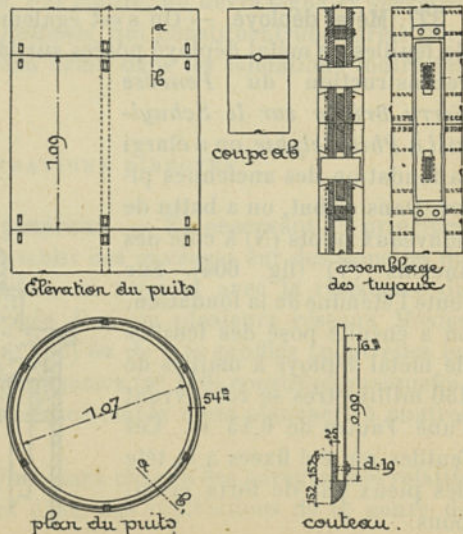
On a exposé plus haut (n° 176) qu'il existe deux procédés distincts utilisant le béton armé (en place de la maçonnerie ou de la fonte) pour l'établissement des puits de fondation.

Le *système Simons* dans lequel le revêtement, qui reste immobile, est construit sur place pendant le travail de creusement, a été décrit en détail (n° 177).

Dans l'autre système, le puits se compose de tuyaux préparés à l'avance que l'on descend par havage intérieur.

Les tuyaux en ciment armé peuvent notamment prendre la place des

tuyaux en fonte dans les *fondations tubulaires* pour l'établissement des piles de pont. Ce procédé dont il n'est plus guère fait usage, sauf



Figgs. 606-611. — Pont sur le Cockle Creek, près Sydney. Fondations tubulaires.

dans certaines colonies, par suite des multiples inconvénients de la fonte, pourrait sans doute sous cette forme retrouver son ancienne vogue.

Une application de ce genre a été réalisée à un *pont sur le Cockle Creek* près de *Sydney* (Australie). L'enveloppe des puits de fondation est formée de tuyaux MONIER (figg. 606-614).

L'armature de ces tuyaux est composée d'une toile métallique en fil de 4,6 mm. à mailles de 32 millimètres et de deux spirales en fil de 4,2 mm. faisant le tour du cylindre avec un pas d'hélice de 25 millimètres. En outre six fers plats de  $44 \times 6$  millimètres sont placés sur le pourtour dans le sens longitudinal entre les fils en spirale. Ces fers longitudinaux ont servi à assurer la liaison des différents tronçons des cylindres. L'assemblage était fait au moyen d'éclisses et de coins. Les joints étaient lutés au minium.

À la base du puits, le tuyau se terminait par un couteau en fonte. On avait prévu en outre un garnissage intérieur en tôle d'acier sur une certaine hauteur du cylindre, afin de protéger le ciment armé contre les chocs des outils. En pratique, cependant, cette protection ne s'est pas montrée nécessaire.

Les puits ont été foncés au travers de gravier, de sable et d'argile jusqu'à une profondeur de 11 mètres sous le niveau de l'eau. La descente s'est faite par les procédés ordinaires de havage à l'air libre. Il n'a pas été nécessaire de recourir à l'air comprimé, mais ce système de puits se concilie parfaitement avec le procédé pneumatique. Il suffirait de boulonner un sas à air sur la tête du puits.

Lorsque le cuvelage est arrivé à la cote voulue, on l'a rempli de béton après avoir nettoyé soigneusement la surface intérieure de façon à assurer une liaison aussi parfaite que possible entre le remplissage et le revêtement.

**330. Pieux en béton armé.** — Ce système de fondation, que l'on rencontre surtout dans les constructions HENNEBIQUE, a déjà été décrit antérieurement (n° 178). Plusieurs applications ont été citées (n<sup>os</sup> 227, 304-305, 314, 320-321, voy. aussi n° 370).

D'une manière générale, les pieux en béton armé sont applicables dans les mêmes conditions que les pilots en charpente. Mais un élément de la question diffère : Les fondations ordinaires sur pilotis doivent, en vue d'éviter la pourriture du bois, être arrêtées au-dessous du niveau le plus bas des eaux. Les pieux en béton armé ne sont pas assujettis à cette condition (voy. chap. v, n° 623).

Les pilots en béton ne doivent pas, comme ceux en bois, être



dépendus contre le taret. Par contre, l'eau de mer peut avoir une influence pernicieuse. On verra plus loin (chap. III, n° 397) que dans les travaux à la mer, le béton doit être plus riche en ciment que dans les ouvrages ordinaires.

Les palplanches en béton armé (n°s 304, 305, 306, 314) peuvent rendre les mêmes services que les palplanches en bois dans les fondations exposées aux infiltrations.

**331. Protection des pieux en bois.** — A propos de la construction des murs de quai (n°s 303, 306), on a déjà eu l'occasion de signaler que le béton armé s'emploie sous forme d'un revêtement continu fait

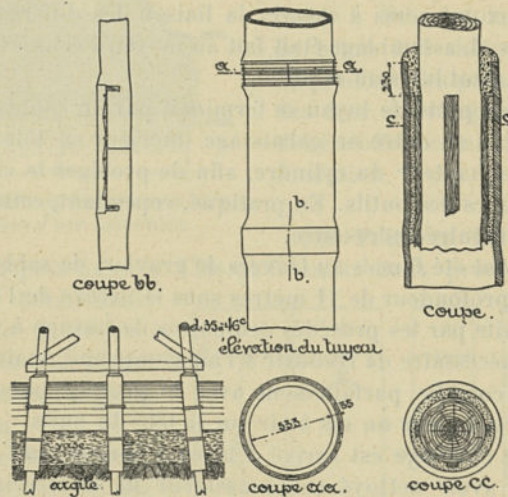


Fig. 612-617. — Pont sur le Cockle Creek, près Sydney.  
Protection des pieux en bois.

sur place, ou de plaques MONIER, ou de palplanches, pour servir de protection aux fondations en charpente à préserver de l'action du taret.

On a également fait usage, dans le même but, de tuyaux MONIER qui entourent chacun des pieux à protéger.

Au pont sur le *Cockle Creek* près Sydney (Australie), déjà cité (n° 329), les palées en bois sont défendues de cette façon (figg. 612-617). Les tuyaux MONIER sont armés d'un réseau de fils de 1,6 mm. de diamètre à mailles de 32 millimètres. Pour assembler les tronçons l'un à l'autre, on a entouré le joint d'une toile métallique recouverte ensuite de ciment. Sur toute la hauteur à protéger, quatre lattes en bois

dur avaient été clouées sur les pieux avant le battage pour servir de guide aux tuyaux. Sur cette même hauteur les pieux avaient été goudronnés. Le revêtement, ayant été complètement assemblé au-dessus de l'eau et enduit de goudron intérieurement et extérieurement, a été ensuite descendu en place. Pour traverser la couche de vase, on s'est aidé de l'action d'une lance tout en pesant sur la tête du revêtement à l'aide de vérins. L'espace compris entre le pieu et le cylindre a été nettoyé également à la lance, puis rempli de sable jusque près du sommet. A la partie supérieure, le remplissage a été terminé par un bouchon en béton.

**332. Caissons en béton armé. Blocs flottants.** — On construit en béton armé des caissons destinés à établir, sous le niveau de l'eau, la fondation de ponts, murs de quai, môles, etc. Il en existe deux genres qui diffèrent par le mode de mise en place : Les premiers sont échoués directement sur le sol. Les autres sont foncés par le procédé à l'air comprimé.

Les caissons du premier genre sont imités de l'ancien système des caissons en charpente. Ils ont pris aujourd'hui une nouvelle importance sous le nom de *blocs flottants*. On les construit dans un chantier, on les met à flot pour les amener sur place, on les remplit de béton ou de sable, et on les échoue sur le fond préparé.

A proprement parler, ces caissons, quoique formés de béton et de fer, n'appartiennent pas à la construction en béton armé. Ils s'en rapprochent plus ou moins selon l'importance relative du béton et du métal incorporé.

Les blocs de 3 000 tonnes que l'on emploie actuellement à la fondation des murs de la jetée du *port de Zeebrugge* (Belgique) sont un exemple de ce genre de construction. On sait, en effet, que ces caissons (de 25 m.  $\times$  8 m. en plan et de 9 m. de hauteur) sont formés d'une caisse en tôle dont les parois sont garnies à l'intérieur d'une couche de béton englobant des membrures en fer. Un système analogue a été employé à *Cuxhaven* pour les immenses caissons (120 m.  $\times$  9 m.  $\times$  15,50 m.) de fondation des môles. Ceux du môle du port de *Bilbao* sont également formés d'une caisse en tôle raidie par des parois en béton.

Dans ce genre de caisson, on peut réduire la quantité de métal en supprimant la chemise extérieure en tôle. On peut aussi diminuer en même temps l'épaisseur des parois en béton, en renforçant le dosage en ciment. On arrive ainsi au béton armé proprement dit. M. HENNEBIQUE a proposé la construction de caissons de fondation de ce genre.



Leur mode de construction est semblable à celui des réservoirs (§ 9). Les parois et le fond sont garnis de nervures. On les calcule pour résister à la pression extérieure de l'eau.

Au même système de fondation se rattache une disposition particulière employée au *môle* du port franc de *Copenhague*. Les caissons de fondation, de 3,13 m. de largeur, 2,51 m. de longueur et de 3,13 m. de hauteur, comprenaient un fond et deux parois longitudinales en béton non armé. Les côtés transversaux étaient fermés à l'aide de plaques en ciment armé genre *MOXIER* de 0,06 m. d'épaisseur. Ces plaques étaient placées en arrière des extrémités des caissons de façon à permettre, après l'échouage, de jonctionner les blocs en plaçant des clefs en béton dans l'intervalle compris entre les plaques de fermeture des deux blocs voisins.

**333. Caissons pneumatiques.** — Les caissons employés dans les *fondations à l'air comprimé* avec plafond incorporé ne sont, on le sait, que des caissons du type ordinaire sous le fond desquels on a ménagé une chambre de travail pour la visite, le curage ou le déblai du sol de fondation.

Presque tous les caissons pneumatiques se construisent en métal, mais rarement d'une façon exclusive. Dans la plupart des cas, le béton trouve sa place dans la construction du caisson même, avant l'échouage. C'est ainsi qu'on raidit le plafond par une couche de béton coulé entre les poutres, et qu'on soutient les tôles de la paroi de la chambre de travail par une crinoline en maçonnerie ou en béton, logée entre les consoles.

Le béton qui couvre le plafond de la chambre de travail constitue, notamment pour les caissons de grande largeur, une précieuse ressource, parce qu'il permet d'obtenir facilement la résistance voulue pour supporter les maçonneries en construction et le lest pendant l'échouage et le fonçage. C'est ainsi que, lors de la fondation des *bassins de radoub de Missiessy* en 1876 au port de Toulon, on a cru pouvoir tenir compte, dans les calculs de résistance des caissons, de l'appoint fourni par le béton enveloppant les poutres.

Mais on a été plus loin dans l'application du béton aux caissons pneumatiques : On a reproché aux caissons ordinaires en tôle de laisser subsister dans le massif de fondation un plafond métallique qui, étant mal relié avec le béton qui sert au remplissage de la chambre de travail, par suite du bourrage défectueux de celui-ci, est exposé à se rouiller et, en tout cas, peut créer dans la maçonnerie un joint



continu, préjudiciable surtout si l'ouvrage d'art sert à la retenue des eaux.

Dans une étude qui date de 1892<sup>1</sup>, nous avons décrit les divers systèmes qui ont été proposés pour répondre à cette objection et notamment ceux qui tendent à réduire la quantité de métal dans la construction du caisson, en donnant plus d'importance au rôle de la maçonnerie ou du béton.

Dans certains cas, on a supprimé les parois verticales de la chambre de travail, puis les tôles du plafond, en ne laissant que l'ossature métallique noyée dans le béton.

On voit ainsi apparaître de plus en plus la construction en béton armé. Pour y arriver, il ne reste plus qu'à réduire l'épaisseur des parois et remplacer, au besoin, les poutres en fers profilés par des armatures en barres rondes, enrobées dans du béton du ciment.

La pratique montrera ce qu'il faut attendre du béton armé dans ce genre d'application, et si cette matière présente une élasticité suffisante pour ne pas se crevasser sous l'action des inégalités et à-coups du fonçage.

## § 8.

### CANALISATIONS

**334. Généralités.** — Ce paragraphe comprend l'étude des canalisations souterraines dans lesquelles rentrent les tuyaux, les égouts, les conduites, les aqueducs, les galeries, les tunnels, des caniveaux de tramways et de transmissions électriques, etc., ainsi que des canalisations au niveau du sol, partiellement engagées ou surélevées, et notamment des canaux à ciel ouvert, biefs d'usines, canaux de fumée, etc.

Tous les travaux de cette nature ont été abordés par la construction en ciment armé, dès les débuts de celle-ci (voy. chap. 1, n° 2) et ils sont restés, depuis lors, une des ressources les plus précieuses des spécialistes du béton armé. La fabrication des tuyaux constitue tout spécialement l'une des branches les plus importantes des industries basées sur l'emploi du procédé MONIER.

Pour l'exposé des applications de ce genre, on distinguera les

<sup>1</sup> P. CHRISTOPHE. *Les fondations à l'air comprimé sans incorporation de fers dans les maçonneries (Annales des Travaux publics de Belgique, 1<sup>re</sup> série tome L, et Annales de l'Association des Ingénieurs sortis des Ecoles spéciales de Gand, tome XVII).*



*tuyaux, égouts, aqueducs et galeries de section circulaire, ovoïde, elliptique, etc., et les canaux de section rectangulaire.*

**335. Conditions relatives à la résistance et à l'étanchéité.** — La construction des ouvrages dont il s'agit ici, impose des conditions très diverses suivant que la pression agit de l'extérieur ou de l'intérieur, qu'elle provient de l'eau, de gaz ou simplement de charges ordinaires. S'il ne s'agit que d'assurer la *stabilité*, le problème est très simple : Il suffit de disposer l'armature de telle sorte qu'elle soulagé les efforts de traction subis par le béton. Cette question a été examinée déjà au chapitre 1<sup>er</sup>, n<sup>os</sup> 56 et 58 en ce qui concerne les tuyaux, et l'on y reviendra encore au chapitre IV, n<sup>o</sup> 597. Pour les galeries et aqueducs, la question est la même que pour les ponts (§ 2) et les voûtements (§ 3). Les canaux rectangulaires offrent beaucoup de similitude avec les réservoirs (§ 9, n<sup>o</sup> 352) à ce point de vue.

L'*étanchéité* peut, par contre, imposer des conditions nouvelles. Elles se confondent avec celles relatives à l'usure produite par les sables et à l'action chimique des eaux. On aura plus loin (chap. III, n<sup>os</sup> 396 et 445-447 et chap. V, n<sup>o</sup> 623) à s'occuper de cette question en ce qui concerne le dosage du béton, la nature des mortiers, le mode de fabrication, etc. Mais ces soins particuliers d'exécution peuvent ne pas suffire lorsque la pression devient forte.

Le suintement de l'eau au travers du béton augmente avec la pression et l'on admet que, même en prenant les précautions voulues dans la composition et la mise en œuvre du béton, il convient de ne pas soumettre les tuyaux à une pression dépassant 25 mètres d'eau (2,5 atmosphères), limite que les uns abaissent à 15 mètres tandis que d'autres la portent à 35 mètres.

Des conduites en ciment armé ont été cependant établies pour des pressions allant à 100 mètres (10 atmosphères) ; mais on a soin, lorsque l'on dépasse les limites indiquées ci-dessus, de doubler le tuyau d'une chemise intérieure offrant l'étanchéité voulue.

Cette question sera reprise à propos du système BONNA (n<sup>o</sup> 340) et l'on signalera en même temps les précautions à prendre dans certains cas pour protéger les tuyaux contre l'action chimique des eaux (voy. aussi chap. V, n<sup>o</sup> 623).

#### 1<sup>o</sup> CANALISATIONS CIRCULAIRES, OVOIDES OU ELLIPTIQUES

**336. Système Monier.** — Les tuyaux circulaires du type MONIER (voy. chap. 1<sup>er</sup>, n<sup>o</sup> 56), dans lesquels on comprend généralement aussi

les tuyaux armés de tissus métalliques, se construisent couramment depuis 0,08 m. à 0,20 m. jusque 2,00 m. à 2,50 m. de diamètre.

Il existe aujourd'hui, dans les divers pays, un grand nombre de maisons qui s'occupent de la fabrication de ces tuyaux ainsi que des

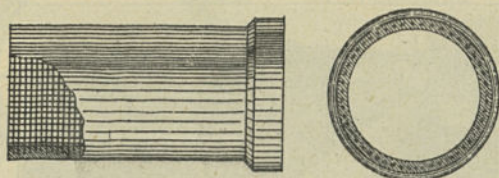


Fig. 618-619.

divers produits en ciment et fer du type MONIER. Chacune possède ses usages tant pour l'exécution des tuyaux à l'atelier que pour le mode d'assemblage sur place.

Ceux de petit diamètre sont fabriqués souvent à la machine (voy. chap. III, n° 445) de manière à obtenir une épaisseur très faible et régulière; jusque 0,50 m. d'ouverture le réseau est unique, et formé généralement d'une simple toile métallique (fig. 618-619). L'assemblage des tronçons se fait d'habitude à emboîtement. Les joints sont lutés au ciment.

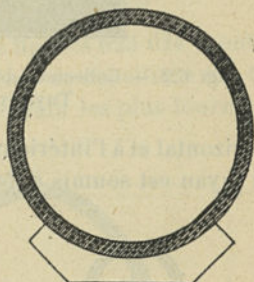


Fig. 620.

Les tuyaux de plus grand diamètre sont armés de deux réseaux de fils de fer ou du type MONIER proprement dit (fig. 620). Les tronçons sont entièrement cylindriques. La

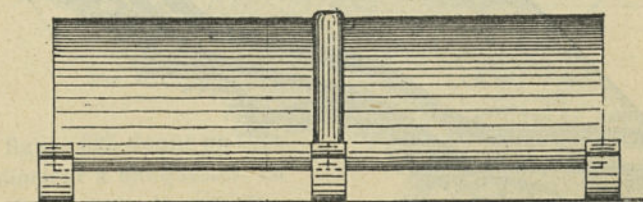


Fig. 621.

jonction se fait généralement à l'aide de bagues, qui sont elles-mêmes des bouts de tuyaux armés<sup>1</sup> (fig. 621). Les tuyaux sont posés de préférence sur dés.

<sup>1</sup> Voy. figure 612 un type de bague se confectionnant sur place.



On se contente aussi d'un seul réseau dans la confection des tuyaux de grand diamètre. Le double réseau a pour avantage de prévenir les fissures qui se déclarent à l'extérieur aux extrémités du diamètre

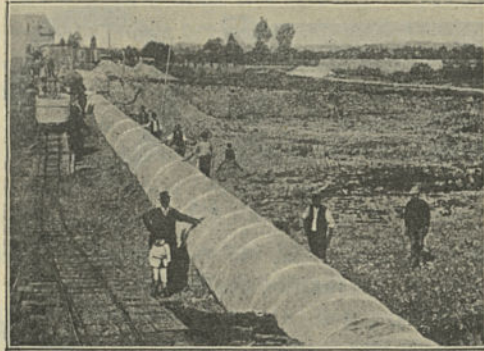


Fig. 622. — Collecteur des eaux d'égouts de la ville d'Offenbach-sur-Main.  
Tuyaux MONIER de 1,50 m. de diamètre.

horizontal et à l'intérieur aux extrémités du diamètre vertical, lorsque le tuyau est soumis à des charges verticales agissant de l'extérieur.

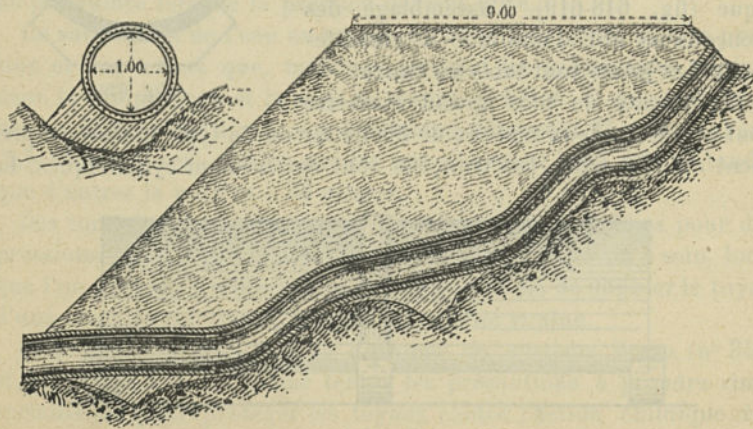


Fig. 623-624. — Aqueduc sous un chemin de fer au Venezuela.

C'est le cas qui se présente notamment pour les égouts situés sous un haut remblai ou sous une rue.

Les tuyaux MONIER s'emploient principalement dans les canalisations ordinaires telles que tuyaux d'écoulement d'eaux usées ou de

gaz, égouts, collecteurs (fig. 622), aqueducs sous routes et chemins de fer, etc. Les applications de ce genre sont très fréquentes en Allemagne.

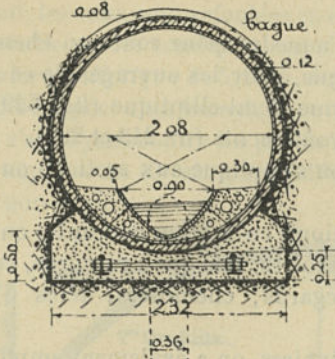


Fig. 625. — Type de collecteur.



Fig. 626.

L'exemple d'aqueduc que représentent les figures 623-624 montre que le système se concilie avec les formes de terrain les plus tourmentées.

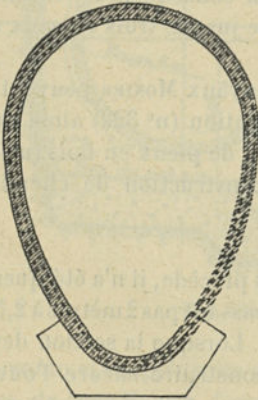


Fig. 627.

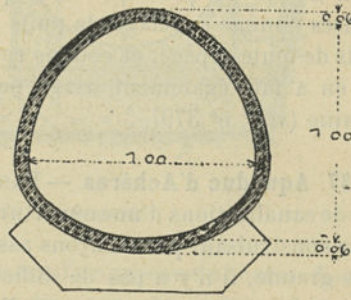


Fig. 623.

La figure 625 donne un type de collecteur à banquettes. La rigole est garnie d'un revêtement en terre cuite.

Ces canalisations ne sont pas toujours de section circulaire. Le procédé se prête à la fabrication de tous les genres de sections usuels. Pour les égouts, on adopte la forme ovoïde. Les types des figures 626 et 627 corres-

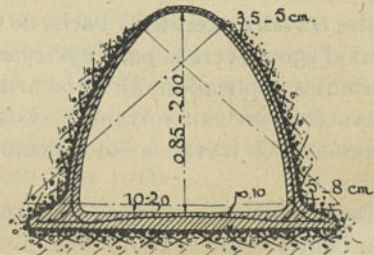


Fig. 629.



pondent respectivement à ceux des tuyaux représentés figures 618-619 et 620-621.

La figure 628 est une section d'aqueduc pour route ou chemin de fer. On adopte souvent en Allemagne, pour les ouvrages de ce genre et les galeries ou tunnels, la forme demi-elliptique (fig. 629) déjà décrite à propos des ponceaux et voûtements (nos 243 et 292).

Le même système de fabrication s'applique aux sections ouvertes pour caniveaux, cheneaux, etc.

Indépendamment des canalisations en section courante, on construit en ciment armé tous les accessoires, tels que : raccords, coudes, courbes, siphons, coupe-air, regards, cheminées, têtes d'aqueducs, etc.

En dehors des canalisations ordinaires, on a également employé les tuyaux MONIER, quoique d'une façon beaucoup moins suivie, comme conduites de distribution d'eau et en général comme conduites sous pression. On renforce alors l'armature en conséquence<sup>1</sup>. Si elle est formée de tissus métalliques, on incorpore jusque trois réseaux semblables dans les parois.

On a déjà vu précédemment que les tuyaux MONIER peuvent être utilisés comme cuvelage de puits de fondation (n° 329) ainsi que de puits de toute espèce, et comme revêtement de pieux en bois (n° 334). On en a fait également usage pour la construction de cheminées d'usine (voy. n° 379).

**337. Aqueduc d'Achères.** — Dans ce qui précède, il n'a été question que de canalisations d'une ouverture ne dépassant pas 2 mètres à 2,50 m. et se construisant par tronçons assemblés. Lorsque la section devient plus grande, il n'y a pas de difficulté à construire encore l'ouvrage d'après le système MONIER, mais l'exécution se fait alors entièrement sur place, comme pour les voûtements (§ 3) et les ponts (§ 2).

Les travaux exécutés à Paris, de 1892 à 1895, pour l'adduction des eaux d'égouts vers le *parc agricole d'Achères* ont donné lieu à d'importantes applications du béton armé<sup>2</sup>. L'aqueduc principal a, notamment, été construit suivant le système MONIER, sur une partie de sa longueur. Ce travail a été exécuté par la maison EDMOND COIGNET de Paris.

Deux types différents ont été employés : L'un s'applique à une galerie, l'autre à une conduite d'écoulement.

<sup>1</sup> Pour le calcul de l'armature des tuyaux MONIER, voy. chap. IV, n° 548.

<sup>2</sup> Voy. aussi nos 341 et 342 (système BONNA).



Entre l'usine élévatrice de Colombes et le point haut du coteau d'Argenteuil, les eaux sont refoulées en conduites forcées. Après la traversée de la Seine, les conduites, au nombre de deux, sont abritées dans une *galerie elliptique* de 5,16 m. de largeur. Cette galerie (fig. 630) qui présente l'aspect d'un tunnel, se compose d'une voûte et de deux piédroits s'appuyant contre les parois de la fouille. Il n'y a pas de culées, ce qui suppose un terrain particulièrement résistant. Le radier est en béton non armé.

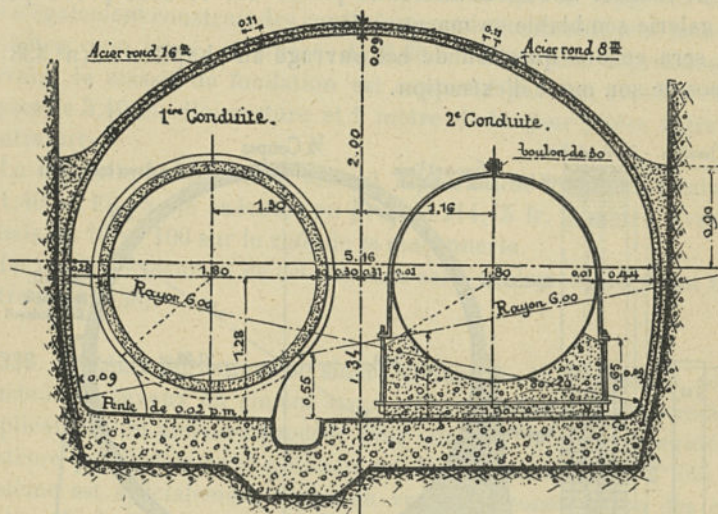


Fig. 630. — Galerie d'Argenteuil.

La voûte et les piédroits sont armées d'un réseau de barres d'acier rondes, du type MONIER, formé de directrices courbes indépendantes et de génératrices droites.

Les mailles du réseau ont 0,11 m. de côté dans les deux sens. Les directrices, qui sont d'une seule pièce sur le contour de l'ouvrage, se posent à leurs extrémités sur des fers en U de  $50 \times 25$  mm. noyés dans le béton du radier. Les génératrices sont posées à l'intérieur des directrices depuis la base des piédroits jusqu'à 1 mètre au-dessus des naissances et à l'extérieur sur le reste de la voûte.

Les ligatures sont exécutées à tous les deux points de croisement des génératrices et des directrices.

La section des directrices ou barres de résistance représente les 2 p. 100 de celle de la voûte. L'armature est placée dans l'axe de la paroi, enduit compris.







ron une directrice de 16 millimètres de diamètre. Les génératrices ont été posées à l'intérieur des directrices sur la moitié inférieure de la conduite et jusqu'à 0,66 m. environ au-dessus des naissances, puis à l'extérieur sur le reste de la voûte.

L'aqueduc repose sur un massif en béton qui varie suivant la nature du sol de fondation. Sa largeur est de 1 mètre ou de 1,50 m. Sur la plus grande partie de la longueur de l'ouvrage, la conduite est soutenue par des contreforts en ciment armé espacés de 4,20 m. (figg. 634-633). On a également construit des contreforts analogues, mais plus massifs, en béton non armé, et espacés de 6,80 m. Dans une dépression du terrain, le massif de fondation est supporté par des arcades elliptiques de 3,40 m. d'ouverture et 1 mètre de largeur jetées entre les contreforts.

La conduite circulaire en ciment armé a une longueur totale de 561,40 m. Elle a été exécutée au prix de 214,15 fr. le mètre, avec un rabais de 10 p. 100 sur le coût de la maçonnerie.

Le mode d'exécution de cet ouvrage sera également décrit au chapitre III (n° 438).

**338. Système Bordenave ou sidéro-ciment.** — M. BORDENAVE, constructeur de tuyaux en ciment armé à Paris et l'un des plus anciens applicateurs du nouveau procédé (voy. chap. I, n° 5), a imaginé un système particulier qu'il a dénommé *sidéro-ciment* (voy. n° 56). Ce système est spécialement conçu en vue de la construction des conduites d'eau. Il a reçu, dans ce genre de travaux, des applications importantes pour des diamètres compris entre 0,25 m. et 0,80 m. et des pressions d'eau ne dépassant pas 25 mètres.

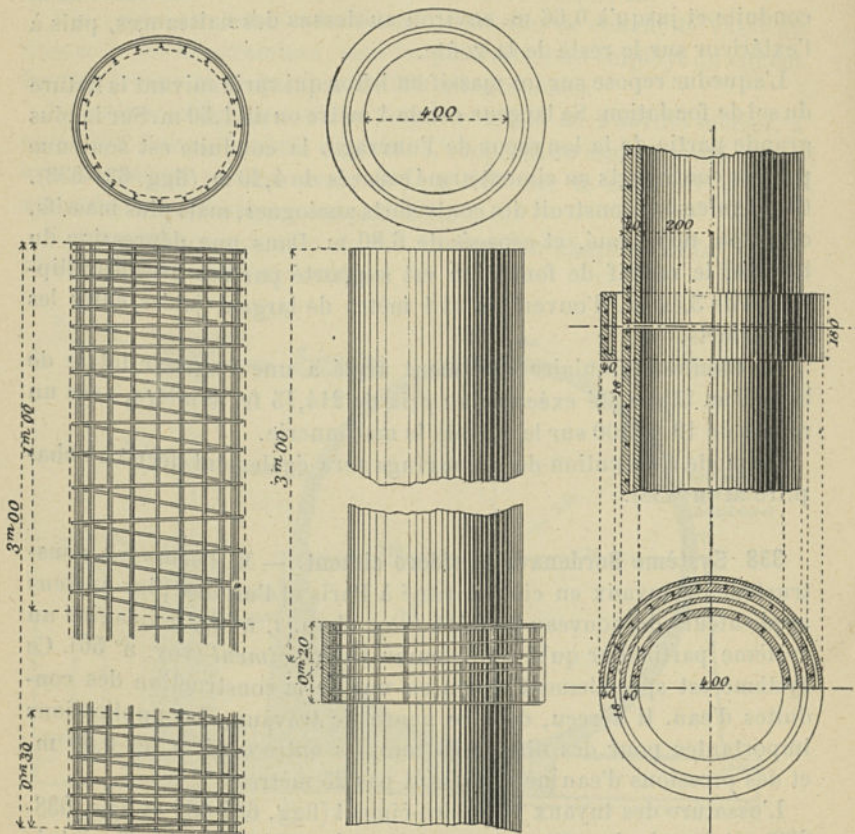
L'ossature des tuyaux en sidéro-ciment (figg. 634-635 et figg. 638-639) est formée de petits aciers spéciaux, à profil en double T, cintrés de champ en hélice, dont les spires sont intérieurement réunies par des barres droites de même nature agrafées aux points de rencontre avec des fils métalliques.

Les profils types adoptés pour ces aciers spéciaux sont au nombre de dix, variant depuis  $\frac{8 \times 3,5}{1,2}$  jusque  $\frac{26 \times 11}{2,4}$  mm, avec des poids par mètre allant de 0,119 kg. à 0,817 kg.

Les tuyaux sont de forme cylindrique. La jonction se fait à l'aide d'une bague construite dans les mêmes conditions que les tuyaux (figg. 636-637 et figg. 638-639). On remplit au mortier de ciment le vide de 10 à 25 millimètres ménagé entre les têtes des deux tuyaux et celui qui existe entre ceux-ci et la bague.



Le système BORDENAVE est applicable aux égouts ovoïdes et canalisations



Figg. 634-635. — Ossature de tuyaux en sidéro-ciment.

Figg. 636-637. — Ossature de bagues en sidéro-ciment.

Figg. 638-639. — Tuyau et joint pour conduite de 0,40 m. de diamètre sous une pression de 20 m.

tions ordinaires de toute forme, aussi bien qu'aux conduites de section circulaire<sup>1</sup>.

**339. Conduites de Bône.** — M. BORDENAVE a construit pour l'*adduction des eaux potables* de la ville de Bône (Algérie), en 1893, puis en 1895-96, plusieurs tronçons de conduites forcées d'une longueur totale

<sup>1</sup> Fabrication des tuyaux BORDENAVE, voy. chap. III, n° 446. Calcul, voy. chap. IV, n° 548.

de 35 kilomètres. Ces conduites, de 0,60 m. de diamètre intérieur, supportent des pressions allant de 8,50 m. à 24 mètres.

L'armature est formée de profils de  $\frac{12 \times 5}{1,4}$  mm pesant 0,212 kg. le mètre. Pour une pression de 15 mètres, l'épaisseur des tuyaux est de 40 millimètres; les spires directrices sont espacées de 81,6 mm. Pour une pression de 25 mètres, l'épaisseur est portée à 45 millimètres; le pas de l'hélice est réduit à 48,6 mm. Dans les deux cas, les génératrices sont espacées de 83,5 mm.

**340. Système Bonna.** — M. BONNA, ingénieur à Paris, est l'auteur d'un système de construction de tuyaux en ciment armé se rapprochant beaucoup du sidéro-ciment. Comme ce dernier, le système BONNA est agencé en vue de l'exécution de conduites d'eau sous pression. Dans ce genre de travaux, il a résolu des problèmes très difficiles. Le diamètre des tuyaux BONNA a atteint 1,80 m.; la pression supportée s'élève jusque 100 mètres.

L'armature est formée d'aciers profilés à section en croix<sup>1</sup>. Les barres principales, situées à l'extérieur, sont des frettes circulaires indépendantes ou des spires hélicoïdales. Les barres sont reliées entre elles par des ligatures en fil de fer. On peut aussi supprimer ces ligatures; les génératrices portent alors, sur leur bord extérieur, des encoches régulièrement distancées pour recevoir la base des frettes. Elles sont, d'autre part, tenues en place par des cercles supplémentaires posés intérieurement à environ 1 mètre de distance les uns des autres.

Ainsi qu'il a été dit plus haut (n° 335), le tuyau en ciment armé doit être pourvu d'un revêtement étanche lorsque la pression dépasse une certaine limite. Dans le système BONNA, ce revêtement est une tôle plombée ou une tôle nue de faible épaisseur, dont la résistance n'est pas prise en compte dans le calcul de l'ossature du tuyau. Le tube étanche peut former simplement une doublure intérieure de la paroi (n° 341); mais, pour éviter qu'il ne soit attaqué par l'eau, on peut aussi le noyer dans le ciment. Dans ce cas, on l'enveloppe de deux armatures, l'une intérieure, l'autre extérieure (n° 342). Cette dernière est seule considérée dans les calculs de résistance.

Dans certains cas, on doit protéger le ciment lui-même contre l'action des eaux. Pour des canalisations d'eaux industrielles, insalubres ou acides, M. BONNA garnit l'intérieur des tuyaux d'un tube en verre sectionné en tronçons de faible longueur raccordés au

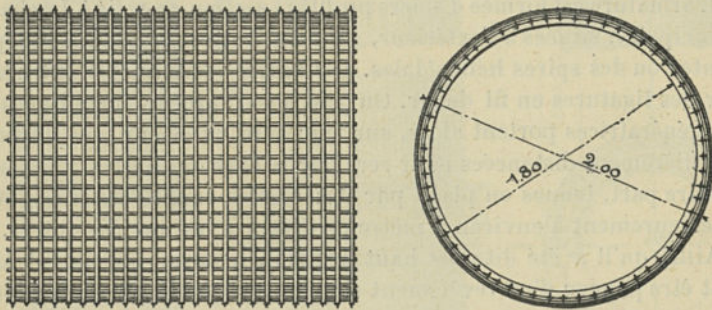
<sup>1</sup> Voy. n° 138 l'indication de ces profils.



mastic. Pour permettre à ce tube de supporter une certaine pression sans se briser, on le raye avec un diamant sur toute la longueur suivant une génératrice. Au lieu de verre, on peut d'ailleurs employer de la tôle émaillée, de l'ébonite, du papier bitumé, etc. Dans certains cas, on se contente d'appliquer à l'intérieur du tuyau un enduit dont la composition varie suivant le résultat à obtenir.

Comme dans le système BORDENAVE, les tuyaux BONNA se construisent par tronçons cylindriques que l'on assemble à l'aide de bagues constituées comme le tuyau lui-même<sup>1</sup>.

**341. Conduites de refoulement de l'aqueduc d'Achères.** — La galerie elliptique décrite plus haut (n° 337, fig. 630) a été pourvue tout d'abord d'une seule conduite de 1,80 m. de diamètre. Dans la partie basse, cette conduite est en tôle. La partie haute, depuis le point où la pression atteint 22 mètres, a été établie en ciment armé système BONNA (figg. 640-641).



Figg. 640-641. — Ossature métallique pour une pression de 20 mètres.

Les tuyaux ont 2,50 m. de longueur. Une partie d'entre eux, ceux qui supportent une pression supérieure à 13,60 m., ont reçu un revêtement intérieur en tôle d'acier composé de quatre feuilles cintrées et rivées entre elles. L'épaisseur de cette tôle est de 3,5 mm. pour les pressions de 13,60 m. à 15,35 m. et de 4,5 mm. pour les pressions supérieures à 15,35 m.

L'ossature se compose de directrices circulaires en acier formées d'une seule barre (fig. 642) cintrée et rivée à ses extrémités et de génératrices en acier (fig. 643). Les attaches en fil de fer recuit sont placées de deux en deux intersections. L'espacement des barres varie,

<sup>1</sup> Fabrication des tuyaux BONNA, voy. chap. III, n° 447; calcul, chap. IV, n° 548.

suivant la pression, de 9,5 à 20,4 cm. pour les directrices comme pour

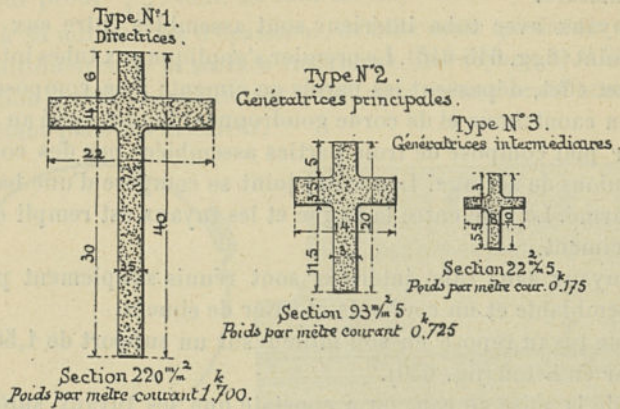


Fig. 642-644. — Types des aciers employés.

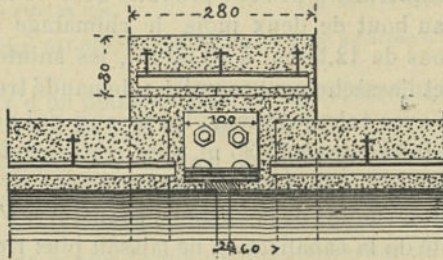
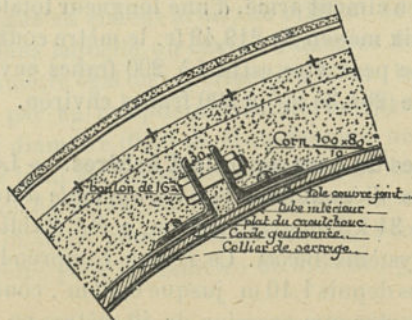


Fig. 645-646. — Joint des tuyaux avec tube intérieur.

Fig. 642-646. — Conduite de refoulement de l'aqueduc d'Achères.

les génératrices. Pour les plus grands espacements, des barres intermédiaires de profil plus faible (fig. 644) alternent avec les généra-





trices et directrices principales, afin de diminuer la surface de ciment sans armature.

Les tuyaux avec tube intérieur sont assemblés entre eux par un double joint (figg. 645-646). Le premier s'applique aux tubes intérieurs qui, à cet effet, dépassent les parois en ciment; il se compose d'une bague en caoutchouc et de corde goudronnée, le tout serré au moyen d'un fer plat composé de trois parties assemblées par des cornières avec boulons de serrage. Le second joint se compose d'une bague en ciment armé. Le vide entre la bague et les tuyaux est rempli en mortier de ciment.

Les tuyaux sans tube intérieur sont réunis simplement par une bague semblable et un coulis de mortier de ciment.

Chaque tuyau repose en son milieu sur un support de 1,50 m. de longueur en béton (fig. 630).

Lors de la mise en eau, on a constaté que les tuyaux supportant une pression de 2 à 8 mètres sont restés secs. Pour les pressions de 8 m. à 12,50 m., des suintements se sont produits avec de légères fissures longitudinales; au bout de deux mois, le colmatage était complet. Pour des pressions de 12,50 m. à 13,60 m., les suintements ont été plus abondants et l'assèchement complet a demandé trois mois.

Dans la partie avec tube intérieur, les tuyaux qui ne supportaient qu'une pression inférieure à 15,35 m. sont restés parfaitement secs; les autres ont donné au début quelques suintements avec fissures longitudinales, mais, en moins de deux mois, ces fissures s'étaient colmatées et l'étanchéité de la canalisation ne laissait plus rien à désirer.

La conduite en ciment armé, d'une longueur totale de 1 461,55 m., a été payée au prix moyen de 219,49 fr. le mètre courant. Le coût de la partie sans tube peut être estimé à 200 francs environ et celui de la partie avec tube (281,35 m.) à 300 francs environ.

**342. Conduites du parc agricole d'Achères.** — Le réseau de distribution des eaux d'égout dans le *parc agricole d'Achères*, d'une longueur totale de 34 kilomètres environ, a été établi complètement en ciment armé système BONNA. Ce réseau comprend des conduites de divers diamètres depuis 1,10 m. jusque 0,30 m., constitués de manière à pouvoir supporter une pression de 40 mètres en service normal.

Les tuyaux sont composés d'un tube en tôle d'acier plombée de 0,006 m. d'épaisseur réalisé à l'aide d'une ou de plusieurs feuilles agrafées et soudées (fig. 647) et de deux armatures formées de barres d'acier profilées en croix enveloppant intérieurement et extérieurement le tube. Les spires extérieures, au nombre de 45 à 60 par mètre,



sont formées de profils de  $\frac{20 \times 14}{2}$  à  $\frac{10 \times 10}{1,4}$  mm. Les génératrices (10 à 24 sur le pourtour) ainsi que les spires intérieures (50 à 60 par mètre) ont pour profil  $\frac{6 \times 6}{1,2}$  mm. Le tout est noyé dans la paroi en ciment de 70 à 35 millimètres d'épaisseur, de telle sorte que la tôle se trouve à 25 millimètres de la surface intérieure. Les tuyaux de 0,30 m. font exception à cette disposition et n'ont reçu qu'une seule armature, le tube étant placé à l'intérieur.

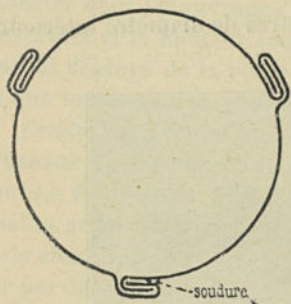


Fig. 647. — Tube en tôle.

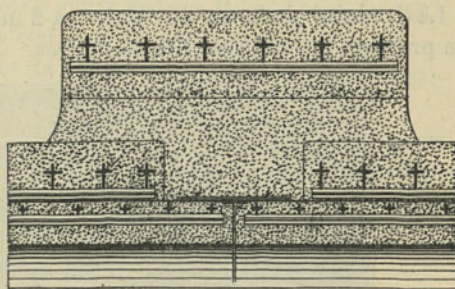


Fig. 648. — Détail d'un joint.

Fig. 647-648. — Conduites du parc agricole d'Achères.

Les tuyaux d'un diamètre égal ou supérieur à 0,40 m. ont 3 mètres de longueur; ceux de 0,30 m. ont 2,08 m.

Aux extrémités des tuyaux, le tube en tôle plombée n'est pas recouvert de ciment sur une largeur de 0,04 m. (fig. 648). La rainure ainsi ménagée est enduite d'une couche de céruse sur laquelle vient s'appliquer une bande d'amiante maintenue par un fil de fer entourant le tuyau. La bague en ciment armé, de 0,20 m. de largeur, recouvre cette rainure, dans laquelle on coule du mortier de ciment. Dans les tuyaux d'un diamètre égal ou supérieur à 0,60 m., le joint est complété intérieurement par un remplissage en mortier lissé à la truelle. Les tuyaux de petit diamètre (0,40 m. et au-dessous) ne présentent pas de rainure, mais le joint est recouvert comme dans les autres.

La canalisation du parc d'Achères a été fournie à des prix variant de 90 francs à 75,46 fr. pour le diamètre de 1,40 m. jusque 14 francs à 11,76 fr. le mètre pour le diamètre de 0,30 m., y compris terrassements et pose.

Le système BONNA a été également adopté pour la canalisation des *champs d'épuration de Méry-Pierrelaye* et de *Carrières-Triel* dont l'établissement a complété l'utilisation agricole des eaux d'égout de Paris.



**343. Système Chassin. Siphon de Chennevières.** — Le prolongement de l'émissaire des eaux d'égout de Paris au delà du parc d'Achères rencontre à Chennevières, sur le territoire de la commune de Conflans, une large dépression de terrain qu'il franchit en siphon. Cet ouvrage, de 2 kilomètres de longueur, a été construit en ciment armé par M. CHASSIN, entrepreneur à Paris, d'après un procédé offrant une combinaison des systèmes à fers profilés (BORDENAVE et BONNA) et du système MONIER.

La conduite, de forme circulaire, a 2 mètres de diamètre intérieur. La pression n'y dépasse pas 13 mètres.

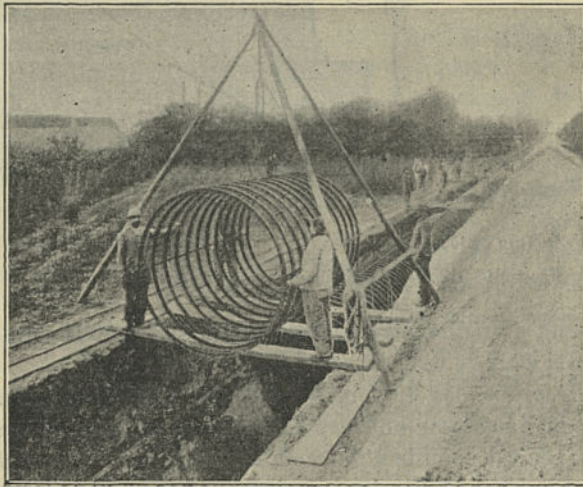


Fig. 649. — Siphon de Chennevières. Pose de l'ossature.

L'ossature (fig. 649) se compose : d'anneaux en fer T, dont la nervure fait saillie vers l'intérieur, distants de 0,25 m.; de génératrices en fer U, au nombre de 4 sur le pourtour, assemblées extérieurement aux anneaux par deux boulons à chaque point de croisement; et de fers ronds de 6 à 8 millimètres de diamètre disposés en anneaux et génératrices et formant, à l'intérieur de la charpente en fers profilés, un treillis à mailles uniformes de 8 à 10 centimètres. Les génératrices passent au travers des fers T et s'y assemblent par une ligature en fil de fer.

L'ossature est confectionnée à l'avance par bouts de 2,50 m. à 3,00 m. de longueur; mais la paroi en ciment qui l'enveloppe est construite sur place, ce qui supprime l'obligation de prévoir des assemblages spéciaux.

**344. Métal déployé.** — Le *métal déployé* ne se rencontre guère jusqu'à présent dans les travaux de canalisations comme armature des tuyaux ou galeries. On n'en fait généralement usage que dans les dalles plates de couverture pour dalots ou puisards. Quelques applications isolées faites aux États-Unis offrent cependant un certain intérêt.

A *Jersey*, un aqueduc en béton armé a reçu la forme demi-elliptique usitée dans les ouvrages de ce genre du type MONIER (voy. n° 243). L'ouverture et la hauteur sous clef sont égales à 2,67 m. L'armature en métal déployé de la voûte et du radier présente la même disposition que le réseau des aqueducs MONIER.

A *Leadville* (Colorado) une conduite de fumées établie pour l'*Arkansas Valley Smelting Co*, présente également une forme elliptique. La voûte seule, de 5,38 m. d'ouverture et 3,88 m. de flèche, est en béton armé. Elle est formée d'arcs en fers U de  $38 \times 16$  mm. cintrés de champ et posés à des intervalles de 0,38 m., reliés du côté extérieur par des génératrices en fer plat de  $25 \times 3$  mm. au nombre de 6 sur le pourtour et portant du côté intérieur une armature en métal déployé. Le tout est noyé dans une paroi en béton de 57 millimètres d'épaisseur au dosage de 1 : 3 revêtue intérieurement d'un enduit dosé à 1 : 1.

Récemment des essais ont été faits à Paris pour appliquer le métal déployé à la construction des *tuyaux de conduite*. Le système soumis à ces épreuves, dénommé système BOCQUET, réduit le métal déployé au rôle de treillis de remplissage, comme dans l'ouvrage précédent. Le lattis de métal déployé est entouré de cercles ou directrices formant frettes qui donnent au tuyau la résistance voulue à l'extension.

## 2° CANALISATIONS RECTANGULAIRES

**345. Système Monier.** — Les constructeurs de canalisations MONIER donnent généralement la préférence à la section circulaire, ovoïde ou elliptique, qui est évidemment la plus rationnelle et la plus économique, parce qu'elle réduit au minimum le travail de la matière à la flexion, sous l'influence de la pression extérieure ou intérieure qui agit sur l'ouvrage. Elle est, en même temps, la plus pratique au point de vue de la réalisation facile de l'étanchéité.

La forme rectangulaire se rencontre cependant quelquefois, mais seulement lorsqu'elle est justifiée par les circonstances et que la pression à supporter est faible. Les ouvrages de ce genre sont simplement



formés de parois planes armées chacune d'un réseau MONIER. Dans les angles, les barres transversales sont retournées et les raccords sont faits avec soin de façon à réaliser la solidarité et l'étanchéité nécessaires.

En Allemagne, des ouvrages de ce type sont utilisés dans l'industrie métallurgique comme *canaux à fumées*. Leur section est de 6 à 12 mètres carrés. On les établit au niveau du sol. Les parois

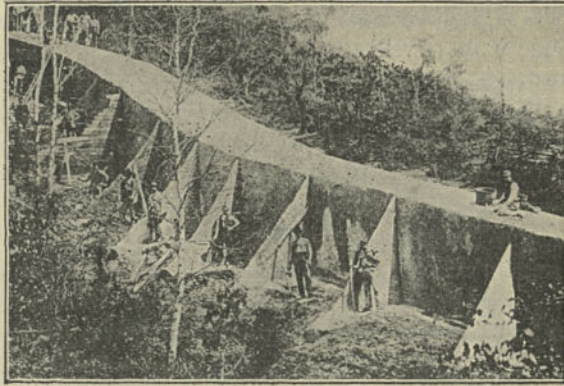


Fig. 650. — Canal à fumées de 500 mètres de longueur établi à Alexisbad pour les Usines à plomb et argent d'Anhalt.

verticales sont soutenues par des contreforts (fig. 650). On en a construit sur de grandes longueurs, qui franchissent des cours d'eau ou chemins de fer sous l'aspect de ponts en arc.

La section rectangulaire peut être avantageuse pour les *tunnels* destinés à la circulation des piétons. A *Utrecht*, un tunnel de ce genre a été établi en 1894 dans les bureaux de l'Administration centrale des chemins de fer de l'État par l'*Amsterdamsche fabriek van cement-ijzerwerken*. Cet ouvrage, de 20 mètres de longueur, 1,40 m. de largeur et 2,25 m. de hauteur, est situé tout entier sous le niveau des eaux. Il a été construit au-dessus du sol puis descendu en place d'un seul bloc. L'épaisseur des parois est de 0,06 m.

**346. Bief de moulin à Lohmen.** — Le système MONIER a été également appliqué dans la construction de *canaux à ciel ouvert*. Les figures 651-652 représentent les dispositions adoptées pour la reconstruction d'un *bief de moulin à Lohmen* près *Pirna* (Saxe). Le bief existant, qui était construit en maçonnerie, devait être relevé. On a

établi sur les bajoyers des plaques MONIER de 6 à 7 centimètres d'épaisseur dont les extrémités étaient retournées le long des parements. Sur ces plaques, on a construit des piles en béton portant des voûtes

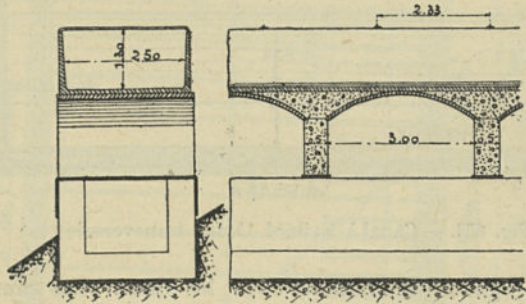


Fig. 651-652. — Bief de moulin à Lohmen.

MONIER dont les reins, égalisés avec du béton, ont reçu le nouveau bief. Celui-ci est formé d'un canal en dalles MONIER. Les parois verticales sont entretoisées par des fers T qui servent en même temps de support à une couverture en planches; la longueur de cet ouvrage est de 122 mètres.

**347. Système Hennebique.** — Sous la forme de tuyaux ronds ou d'égouts ovoïdes, ce système ne présente aucune particularité qui le distingue du système MONIER. Aussi M. HENNEBIQUE accorde-t-il généralement la préférence, dans la conception de ses ouvrages, à la section rectangulaire. Celle-ci lui donne, en effet, l'occasion de mettre en œuvre les qualités que son système présente quant à la résistance à la flexion par suite de la présence des barres courbes et des étriers. Les *canalisations souterraines* n'ont guère reçu d'applications sous cette forme de la part des constructeurs concessionnaires du système. Par contre, des ouvrages intéressants ont été construits sous forme de *canaux à ciel ouvert* et *canaux fermés*, établis au niveau du sol ou surélevés.

**348. Canal d'usine à Evilard, près Bienne (Suisse).** — Cette canalisation, qui alimente une usine hydro électrique, est un bief à ciel ouvert de 3 mètres de largeur et 0,75 m. de hauteur régnant sur une longueur de 465 mètres (fig. 653). Une partie est surélevée sur piliers distants de 2 mètres, une autre emprunte le pont-canal décrit plus haut (n° 276). Le reste du canal est établi à niveau du sol.



Le radier est armé dans les deux sens (longitudinal et transversal), dans l'hypothèse d'une flexion sous la charge d'eau. Les parois ver-

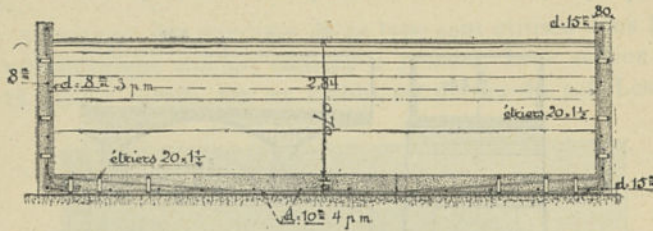


Fig. 653. — Canal à Evillard. Coupe transversale.

ticals sont également armées dans les deux sens comme pièces encastrées au niveau du fond et sollicitées de l'intérieur. Des barres spéciales forment le raccord aux angles.

349. Canal du tunnel du Simplon. — Les figures 654-656 se rapportent au canal d'amenée des eaux du Rhône à la tête nord du

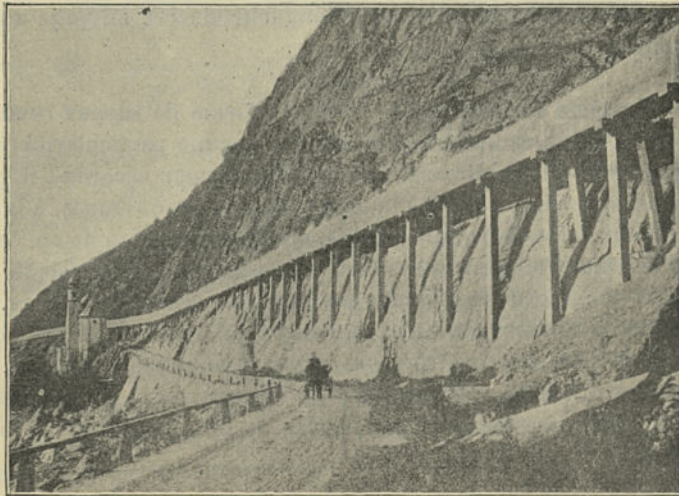


Fig. 654. — Canal du tunnel du Simplon.

tunnel du Simplon (1899). Ce canal, de 3 kilomètres de longueur, en pente de 1,20 m. par kilomètre, conduit l'eau nécessaire à la production de la force que l'on emploie pour l'aération, la perforation et l'éclairage du tunnel dont l'exécution se poursuit actuellement.





De plus, on a disposé, pour la flexion entre appuis dans le sens longitudinal de l'ouvrage, des barres droites, logées dans le haut, le bas et le milieu des parois, ainsi que des barres pliées se développant sur toute la hauteur.

Le couvercle est disposé et calculé pour résister, d'une part, à une charge extérieure de 300 kilogrammes par mètre carré, d'autre part, à une sous-pression d'eau correspondant à 0,40 m. de hauteur au-dessus de la face inférieure.

Des fers spéciaux sont prévus au raccord des parois latérales avec le fond.

Le canal est situé tantôt dans un fond de vallée, tantôt à flanc de coteau. Les supports sont, ou bien des murettes en maçonnerie, ou bien des chevalets en béton armé qui atteignent jusque 10 mètres de hauteur, la moyenne étant 4 à 6 mètres.

Dans les canalisations qui sont exposées à l'air libre, une sujétion résulte des variations de longueur sous l'influence de la prise du ciment et de la température (voy. chap. v, n<sup>os</sup> 624-625). Pour le cas spécial qui nous occupe, on y a eu égard en ménageant, sur les appuis, des joints de retrait et de dilatation. Ces joints, évidés vers l'intérieur, étaient remplis après le premier retrait du ciment. Quelques-uns ont été fermés à l'extérieur par un couvre-joint métallique flexible. Le contrat d'entreprise prévoyait une limite pour les pertes d'eau éventuelles qui pourraient être tolérées.

En réalité, on n'a eu à constater que quelques suintements bientôt arrêtés par suite du colmatage par le limon des eaux. Le canal, étant toujours rempli d'eau, paraît d'ailleurs n'être que très-peu influencé par la température.

Le coût de cette construction s'est élevé à 100 francs le mètre courant. Un projet de canal en bois qui lui était comparé coûtait de 85 à 90 francs le mètre. On a préféré le béton armé par suite de la garantie plus grande qu'il offrait au point de vue de la durée.

## § 9.

### RÉSERVOIRS

**350. Le béton armé dans la construction des réservoirs.** — La construction des réservoirs a été l'une des premières applications du béton armé<sup>1</sup>, et tous les systèmes ont trouvé dans ce genre d'ouvrages un débouché fort important.

<sup>1</sup> On cite un réservoir de 200 mètres cubes construit par MONIER, en 1868, à

On construit en béton armé des réservoirs de distribution d'eau dont la capacité s'élève jusque 5000 mètres cubes. On les fait circulaires ou rectangulaires, avec ou sans radier, couverts ou non, enterrés, placés sur le sol ou élevés sur piliers. Indépendamment des réservoirs proprement dits, on construit d'après le même procédé des bassins de décantation, des bassins filtrants ainsi que des lavoirs et des bassins de natation.

Aux ouvrages d'utilité publique, se joignent tous les genres de cuves ou réservoirs que l'on utilise dans l'industrie. Le béton armé n'est d'ailleurs nullement réservé à la construction de bassins à eau. La neutralité du béton de ciment envers la plupart des liquides permet, ainsi qu'on le verra plus loin (chap. v, n° 623), de l'employer pour la conservation du vin, du goudron, du vinaigre, de l'eau-de-vie et même des acides dilués. Aussi les cuves en béton armé sont-elles aujourd'hui devenues, grâce à leur faible prix de revient et aux autres avantages divers qu'elles présentent (nos 622, 627, 628 et 635), d'un usage courant dans les distilleries, brasseries, blanchisseries, teintureries, papeteries, savonneries, tanneries, sucreries, etc. On fait encore en béton armé des chambres de turbines, des cuves de gazomètre, des glacières, des réservoirs d'alimentation de chaudières, des bassins pour l'horticulture, etc.

Dans les habitations, à côté des réservoirs proprement dits, se rencontrent également des citernes et des fosses d'aisances en béton armé.

Enfin l'on construit de plus en plus en béton armé des silos à grains, à charbon et à ciment.

**351. Forme des réservoirs.** — Pour la description des divers systèmes, on classera les réservoirs, d'après la forme de leur section horizontale, en réservoirs *circulaires* et *rectangulaires*.

Au point de vue de la résistance et de l'étanchéité, la forme à préférer est certainement la forme *circulaire*. Les parois latérales, semblables à celles d'un tuyau, travaillent uniquement à la traction. Pour les faibles capacités, on donne au réservoir les dimensions correspondant à la surface totale minima, y compris le radier et, s'il y a lieu, la couverture. On est ainsi conduit à prendre un diamètre égal à la hauteur. Quand la capacité dépasse 100 mètres cubes, cette règle

Maisons-Alfort, et un autre de 110 mètres cubes, en 1872, à Bougival. Celui-ci avait été construit pour le compte de la Compagnie générale des eaux. En 1873, MOXIER exécutait le réservoir d'alimentation de la gare d'Alençon pour la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest. Ce dernier existe encore.



n'est plus applicable à cause de l'importance de la pression d'eau. Aussi, dans la pratique, la hauteur mouillée est-elle généralement limitée à 5 mètres environ.

Le prix de revient de l'unité de capacité est généralement plus élevé avec la forme *rectangulaire*, parce que les parois sont soumises à des flexions qui demandent de fortes épaisseurs. La forme rectangulaire donne plus d'angles, alors que c'est dans ceux-ci que l'étanchéité est la plus difficile à obtenir. Cette dernière forme est cependant fréquemment adoptée, surtout dans les bâtiments, parce qu'elle permet de mieux utiliser la surface en plan. Les réservoirs contigus ont une paroi commune; il y a donc moins de place perdue.

Dans certains cas, et notamment dans les silos à grains, on a donné pour le même motif la préférence à la forme *hexagonale*.

**352. Conditions relatives à la résistance.** — Le mode de sollicitation de chacun des éléments de la construction et, par suite, la manière dont on les arme pour résister aux charges, est assez variable.

Considérons d'abord les réservoirs engagés dans le sol : Si le radier n'est soumis à aucune action importante, on peut se contenter de le former d'une couche de béton non armé. Mais il peut servir à répartir de fortes pressions apportées par des piliers et par les parois.

On peut avoir aussi à considérer des sous-pressions lorsque le réservoir est vide. Si l'on prévoit une sollicitation de ce genre, on construit le radier comme une plate-forme de fondation (n<sup>os</sup> 166 à 172), ou comme une voûte renversée.

Il est, en tout cas, nécessaire de donner au radier une grande résistance lorsque le terrain est de mauvaise nature et que l'on craint des tassements inégaux.

Les parois latérales sont fléchies par la poussée des terres et par celle de l'eau, et l'on doit même avoir égard à la première considérée seule. L'épaisseur de la paroi et la résistance de l'armature augmentent avec la profondeur. Lorsque le réservoir est de forme rectangulaire, des parois plates semblables à des dalles ne suffisent que pour de faibles charges. Dans les grands réservoirs, on les renforce à l'aide de nervures ou contreforts que l'on place verticalement, à l'intérieur de préférence.

Lorsque le réservoir est découvert, le bord supérieur des parois est, dans le même cas, garni d'une nervure horizontale qui donne la résistance voulue dans le sens de la longueur.

Le couvercle est un plafond ordinaire que l'on peut devoir calculer



pour supporter une certaine charge. C'est le cas qui se présente notamment dans les réservoirs complètement enterrés. Selon les systèmes, la forme du réservoir en plan, la portée, etc., on constitue ce couvercle d'une simple dalle, d'un plancher à poutres ou d'une coupole. On le supporte au besoin par des piliers verticaux.

Lorsque le réservoir est surélevé, la construction, tout en restant la même en principe, prend des dispositions nouvelles en rapport avec l'état de sollicitation. Le fond devient un plancher déterminé par la charge d'eau qu'il porte. On verra plus loin que, selon les préférences du constructeur, on donne à ces couvercles, tantôt l'aspect d'un plancher plat, tantôt celui d'une coupole. Les parois latérales sont fléchies vers l'extérieur. On fait dans ce genre des réservoirs circulaires ou rectangulaires, que l'on élève sur tours ou sur piliers.

**353. Conditions relatives à l'étanchéité.** — La question la plus délicate qui se pose dans la construction des réservoirs est relative aux moyens d'obtenir une imperméabilité suffisante du béton de ciment et, dans certains cas, la résistance voulue aux actions chimiques des eaux. Ce point devant être traité spécialement à propos de l'exécution (chap. III, n° 396, voy. aussi chap. V, n° 623), il suffira ici de faire remarquer que, selon le cas, on emploie, en vue de la condition spéciale dont il s'agit, soit du béton ordinaire revêtu d'un enduit de mortier riche de 0,01 m. à 0,03 m. d'épaisseur, soit du béton de composition particulière<sup>1</sup>.

En vue de garantir l'étanchéité de la construction, il importe d'assurer avec le plus grand soin la liaison du béton et des armatures aux angles de raccord des parois latérales et du radier. Si l'on ne prenait pas les précautions voulues, on courrait le risque de voir se produire en cet endroit des crevasses, par suite de la flexion des parois sous l'influence des variations de charge et de température.

Lorsque le plafond est soutenu par des piliers, la fondation de ceux-ci doit, pour la même raison, être établie de façon qu'ils ne puissent, sous la pression qu'ils exercent, provoquer un cisaillement du radier en béton sur lequel ils prennent appui.

<sup>1</sup> Les enduits imperméables, tels que la pixoline, dont on a signalé l'emploi dans les terrasses du système HENNEBIQUE (n° 189), ne pourraient convenir que pour de faibles charges d'eau.



## 1° RÉSERVOIRS CIRCULAIRES

**354. Système Monier.** — L'armature des parois est constituée par un treillis composé de barres de fer rond, les unes formant des cercles horizontaux dont l'espacement augmente depuis la base jusqu'au sommet, les autres droites et verticales s'appuyant à des intervalles réguliers sur les premières et ligaturées avec elles.

Les barres circulaires sont les tiges de résistance de la construction, elles doivent être assemblées avec soin. On réunit leurs extrémités par un manchon serré au moyen de cales ou fileté. Des constructeurs jugent cependant suffisant de recroiser les extrémités des barres sur une certaine longueur.

Pour les réservoirs de petit diamètre, on remplace les barres circulaires par des fils enroulés en hélice comme dans les tuyaux. On ne se préoccupe pas des joints dans ce cas.

Le diamètre et l'espacement des barres de résistance se calculent en fonction de la poussée de l'eau, ou des terres le cas échéant, exactement d'après la même méthode que pour les tuyaux (voy. chap. iv, nos 547-548).

L'épaisseur de la paroi varie avec les dimensions et la disposition de l'ossature. En pratique, pour les réservoirs supportant une charge d'eau de 5 mètres environ, on donne au moins 0,05 m. à 0,07 m. dans le haut et 0,12 à 0,13 m. dans le bas.

Le fond du réservoir est plat lorsqu'il n'a pas à supporter d'effort important. Dans le cas contraire, on lui donne de préférence la forme d'une calotte sphérique dont la convexité est tournée vers le bas pour les réservoirs enterrés et vers le haut pour les réservoirs sur-élevés.

La couverture est généralement aussi une calotte sphérique.

Pour des réservoirs reposant sur le sol et non couverts, le prix peut approximativement être évalué à :

50 francs le mètre cube pour une contenance de 5 mètres cubes				
40 francs	—	—	10	—
32 francs	—	—	25	—
27,50 fr.	—	—	50	—
23 francs	—	—	100	—
16 francs	—	—	500	—
15 francs	—	—	1000	—

Ces chiffres, susceptibles de rabais importants dans certains pays, donnent une idée de l'économie que le béton armé permet d'obtenir par rapport à la tôle (voy. chap. v, n° 635).

355. Réservoirs d'usine à Charlottenbourg. — A titre d'exemple de

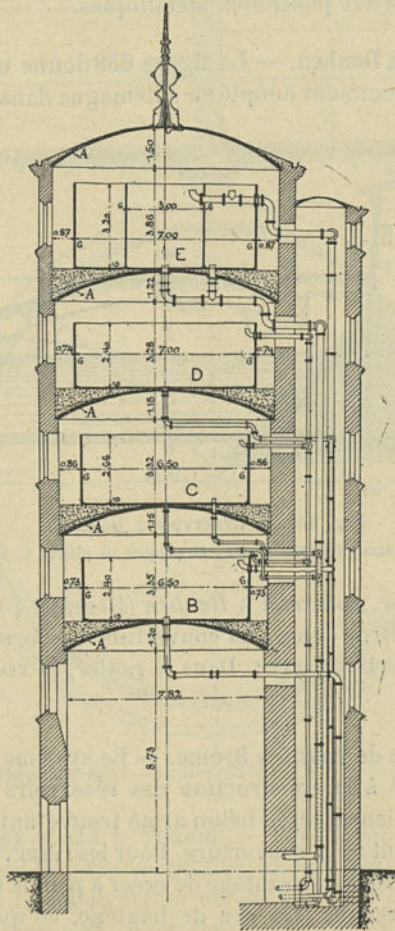


Fig. 637. — Tour à réservoirs de l'usine à gaz n° 2 à Charlottenbourg.

A, coupole système MONIER; B, bassin à eau; C, bassin à eau ammoniacale; D, bassin à goudron; E, bassin à eau.

cuves système MONIER pour usages industriels, la figure 657 représente une *tour à réservoirs* construite pour l'usine à gaz n° 2 de la ville de



*Charlottenbourg.* Cette tour contient quatre bassins pour divers usages installés sur des voûtes MONIER dont les reins sont remplis de béton. La coupole de couverture est également en béton armé.

Le coût de cette installation s'est élevé à 29 750 francs pour le béton armé seul, ce qui constituait une économie importante par rapport à des bassins en tôle sur poutrelles métalliques.

**356. Réservoir à Deuben.** — La figure 658 donne un type de réservoir couvert fréquemment adopté en Allemagne dans les distributions

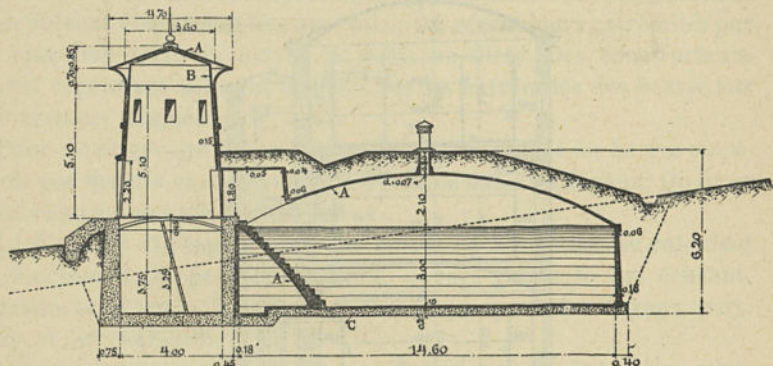


Fig. 658. — Réservoir à Deuben.

A, béton armé système MONIER; B, plaques de plâtre; C, béton.

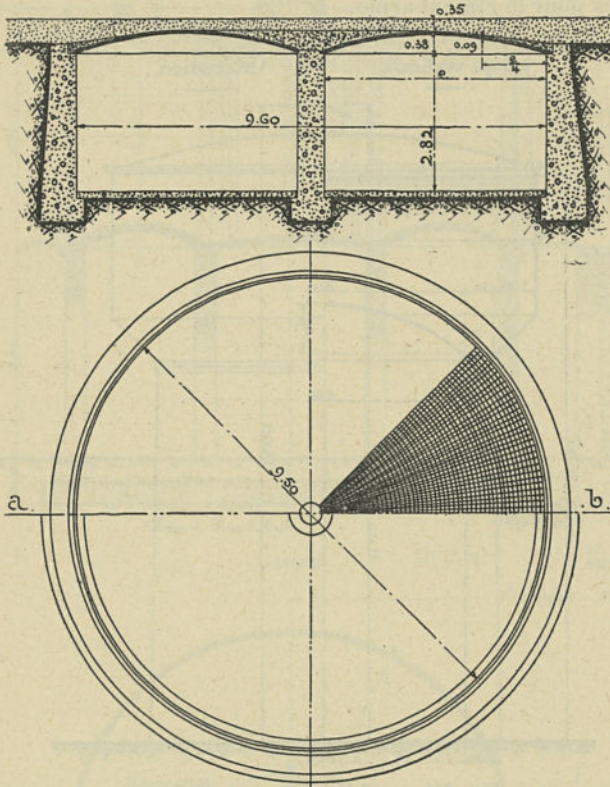
d'eau. Ce réservoir, construit à *Deuben* (Dresde), présente une contenance de 500 mètres cubes. La couverture est formée d'une calotte sphérique recouverte de terre. Dans le radier, la couche supérieure seule est armée.

**357. Couverture de bassin à Brême.** — Le système MONIER n'est pas toujours appliqué à la construction des réservoirs complets. Dans bien des cas en Allemagne, le béton armé trouve uniquement emploi dans l'établissement de la couverture. Pour les réservoirs souterrains, notamment, on y trouve l'avantage de créer à peu de frais une couverture durable et prenant très peu de hauteur, ce qui peut être une condition essentielle.

Les figures 659-660 représentent une couverture système MONIER d'un bassin de chasse de la canalisation de la ville de *Brême*. En installant dans le bassin un pilier central, on a pu former la couverture d'une voûte en forme de tore très surbaissée, laissant au-dessus d'elle 0,25 m. d'épaisseur de gravier sous le pavage de la rue.

Cette couverture, de même que les deux ouvrages précédents, a été construite par la *Société des constructions MONIER* de Berlin.

Coupe ab.



Figg. 659-660. — Couverture de bassin à Brême.

**358. Châteaux d'eau à Toulon.** — La maison EDMOND COIGNET de Paris a construit d'après le système MONIER des réservoirs de divers types. Lorsque la construction est établie sous le sol, elle affecte la forme de la figure 658. Pour les réservoirs en élévation posés au niveau du sol, la forme reste la même. Le fond est toujours plat tandis que la couverture est encore une calotte sphérique. Lorsque le réservoir est surélevé, on lui donne la même forme que dans les châteaux d'eau métalliques du système INTZE.

Le fond se compose donc d'une calotte sphérique entourée d'une



forte ceinture qui sert d'appui sur la tour de support, et d'une partie tronconique en porte-à-faux se raccordant aux parois verticales.

On connaît les avantages de cette forme : réduction au minimum de la fatigue du fond, et diminution du diamètre de la tour. Ils sont les mêmes pour le ciment armé.

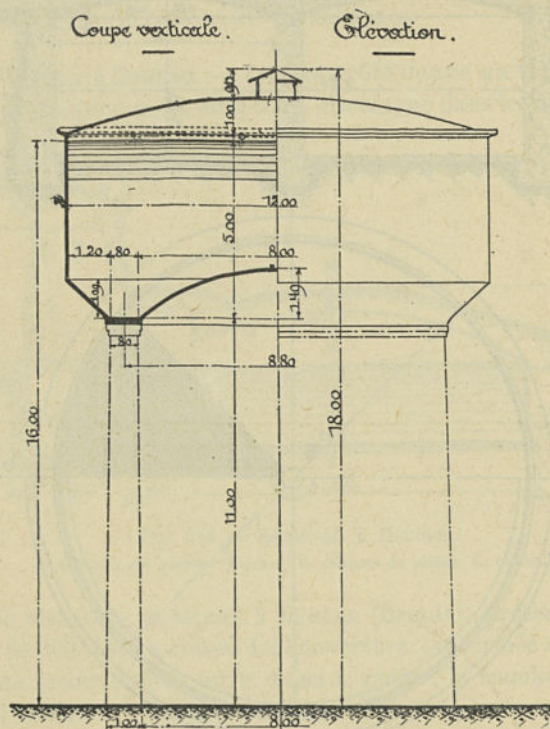


Fig. 661. — Château d'eau à Toulon.

Deux châteaux d'eau de ce type, de 500 mètres cubes de capacité chacun, ont été construits pour l'arsenal de Toulon. La figure 661 représente l'un d'eux. Ces deux réservoirs ont été traités au prix de 34 500 francs, soit 34,50 fr. le mètre cube, non compris la tour en maçonnerie.

Des réservoirs de ce genre ont été établis sur tour en béton armé.

**359. Château d'eau à La Madeleine.** — La maison S. BOUSSIRON de Paris construit des réservoirs en ciment armé dont les dispositions diffèrent peu des précédentes.

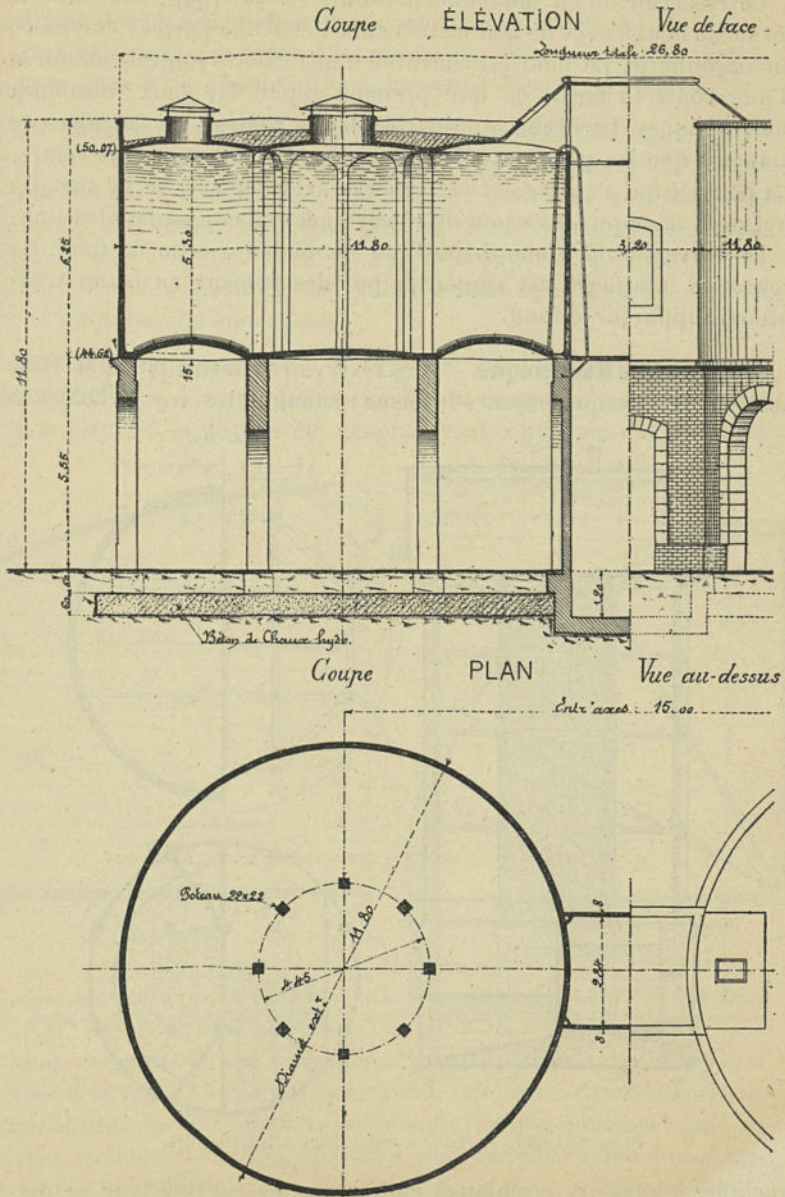


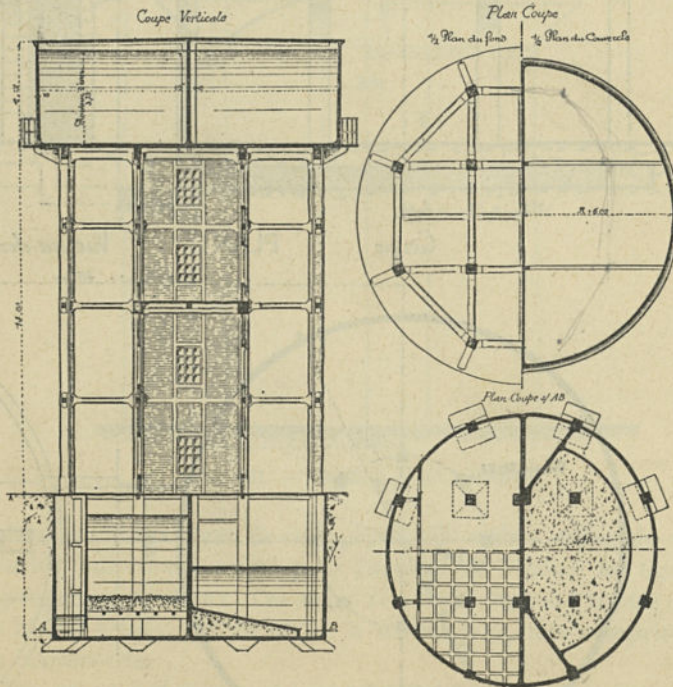
Fig. 662-663. — Château d'eau à La Madeleine.



Le réservoir de *La Madeleine-les-Lille* (Nord) (figg. 662-663) est formé de deux cuves de 500 mètres cubes chacune portées sur tours en maçonnerie. Le fond est constitué d'une calotte centrale entourée d'une voûte en forme de tore prenant appui sur deux couronnes concentriques. La flèche et la portée de ces voûtes sont calculées de manière que les poussées s'équilibrent sur la couronne intérieure. La poussée qui s'exerce sur la couronne extérieure est reçue par des frettes en acier qui font le tour du réservoir et sont noyées dans le béton.

Le couvercle offre une disposition semblable à celle du fond. La couronne intérieure est supportée par des poteaux en béton armé prenant appui sur le fond.

**360. Système Hennebique.** — Les réservoirs construits par M. HENNEBIQUE sont presque toujours de forme rectangulaire (voy. n° 368). Les



Figg. 664-666. — Tour à réservoirs à Billancourt.

quelques réservoirs circulaires établis par ce constructeur se distinguent du système MONIER par la construction du fond, du couvercle et des supports.

Le fond et la couverture sont généralement plats et offrent les dispositions des planchers du même système (voy. nos 95-96).

Dans la construction des châteaux d'eau, M. HENNEBIQUE emploie comme supports des poteaux en béton armé (voy. nos 126-127).

**361. Réservoirs à Billancourt.** — Les figures 664-666 représentent une *tour à réservoirs* construite d'après ce système pour l'*usine à air comprimé* de la *Compagnie générale des Omnibus à Billancourt* (Seine). Le réservoir inférieur, qui sert au filtrage de l'eau, a une capacité de 600 mètres cubes. Le réservoir supérieur, de 425 mètres cubes, est monté sur un pylone en béton armé dont la partie centrale abrite les appareils épurateurs.

**362. Système Chassin.** — M. CHASSIN, entrepreneur de travaux publics à Paris, a construit de nombreux réservoirs en béton armé dont la forme et la disposition générale sont conformes aux ouvrages du système MONIER.

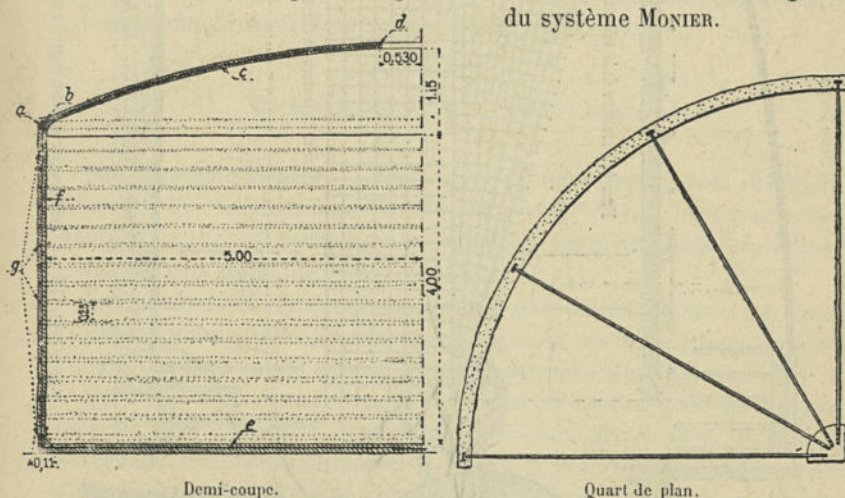


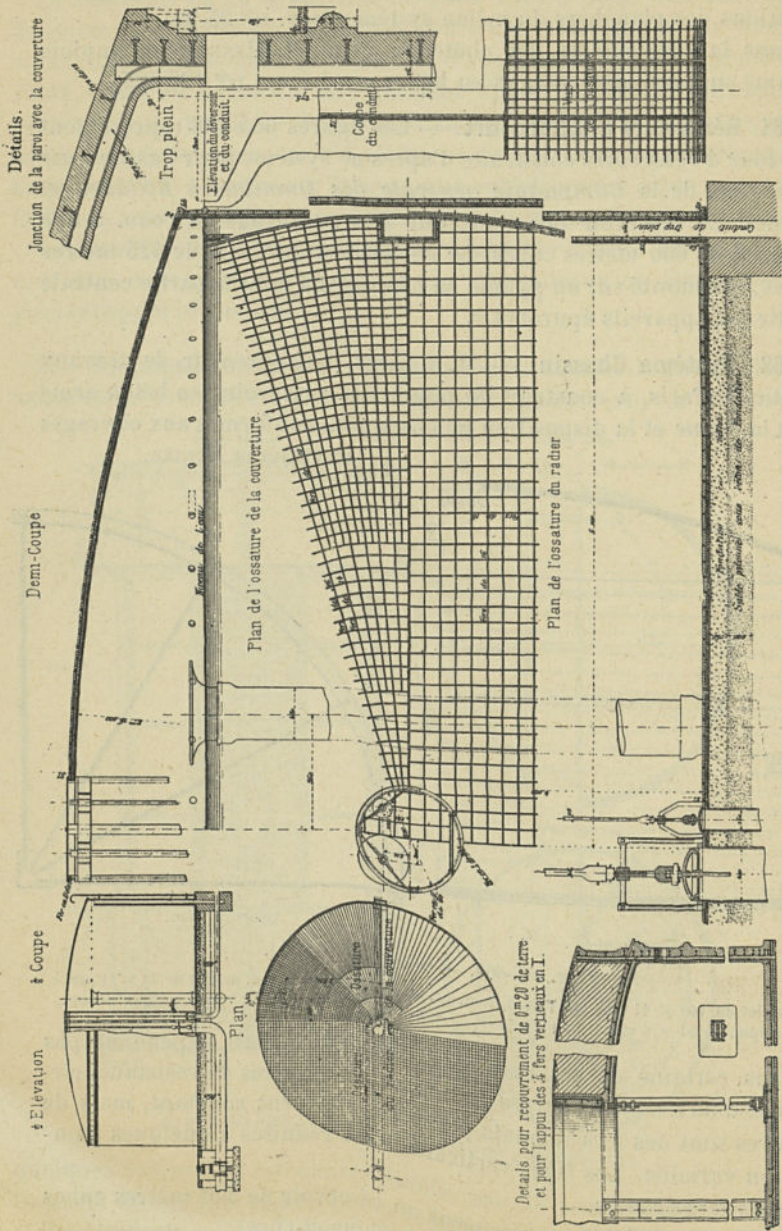
Fig. 667-668. — Réservoir à Triel.

a, méplat de 160 × 11 mm.; b, T de 0,16 m.; c, L de 35 × 40 mm.; d, méplat de 60 × 11 mm.; e, méplat de 36 × 6 mm.; f, L de 50 × 25 mm.; g, méplat de 55 × 8 mm. à 20 × 4 mm.

Dans certains de ces ouvrages, l'armature n'est cependant pas formée d'un treillis de barres de fer rond. Les barres de résistance circulaires sont des fers méplats posés à écartement constant, mais de section variable. Les tiges verticales sont réduites à quelques montants en fers profilés.

Les figures 667-668 représentent un réservoir de 300 mètres cubes construit d'après ce système à *Triel* (Seine-et-Oise).





Figs. 669-675. — Réservoir à Boulogne-sur-Seine.

**363. Système Bordenave ou sidéro-ciment.** — On a décrit plus haut (chap. I, n° 56 et chap. II, nos 338, 339) ce système d'ossature, basé sur la substitution de fers double T aux fers ronds, ainsi que son application aux tuyaux de conduite. Il trouve également emploi dans la construction des réservoirs circulaires.

Les figures 669-675 donnent les détails d'un réservoir de ce genre, de 300 mètres cubes de capacité, construit en 1892 à *Boulogne-sur-Seine* pour la *Compagnie générale des eaux*.

La paroi verticale cylindrique est entièrement constituée comme un tuyau. L'ossature est formée de spires dont le pas varie tous les 0,50 m., reliées par des barres verticales. Le radier est armé d'un quadrillage de barres droites. La couverture est une calotte sphérique dont l'ossature est composée d'une spirale continue qui repose sur des barres légèrement cintrées convergeant vers le centre. L'armature de la couverture et celle du radier sont rattachées aux génératrices et aux premières spires de la paroi verticale.

## 2° RÉSEROIRS RECTANGULAIRES

**364. Système Monier.** — La forme rectangulaire, à cause des sujétions qu'elle comporte dans l'exécution (voy. n° 351), n'est pas souvent adoptée dans le système MONIER, mais elle est néanmoins appliquée, dans les conditions indiquées plus haut.

Les parois, qui fonctionnent comme des dalles fléchies, se construisent comme telles. L'armature est donc un quadrillage de fers ronds dont on a soin d'assurer la continuité dans les angles.

S'il s'agit d'un réservoir posé sur le sol ou surélevé, les parois sont fléchies vers le dehors. L'armature est donc placée près de la face extérieure de façon à supporter les efforts d'extension qui se déclarent dans la partie centrale de chaque portée. Mais il importe de remarquer que, comme les parois sont continues (cette condition étant essentielle pour le maintien de l'étanchéité), les dalles fléchies sont encastées sur leurs appuis. Il en résulte qu'à l'emplacement de ceux-ci, c'est-à-dire aux angles du réservoir et, le cas échéant, au droit des contreforts, les parois travaillent à l'extension du côté *intérieur*, ce qui nécessite la présence d'une armature à cet endroit.

Aussi trouve-t-on des réservoirs MONIER dans lesquels l'armature est double. Deux réseaux sont logés dans les parois, l'un près de chaque face et ils sont reliés ensemble par quelques ligatures transversales.

Le même but peut être atteint en formant l'armature d'un seul



réseau courbe disposé de façon à se rapprocher de la face intérieure sur les appuis et de la face extérieure au milieu de leur intervalle suivant la forme-type de la figure 6 (chap. I, n° 13).

Ces dispositions spéciales ne se recommandent évidemment que pour les réservoirs de grande dimension.

**365. Atelier-lavoir à Boulogne-sur-Seine.** — Cette construction (figg. 676-677), exécutée tout entière en béton armé système MONIER,

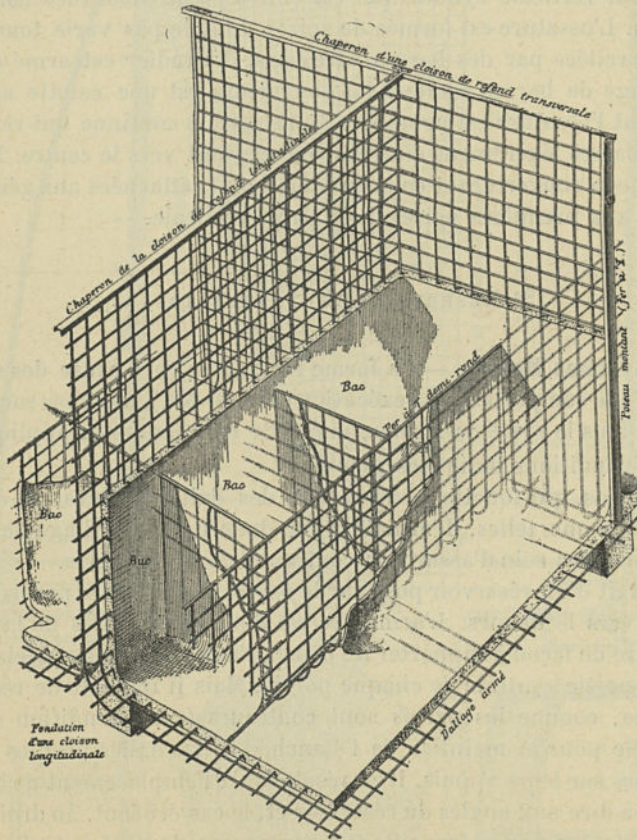


Fig. 676. — Atelier-lavoir à Boulogne-sur-Seine. Perspective d'une portion d'atelier avec ses bacs et vue de la structure métallique.

présente l'aspect d'une grande cuve de forme rectangulaire. Elle est divisée par des cloisons transversales en 1 caux de 2,91 m.  $\times$  3,77 m.

dans chacun desquels sont disposés, le long des parois, des bacs de forme cubique servant au lavage du linge.

L'épaisseur des parois des bacs n'est que de 0,03 m. Les angles formés par la rencontre du dallage de l'atelier et des cloisons ou parois de bacs sont arrondis. Les tiges d'armature passent d'une paroi à l'autre ou sont assemblées par des ligatures à leurs points de rencontre. Toutes les cloisons et parois ont leurs bords garnis de fers profilés.

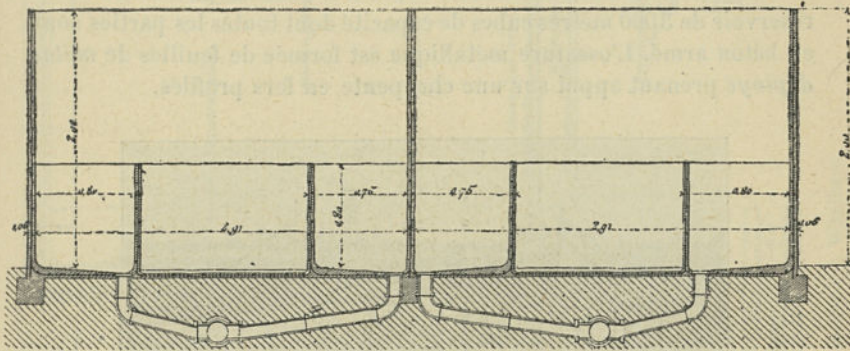


Fig. 677. — Atelier-lavoir à Boulogne-sur-Seine. Coupe transversale.

Le dallage repose sur une couche de béton de chaux-hydraulique de 0,40 m. environ d'épaisseur.

Cette construction a été exécutée par la *Société des travaux en ciment de la Plaine Saint-Denis*.

**366. Métal déployé.** — De nombreuses applications du *métal déployé* ont été faites aux États-Unis dans la construction des réservoirs rectangulaires de grande capacité.

Dans presque tous, cependant, l'emploi en a été restreint à la couverture seule. Le système GOLDING, décrit plus haut (n° 87) à propos des planchers, est le type ordinaire de ces couvertures. Des arcs en fers U, dont la portée atteint jusque 18 mètres, sont disposés à des écartements de 2 mètres environ et supportent le dallage armé de métal déployé.

D'autres fois, ce sont des poutrelles droites en acier distantes de 1,80 à 2,40 m. et supportées, le cas échéant, par des colonnes intermédiaires qui portent des dalles en béton armé comme dans les planchers ordinaires (voy. n° 68).



Le métal déployé a également trouvé emploi en lieu et place du treillis MONIER dans la construction des parois verticales, mais la limitation des dimensions des feuilles de métal déployé (voy. n° 69) a conduit à l'adoption de dispositions particulières analogues à celles que l'on emploie dans les murs de soutènement (n° 295). Un exemple en est cité ci-après.

**367. Réservoir à Waelhem (Belgique).** — La *Société des travaux d'eau d'Anvers* a fait construire en 1900 à Waelhem (près Malines) un réservoir de 3000 mètres cubes de capacité dont toutes les parties sont en béton armé. L'ossature métallique est formée de feuilles de *métal déployé* prenant appui sur une charpente en fers profilés.

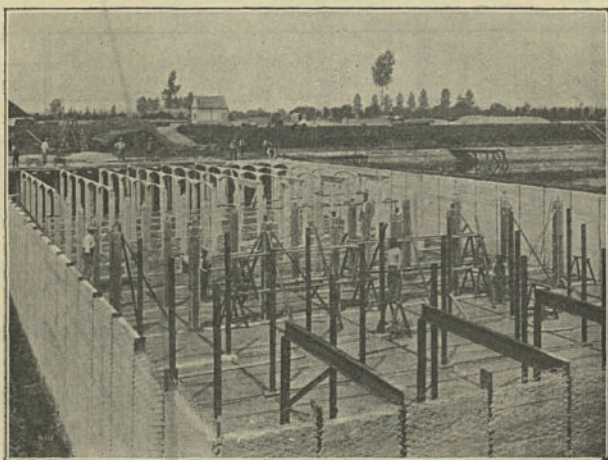


Fig. 678. — Réservoir à Waelhem.

Ce réservoir (figg. 678 et 679-691), de forme rectangulaire, présente une longueur de 50,40 m. et une largeur de 20,10 m.

Le radier, qui doit résister, d'une part à des sous-pressions variant de 1 à 3 mètres d'eau, d'autre part à la charge de l'eau du réservoir, est armé pour les deux sens de flexion à l'aide de deux feuilles de métal déployé placées près des faces inférieure et supérieure de la couche de béton. Des cours longitudinaux de poutrelles noyées dans le béton à des distances de 2,30 m. servent d'appui aux feuilles de métal déployé. La couche de béton du radier est établie sur un lit de briquillons.

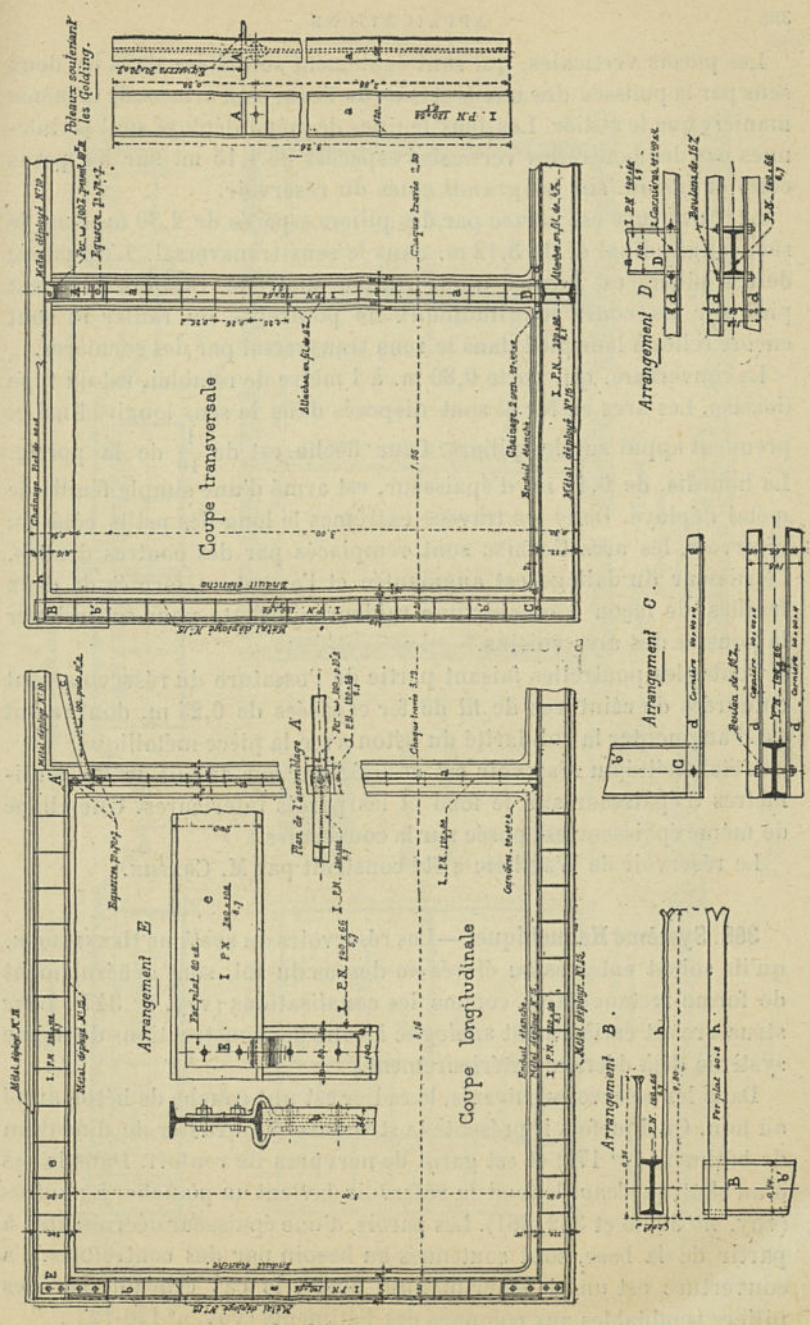


Fig. 679-691. — Réservoir à Waelhem.



Les parois verticales, qui sont également sollicitées dans les deux sens par la poussée des terres et celle de l'eau, sont armées de la même manière que le radier. Les deux feuilles de métal déployé sont maintenues par des poutrelles verticales espacées de 1,15 m. sur les petits côtés et 1,56 m. sur les grands côtés du réservoir.

La couverture est portée par des piliers espacés de 2,30 m. dans le sens longitudinal et de 3,12 m. dans le sens transversal. L'armature de ces piliers est formée d'une simple poutrelle. Ces fers prennent pied sur les cours longitudinaux de poutrelles du radier et sont encore reliés à leur pied dans le sens transversal par des cornières.

La couverture, qui porte 0,80 m. à 1 mètre de remblai, est du type GOLDING. Les arcs en fer U sont disposés dans le sens longitudinal et prennent appui sur les piliers. Leur flèche est de  $\frac{1}{10}$  de la portée. Le hourdis, de 0,14 m. d'épaisseur, est armé d'une simple feuille de métal déployé. Dans les travées extrêmes le long des petits côtés du réservoir, les arcs GOLDING sont remplacés par des poutres droites, l'épaisseur du dallage est augmentée et l'armature formée de deux feuilles, de façon à obtenir une raideur suffisante pour contrebuter la poussée des arcs voisins.

Toutes les poutrelles faisant partie de l'ossature du réservoir sont entourées de ceintures de fil de fer espacées de 0,25 m. dont le but est d'augmenter la solidarité du béton avec la pièce métallique.

L'étanchéité du réservoir est assurée par un enduit de 25 millimètres d'épaisseur sur le fond et les parois intérieures. Une chape de même épaisseur est posée sur la couverture.

Le réservoir de Waelhem a été construit par M. CHASSIN.

**368. Système Hennebique.** — Les réservoirs du système HENNEBIQUE, qu'ils soient enterrés ou élevés au-dessus du sol, sont généralement de forme rectangulaire, comme les canalisations (voy. n° 347). Leur structure est entièrement analogue à celle des constructions du même système déjà décrites antérieurement.

Dans les réservoirs enterrés, le radier est une couche de béton armé ou non. Quelquefois il présente la structure d'un radier de fondation de bâtiment (n° 171) et est garni de nervures de renfort. Dans le cas d'un château d'eau, le fond du réservoir devient un plancher à poutres (voy. nos 95-96 et 352, 361). Les parois, d'une épaisseur décroissante à partir de la base, sont soutenues au besoin par des contreforts. La couverture est un plancher plat qui porte, le cas échéant, sur des piliers semblables aux colonnes des bâtiments (voy. n° 126-127).





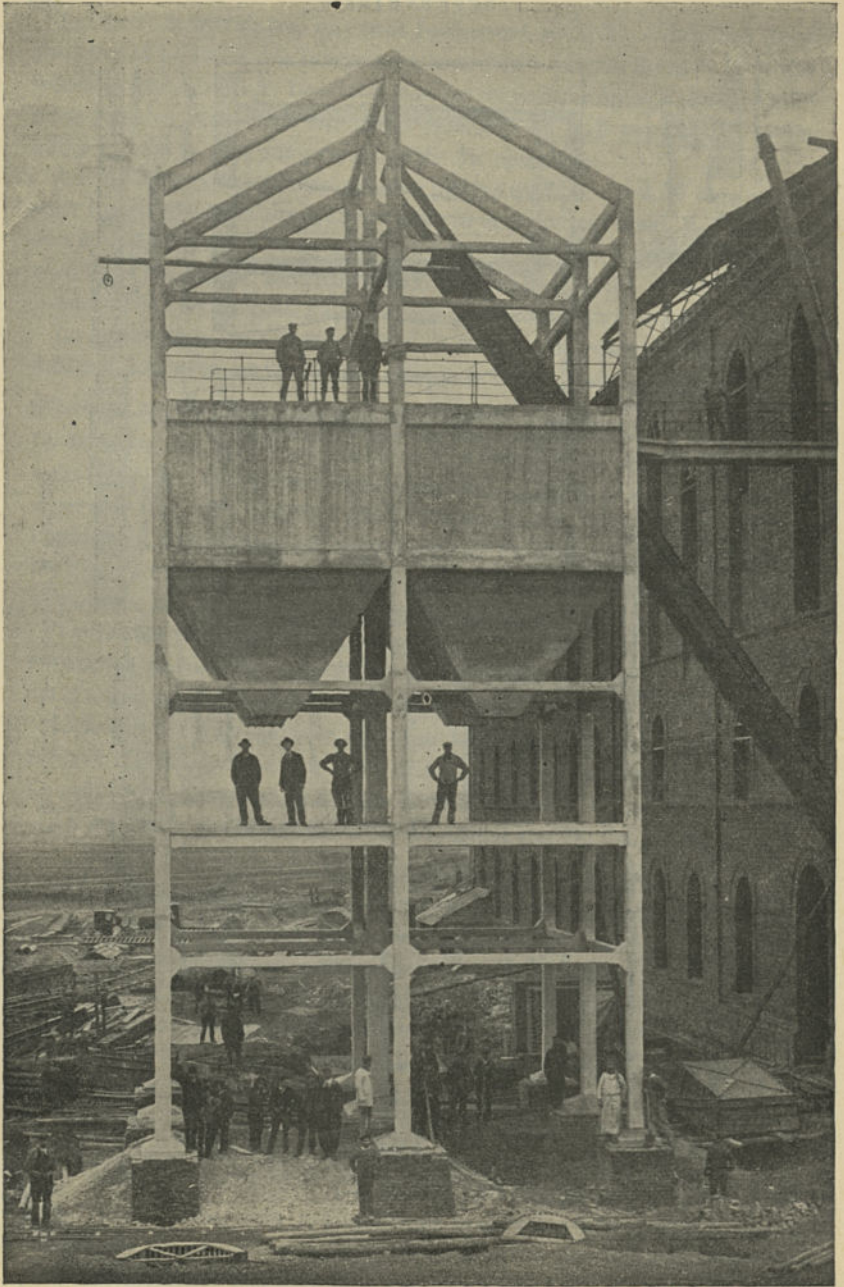


Fig. 706. — Silos à charbon des mines d'Aniche.

pour la commune de *Seraing* (Belgique), trois réservoirs souterrains dont un de 800 mètres cubes de capacité et deux de 100 mètres cubes. Les figures 692-705 représentent le premier de ces réservoirs.

Les parois verticales sont unies et armées de barres verticales pour les deux sens de flexion. Il en est de même de la cloison de séparation des deux compartiments. La couverture repose sur des piliers espacés de 4 mètres. Le fond est fait de béton non armé; mais, à la base des piliers, la pression est reçue par une armature composée de feuillets croisés et superposés suivant le type décrit au n° 170 (fig. 298). Les barres d'armature des parois sont retournées de 0,60 m. à 0,70 m. dans le béton du radier. Le pavillon de manœuvre des vannes qui surmonte ce réservoir est également en béton armé (épaisseur des parois : 0,06 m.).

Les trois réservoirs ont coûté ensemble 35 900 francs, y compris les appareils.

**370. Silos à charbon.** — M. HENNEBIQUE a construit dans le nord de la France beaucoup de *silos à charbon* pour l'usage de mines, d'usines, de gares de chemins de fer ou de ports. Ce sont des réservoirs surélevés qui ne diffèrent

des châteaux d'eau que par leur forme. Celle-ci est profilée en entonnoir vers le bas avec une section horizontale circulaire ou, plus souvent, rectangulaire.

La tour à charbon pour la fabrication du coke aux *mines d'Aniche* (fig. 706) comprend quatre silos de 90 mètres cubes chacun. Le dessous de ces silos est à 8,20 m. du sol. Une passerelle de 7,50 m. de portée les relie au bâtiment voisin.

La figure 707 représente une construction du même type, établie pour les *mines de Lens à Roubaix* (1897). Ce sont deux groupes de silos à 6 musoirs, contenant chacun 325 mètres cubes. Ils sont montés sur 8 piliers en béton armé. Une galerie en encorbellement entoure le sommet de la construction, qui présente 11,25 m. de hau-

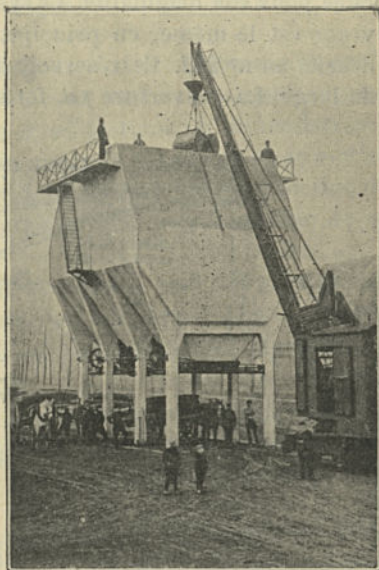


Fig. 707. — Silos à charbon à Roubaix.



teur au-dessus du sol. Le terrain étant mauvais, on a battu des pieux en béton armé, qui forment fondation sous les colonnes.

**371. Couverture de réservoir à Louisville.** — En dehors du métal déployé et du système GOLDING (voy. nos 366-367), on emploie aux Etats-Unis, pour les grands réservoirs souterrains, d'autres genres de couvertures en béton armé.

Celle du réservoir construit récemment à *Louisville* mérite d'être citée pour son originalité. Le système d'armature adopté dans cet ouvrage est le même, en principe, que celui des ponts de Porto-Rico décrits au n° 269. Ce réservoir a 140 mètres de long sur 120 mètres de large. La couverture est formée de voûtes d'arête prenant appui

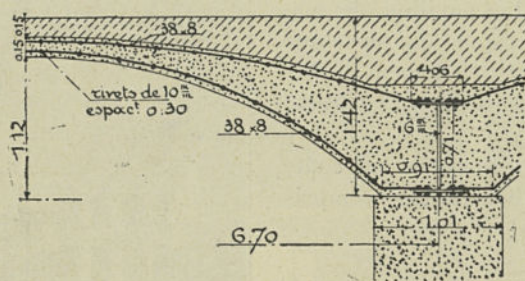


Fig. 708. — Couverture de réservoir à Louisville.

sur des colonnes circulaires en béton distantes dans les deux sens de 6,70 m. d'axe en axe. L'armature métallique de chacune de ces voûtes est formée de 6 fermes en arcs (fig. 708) dont 2 dirigées suivant les diagonales et 4 suivant les côtés du carré à couvrir. Chaque ferme est composée de deux lisses en fer plat voisines respectivement de l'intrados et de l'extrados. Sur chaque colonne, les lisses des huit fermes qui y aboutissent sont rivées sur deux tôles maintenues à écartement par un tube métallique dans lequel passe un boulon. Au point d'intersection des deux fermes diagonales, celles-ci sont assemblées par un dispositif analogue. Sur toute leur longueur, les lisses des fermes en arc sont garnies de rivets faisant saillie dans le béton pour assurer une meilleure adhérence.

Le béton des voûtes a été dosé à 1 : 2 : 4 avec de la pierraille d'une grosseur maxima de 25 millimètres.

## § 10.

## ÉTANCHEMENTS

**372. Généralités.** — Les qualités que présente le béton au point de vue de l'étanchéité ont fait songer depuis longtemps à l'utiliser non seulement pour la construction complète de tuyaux, galeries et réservoirs, mais également sous forme de revêtements intérieurs destinés à donner à des ouvrages en maçonnerie l'étanchéité qui peut leur faire défaut.

De nombreuses applications de ce genre ont été faites pour protéger des caves, caveaux, sous-sols et locaux souterrains quelconques contre la venue des eaux par suite d'infiltrations ou d'inondations. Dans certains cas, on a également en vue, par ce moyen, de se mettre à l'abri de tentatives d'effraction ou de l'incendie. La construction de chambres-fortes pour banques est une application fréquente de ce genre.

Souvent des travaux d'étanchement ont été exécutés aussi à des galeries, tunnels et passages souterrains. Un revêtement en ciment armé est, pour de tels ouvrages, un remède efficace aux dégradations produites par les eaux.

Les ouvrages destinés eux-mêmes à contenir des liquides ont pu, dans bien des cas, être parfaitement étanchés par la construction d'un revêtement en béton armé. Il en a été ainsi pour des aqueducs, ponts-canaux et réservoirs.

La reconstruction de réservoirs en fer déjà dégradés a été différentes fois évitée par l'installation d'un manteau intérieur en ciment armé.

D'une manière générale, on peut distinguer deux systèmes d'application des revêtements étanches en béton armé : Ou bien, celui-ci est appliqué directement contre les parois à étancher ; ou bien, il en est séparé, soit par un intervalle laissé vide, soit par un isolant quelconque.

Le premier système est plus simple d'exécution et plus économique, mais il offre l'inconvénient d'assujettir le revêtement à suivre les mouvements de la paroi en maçonnerie si celle-ci vient à se crevasser. Le second donne plus de sécurité, surtout si l'on prend toutes les précautions pour que le revêtement, qui forme alors un ouvrage complet par lui-même (galerie, conduite ou réservoir selon le cas) soit indé-



pendant de la construction à rendre étanche. S'il n'en est pas ainsi, le second système donne au moins l'avantage, le cas échéant, de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration venant du dehors.

La constitution du revêtement en lui-même au point de vue du dosage du béton, de son épaisseur, de l'armature, etc., ne présente rien de particulier en dehors de ce qui a été signalé dans les deux paragraphes précédents.

**373. Système Monier.** — Lorsque le revêtement est appliqué directement sur la maçonnerie et que la pression des eaux vient du dehors, l'armature, formée d'un treillis de fers ronds, a surtout pour but d'empêcher le décollement du revêtement sous l'influence de la pression exercée par les infiltrations. L'ossature métallique est donc reliée de distance en distance aux maçonneries par des attaches qu'on fait pénétrer dans les joints et qu'on y scelle. L'armature étant en place, le mortier s'applique comme un enduit ordinaire.

Sous cette forme, le revêtement fait le même office qu'un enduit de ciment qui serait appliqué sur la face extérieure des maçonneries. Il offre l'avantage d'éviter l'exécution d'un deuxième parement. Il est d'ailleurs souvent le seul remède possible lorsqu'il s'agit d'un ouvrage existant à réfectionner.

Si la pression de l'eau agit de l'intérieur, il n'y a plus à craindre de décollement. L'armature a, dans ce cas, principalement pour but d'éviter les fissures de retrait et de donner plus de cohésion à l'enduit.

Un travail de ce genre a été exécuté en 1898 à un *réservoir* de 6 500 mètres cubes à *Orléans*. Ce réservoir, construit en maçonnerie de briques, n'était pas étanche. On a posé un revêtement intérieur en ciment armé de 0,04 m. d'épaisseur.

**374. Tunnel du chemin de fer de ceinture de Vienne.** — En 1901, la maison G. A. WAYSS et C<sup>ie</sup> a réfectionné, à l'aide d'un revêtement en ciment armé système MONIER, la voûte du tunnel à double voie dénommé *Steudeltunnel* sur le *chemin de fer de ceinture de Vienne*. Cette voûte, construite en briques, était fortement endommagée. On a dégradé le parement en enlevant les parties les plus mauvaises et construit, en lieu et place, une voûte en ciment armé, après avoir injecté du ciment dans la maçonnerie restante et bourré parfaitement tous les vides.

La voûte MONIER présente une épaisseur de 0,08 m. à la clef et 0,15 m. aux naissances. Elle est armée d'un réseau métallique formé de barres de 10 et de 7 mm. de diamètre. Ce réseau a été relié à la

voûte en briques par de forts crochets. Le béton était dosé à raison de : 1 ciment, 3 sable.

Le travail a été exécuté sans interrompre la circulation des trains. L'exploitation se faisait à simple voie. La réfection a été faite successivement pour chaque moitié de la voûte de l'une des naissances à la clef.

Le coût total de la réfection s'est élevé à 24 800 francs dont 12 600 francs pour la voûte MONIER. La surface de celle-ci était de 309 mètres carrés.

**375. Système Bonna. Arcades de la Frette.** — L'aqueduc d'Achères (voy. n° 337) traverse le vallon de *la Frette* sur des arcades en maçonnerie présentant au passage des eaux une section circulaire de 3 mètres de diamètre.

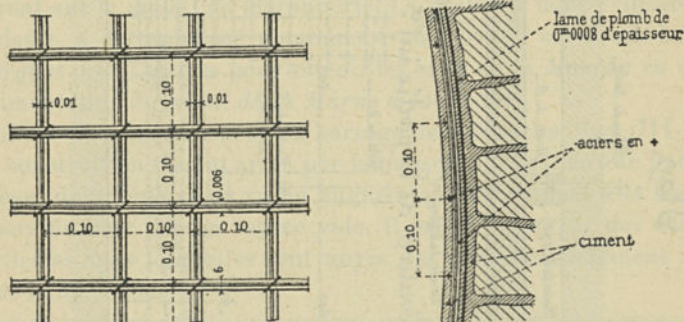


Fig. 709-710. — Arcades de la Frette. Etanchement.

Pour éviter les suintements qui eussent été la conséquence des dilatations et contractions dues à l'effet des variations de température sur les maçonneries en élévation, un revêtement en ciment armé a été établi à l'intérieur de l'aqueduc sur toute la longueur de l'ouvrage.

Ce revêtement, construit par M. BONNA, a été conçu d'après les mêmes principes que les tuyaux du système adopté par cet inventeur (voy. nos 340-342).

Sur un enduit régularisant la surface intérieure de la maçonnerie de meulière, on a appliqué une feuille de plomb (figg. 709-710) maintenue par un quadrillage d'aciers en croix de petite section ligaturés l'un sur l'autre. Ce réseau a été noyé dans un enduit en mortier de ciment de 0,03 m. d'épaisseur.

Cet enduit armé protège la feuille de plomb contre l'usure produite par le passage des sables en suspension ou la circulation des ouvriers





et contre l'action chimique des eaux. D'autre part, la feuille de plomb isole le revêtement en ciment armé de la maçonnerie et le rend indépendant des dilatations et contractions subies par celle-ci.

Ce revêtement a rempli son but, car l'ouvrage ne présente pas de suintements, malgré l'existence d'une fissure.

**376. Système Boussiron. Barrage de la Mouche.** — On sait que les grands murs-digues en maçonnerie supportant de fortes pressions d'eau donnent toujours passage à des infiltrations qui peuvent, à la longue, délayer le mortier et, surtout en cas d'existence de fissures, produire des sous-pressions très dangereuses pour la stabilité. En vue d'éviter ces effets, sur lesquels des catastrophes célèbres ont appelé l'attention, on a eu l'idée de soustraire le corps des barrages à ces infiltrations en construisant à l'amont un rideau étanche s'appuyant sur le massif de maçonnerie. Ce système, dont l'efficacité est évidente, a été appliqué notamment au barrage construit à *Saint-Ciergues* près Langres pour retenir les eaux de la *Mouche* en vue de l'alimentation du *canal de la Marne à la Saône*.

Le rideau d'étanchement du barrage de la Mouche (figg. 711-714) a été construit en ciment armé par la maison S. BOUSSIRON de Paris. Ce rideau, dont l'épaisseur va en augmentant du sommet à la base, est séparé du mur par un espace vide. Il prend appui par des nervures verticales dans lesquelles sont noyés des plats de scellement ancrés dans la maçonnerie.

La cloison est constituée comme un hourdis continu reposant sur les nervures; elle est armée sur ses deux faces par des fers ronds horizontaux de diamètre variable. Dans le sens vertical, la face amont est également armée de fils verticaux, en vue d'éviter les fissures.

Le béton de la cloison est dosé à raison de 600 kilogrammes de ciment par mètre cube de gros sable.

Pour réunir les eaux qui s'infiltrèrent au travers du rideau d'étanchement, il a été prévu un tuyau collecteur qui les déversera dans la bonde de fond du réservoir.

**377. Système Hennebique. Tunnel de Bussang.** — M. HENNEBIQUE a exécuté en 1898 pour le *tunnel de Bussang* (Vosges) une garniture d'étanchement (figg. 715-719) qui, en principe, affecte une disposition semblable à la précédente, mais en diffère par le mode d'exécution.

La garniture en béton armé épouse la forme du revêtement du tunnel en laissant libre un espace de 0,34 m. Elle est rattachée à la ma-



çonnerie par des arcs doubleaux en briques. Les eaux d'infiltration, qui suivent l'extrados de la voûte en béton armé, sont reçues à la

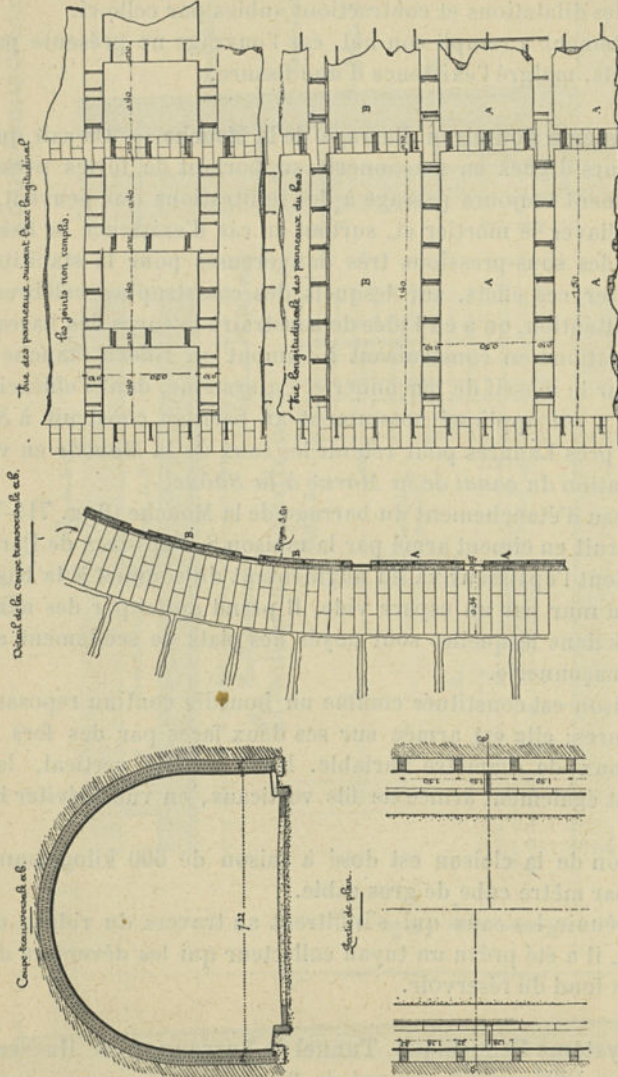


Fig. 715-719. — Tunnel de Bussang. Etanchement.

partie inférieure sur un radier et écoules par des décharges transversales établies de distance en distance dans les trottoirs.

La garniture est formée d'une série de plaques moulées d'avance.

Les fers d'armature font saillie sur leurs bords de façon à se recroiser dans les joints qui sont ménagés horizontalement et verticalement entre les plaques. Ces joints sont remplis au mortier de ciment.

Pour construire la garniture, on établit des cintres à l'emplacement des joints verticaux, on pose les plaques une à une sur ces cintres en partant du bas et l'on remplit les joints successivement en même temps qu'on élève les arcs doubleaux.

La clef de la voûte est formée de pièces plus petites, de façon à ce que l'ouvrier puisse fermer les joints à une distance qui ne dépasse pas la longueur du bras.

## § 11.

## DIVERS

**378. Château d'eau de l'Exposition universelle de 1900.** — Cette construction (fig. 720-721), édiflée au Champ de Mars devant le palais

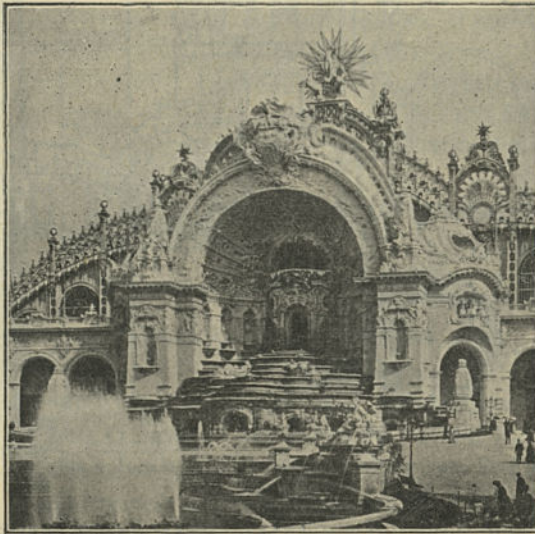


Fig. 720. — Château d'eau (Exposition universelle de 1900).

de l'Électricité, a été établie entièrement en béton armé système EDMOND COIGNET (voy. n° 109).

L'édifice se compose d'une grande niche de 45 mètres de hauteur



et de 25 mètres d'ouverture, supportée par une série de cloisons verticales constituant des arcs jetés sur des galeries et escaliers de circulation. Une sorte de cul-de-four placé sur un plancher en arrière et au voisinage du sommet de la niche, constitue le départ de la cascade dont l'eau se déverse ensuite dans une série de vasques s'étaageant vers le bas.

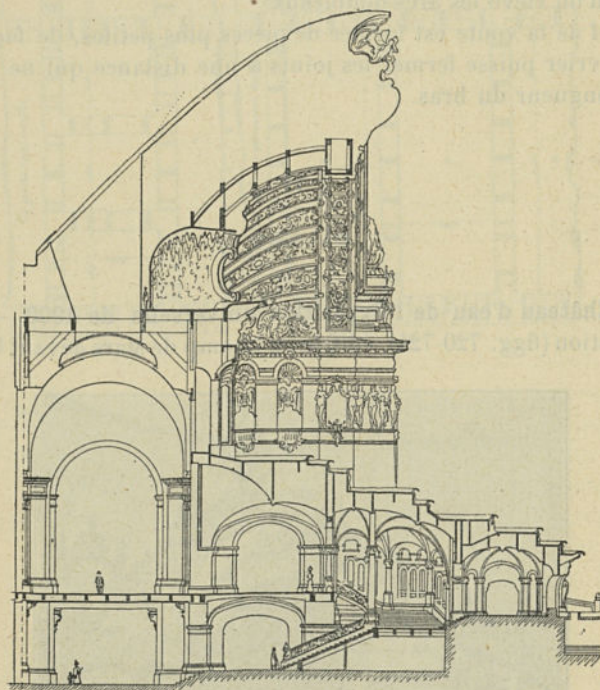


Fig. 721. — Château d'eau. Coupe sur l'axe.

La partie verticale de la niche se compose d'une cloison demi-cylindrique, d'environ 10 mètres de hauteur et de 0,10 m. d'épaisseur, raidie par une série de nervures verticales de  $0,20 \times 0,20$  m. d'équarrissage.

La voûte sphérique qui couvre la niche est formée d'arcs parallèles réunis par des entretoises méridiennes et portant un hourdis général de 0,06 m. d'épaisseur. Les retombées de cette voûte sont reçues à la fois sur deux planchers latéraux et sur la cloison verticale de la niche.

En façade, la niche est couronnée par un arc doubleau de 25 mètres

d'ouverture prolongé par deux piédroits qui viennent réposer sur la partie basse des pylônes en maçonnerie.

Les cloisons en arcs qui supportent la niche et les vasques ont en moyenne 10 mètres d'ouverture et 0,10 m. d'épaisseur.

**379. Cheminées d'usines.** — On a déjà signalé (n° 336) l'emploi des tuyaux en ciment armé système MONIER dans la construction des cheminées d'usines. A *Amsterdam*, la fabrique *TEN CATE et C<sup>ie</sup>* possède une cheminée de 17,75 m. de hauteur formée de quatre tuyaux MONIER, dont le diamètre varie de 0,75 m. à la base à 0,50 m. au sommet. Cette cheminée a été construite en 1897 par la société *Amsterdamsche Fabriek van cement-ijzerwerken*.

Aux États-Unis on a construit récemment plusieurs cheminées de grande hauteur en béton armé moulé sur place. Ces constructions ont été édifiées d'après le système *RANSOME* (voy. n° 105).

La première a été construite pour une usine de la *Pacific Coast Borax C<sup>o</sup>* à *Bayonne* (New-Jersey) (voy. nos 107, 156 et fig. 286). Elle

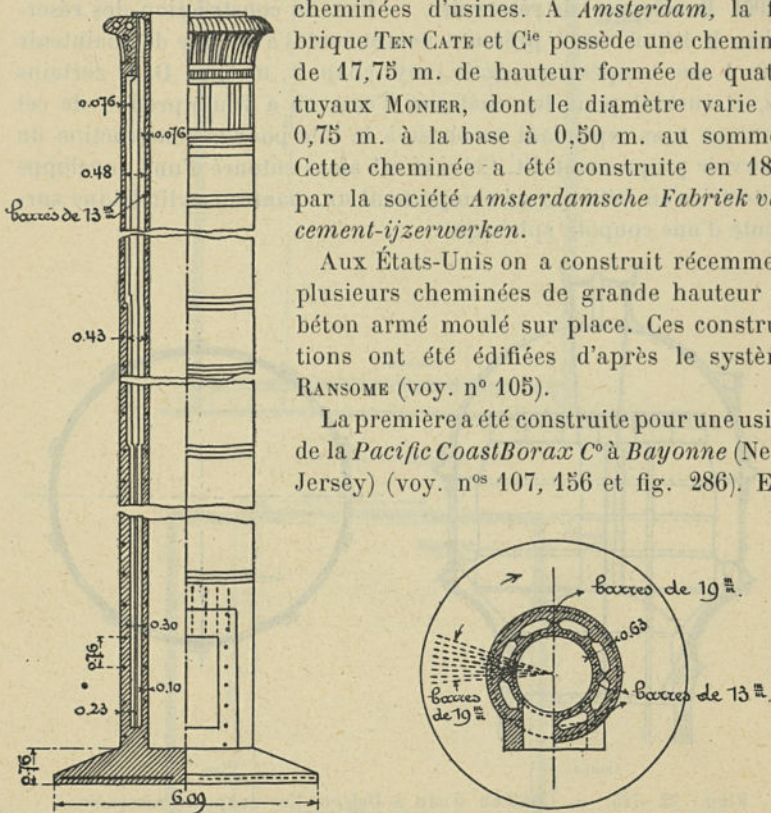


Fig. 722-723. — Cheminée d'usine à Elisabethport.

a 45 mètres de hauteur. Elle est formée de deux parois entretoisées par des nervures rayonnantes. Seule la zone la plus chaude est protégée par des briques réfractaires. Les armatures se composent d'anneaux en fer carré tordu et de barres verticales de même système.

Une autre cheminée du même type (fig. 722-723) a été construite pour la compagnie *Singer* à *Elisabethport* (New-Jersey). Elle a



37,50 m. de hauteur. Le dosage du béton employé était de 1 ciment, 3 sable et 5 pierraille.

Enfin une cheminée en béton armé de 67 mètres de hauteur vient d'être édiflée pour la *Plymouth Cordage Company*. Le diamètre intérieur est de 2,45 m. Les parois sont également doubles avec nervures d'entretoisement.

**380. Enveloppes de réservoirs.** — Dans la construction des réservoirs, le béton armé présente notamment l'avantage de maintenir l'eau à une température égale (voy. chap. v, n° 628). Dans certains cas, et surtout pour les châteaux d'eau, on a voulu profiter de cet avantage sans cependant renoncer à la tôle pour la construction du réservoir proprement dit. Celui-ci est alors entouré d'une enveloppe protectrice en béton armé comprenant un manteau cylindrique surmonté d'une coupole sphérique.

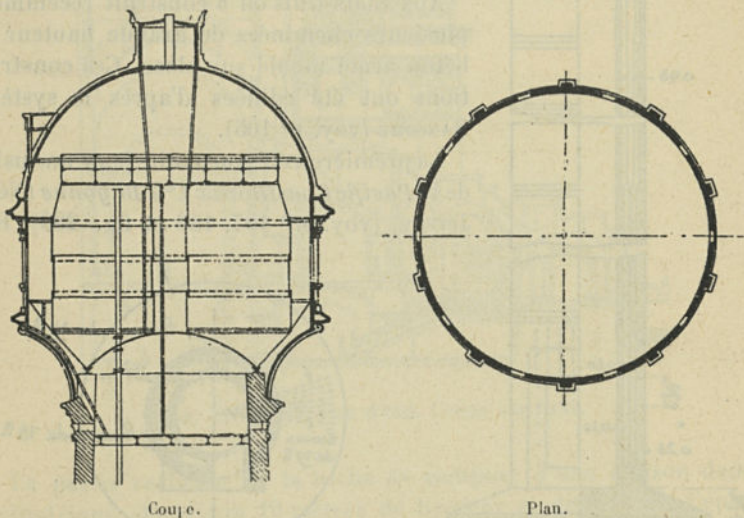


Fig. 72.-725. — Château d'eau à Uelzen. Enveloppe du réservoir.

De nombreuses constructions de ce genre ont été établies en Allemagne d'après le système MONIER. Les figures 724-725, qui se rapportent à un château d'eau situé à *Uelzen* (Hanovre) en donnent un exemple. Cette enveloppe a été construite par la maison F. SCHLÜTER de Dortmund.

**381. Maisonnets transportables.** — M. HENNEBIQUE a construit pour

les compagnies françaises de chemins de fer des *maisonnettes transportables* du type représenté ci-dessous (figg. 726-727). Toutes les

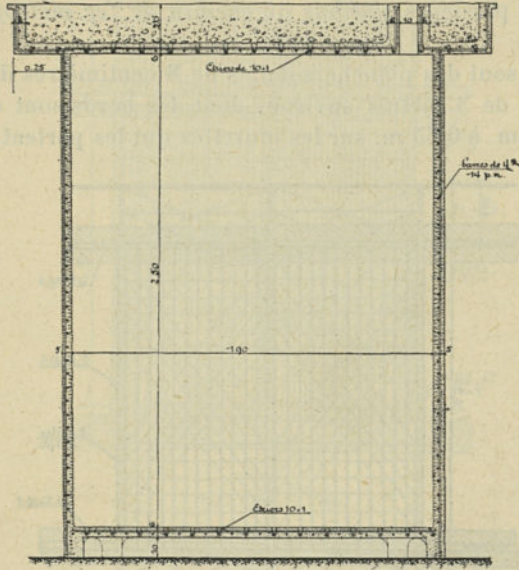


Fig. 726. — Coupe A B.

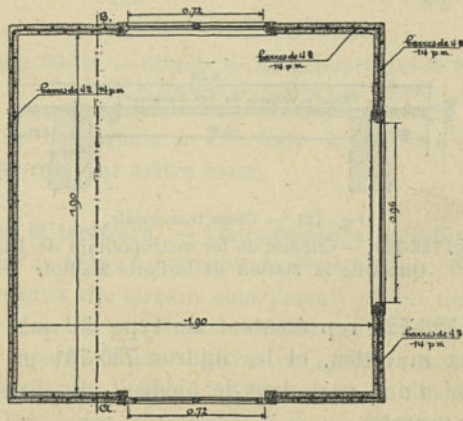


Fig. 727. — Coupe horizontale.

Figg. 726-727. — Maisonnette transportable.

parois sont des dalles minces armées d'un réseau de barres croisées. Le plafond est recouvert d'une couche de gravier ou de cendres.



382. Quais de stations. — La *Société des constructions en fer-béton* a construit en 1900 d'après le système MATRAI (voy. n° 114) les *quais* de plusieurs *stations* du *chemin de fer métropolitain* de Paris.

Ces *quais* sont des *planchers-dalles* de 8 centimètres d'épaisseur, d'une portée de 3 mètres environ, dont les bords sont en porte-à-faux de 0,40 m. à 0,65 m. sur les *murettes* qui les portent.

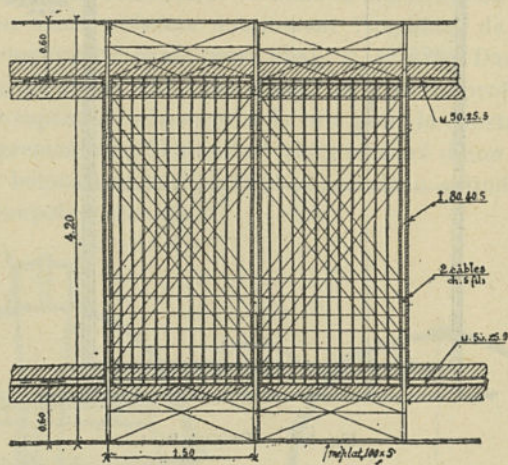


Fig. 728. — Plan.

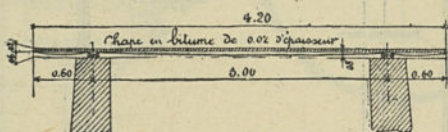


Fig. 729. — Coupe transversale.

Figg. 728-729. — Chemin de fer métropolitain de Paris.  
Quais de la station de la Porte Maillot.

Les figures 728-729 représentent un type de quai intermédiaire porté sur deux murettes, et les figures 730-731 un type de quai latéral encasté d'une part dans le piédroit du tunnel et posé de l'autre sur une murette.

L'ossature du quai se compose de petits fers à double T espacés de 1,50 m. et reliés entre eux par deux fers longitudinaux en double T ou en U reposant sur les appuis. L'intérieur des panneaux formés par cette ossature est garni de quadrillages en fils

d'acier suspendus noyés dans le béton. Le devant du quai est bordé d'un fer plat scellé dans le béton.

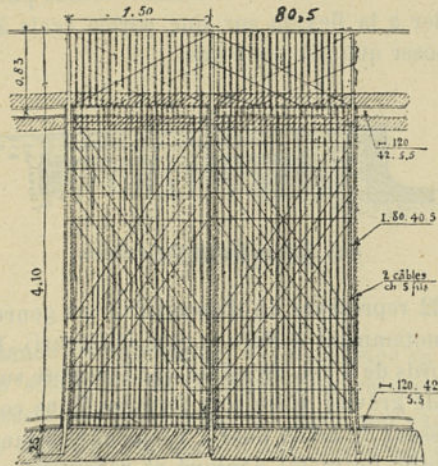


Fig. 730. — Plan.

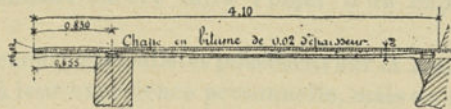


Fig. 731. — Coupe transversale.

Figg. 730-731. — Chemin de fer métropolitain de Paris.  
Quais de la station de la place de l'Étoile.

L'épreuve de ces quais a été faite à l'aide d'une surcharge de 600 kilogrammes par mètre carré.

**383. Dallages et trottoirs.** — Une armature métallique incorporée dans un dallage en béton lui permet de résister plus efficacement aux tassements inégaux du terrain sous-jacent, et lui donne en même temps plus de stabilité quant aux retraits et dilatations. Aussi a-t-on fréquemment recours aujourd'hui à ce système pour les dallages continus des *chaussées, cours, vélodromes*, etc. L'armature est un réseau MONIER très léger ou une feuille de *métal déployé*.

Les dallages en béton armé sont aussi formés de dalles faites à l'avance. L'armature se justifie encore dans ce cas par la résistance qu'elle donne pendant le transport, ce qui permet d'aborder la construction de dalles de plus grandes surfaces qu'avec le béton non



armé. Les dalles en béton armé s'emploient pour les *trottoirs* ordinaires ainsi que les *passerelles* et trottoirs de *ponts* (voy. n° 222). On peut donner à l'armature la résistance voulue pour que la pièce puisse travailler à la flexion sur une portée égale à sa largeur et ne la faire reposer que par ses bords.

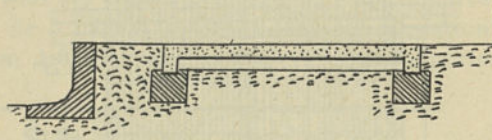


Fig. 732. — Dalles de trottoirs.

La figure 732 représente un dispositif de ce genre employé aux États-Unis et notamment à *Saint-Louis* (Missouri). Les dalles sont munies de rebords de 5 cm. de saillie que l'on pose sur des longrines de cendrée ou de gravier. Elles sont formées d'une couche de 5 centimètres d'épaisseur de béton dosé à 1 ciment et 5 pierraille calcaire, armée d'une feuille de métal déployé et recouverte d'un enduit de 1,5 cm. d'épaisseur dosé à 1 ciment et 1 fine pierraille de granit.

## CHAPITRE III

### EXÉCUTION

**384. Importance de cette étude.** — Un ouvrage en béton armé tire sa valeur non seulement de la disposition rationnelle de ses éléments, mais aussi des soins apportés dans son exécution. Le sujet traité dans ce chapitre est donc d'une importance très grande et demande une étude toute spéciale.

Actuellement, les conditions à réaliser dans la construction ne sauraient cependant encore faire l'objet d'un exposé complet et définitif.

Les entrepreneurs spécialistes possèdent sur la matière des notions qu'ils doivent à leur expérience personnelle, mais on ne saurait ériger les règles empiriques qui en dérivent en préceptes classiques d'une application générale, car elles se rapportent, la plupart, à des systèmes déterminés ou à des ouvrages d'une catégorie particulière dans lesquels elles se justifient par des raisons spéciales.

Chacun peut cependant y avoir égard dans certaines limites et en tirer les déductions qui paraissent susceptibles d'être généralisées. Elles sont donc très utiles à connaître pour tous ceux qui se trouvent dans le cas de surveiller l'exécution d'un ouvrage en béton armé.

C'est à ceux-ci, en effet, et non aux constructeurs praticiens que la présente étude est destinée.

A vrai dire, les travaux de l'espèce sont jusqu'à présent restés dans les limites d'une concurrence très restreinte. Mais il n'en résulte pas que l'ingénieur dirigeant puisse fermer les yeux sur les détails de la mise en œuvre, alors même que l'entrepreneur lui donne toutes les garanties voulues. Il doit se mettre en garde contre des soucis d'économie mal comprise, contre des négligences et défaillances de toute nature. A un point de vue supérieur, il doit d'ail-



leurs se rendre compte du but et de la raison de chaque chose ; faute de quoi, la confiance doit nécessairement lui faire défaut.

C'est ce que n'ont pas toujours compris certains constructeurs, qui ont cherché et cherchent encore à entourer leurs procédés d'une voile impénétrable et n'offrent pour toute garantie que le résultat final. Ce système est peut-être admissible dans la construction privée ; il ne l'est certainement pas dans les travaux publics, où chacun porte sa part de responsabilité.

On s'est donc proposé de réunir ici quelques renseignements sur la mise en œuvre du nouveau procédé de construction. Sans entrer dans les détails les plus infimes qui ne sont nécessairement pas de la compétence de l'ingénieur, on cherchera au moins à fixer les conditions principales d'une bonne exécution et à tracer la physionomie générale d'un chantier de travaux en béton armé.

Les données que l'on a rassemblées dans ce chapitre se rapportent spécialement au travail à pied-d'œuvre. Il ne sera question que d'une manière incidente de la fabrication des pièces en béton armé moulées d'avance à l'atelier. Ce genre de travaux relève plutôt de l'industrie que de la construction proprement dite.

On traitera en premier lieu de la nature et des qualités des *matériaux* entrant dans la composition du béton armé ; puis on s'occupera de leur *mise en œuvre*.

## § 1.

### MATÉRIAUX

#### 1° BÉTON.

**385. Nature du ciment.** — Sauf dans des cas exceptionnels, le ciment des travaux en béton armé est toujours le *ciment Portland artificiel à prise lente*.

**386. Ciment Portland.** — Le ciment étant le principe actif du béton, aucun travail ne peut être bien fait si le ciment est de mauvaise qualité. Il convient donc de s'assurer par des essais nombreux régulièrement répétés, que le ciment employé remplit toutes les conditions voulues. Ce contrôle, que l'on néglige quelquefois dans les travaux de bétonnage en grandes masses, prend pour le béton armé une importance d'autant plus grande que l'on réduit les épaisseurs, en augmentant la fatigue que subit la matière.

Les qualités à exiger du ciment Portland ne sont pas autres que pour les constructions ordinaires. Indépendamment des conditions relatives à la *durée de prise*, à la *résistance*, à la  *finesse de mouture*, à la *densité*, à la *composition chimique*, etc., celles qui concernent la *stabilité de volume* ont une importance particulière. Il serait sans doute utile, quoique la chose ne se fasse pas actuellement, d'instituer en outre pour les travaux en béton armé un essai spécial vérifiant la résistance à l'*adhérence* du ciment avec le métal (voy. chap. IV, n° 459).

Au point de vue de l'exécution, il convient de s'assurer que le ciment a une prise régulière.

Certains ciments, quoiqu'étant à prise lente, ont, en effet, l'inconvénient de durcir d'abord assez rapidement, de sorte qu'au bout d'une demi-heure on ne sait plus les travailler. Pendant plusieurs heures, leur consistance augmente ensuite plus lentement.

Avec d'autres qualités de ciment, la prise s'accroît progressivement et régulièrement pendant une durée de 4 à 5 heures. On peut donc faire des gâchées assez importantes à l'avance, ce qui est avantageux lorsque la fabrication se fait à la main. L'avantage est moindre si l'on dispose de moyens mécaniques pour la préparation du béton, mais le ciment à prise régulière donne en tout cas une homogénéité plus complète dans le massif de béton durci. Les reprises de travail sont d'ailleurs plus soignées. Il y a donc de toute façon une sécurité plus grande.

**387. Ciments à prise rapide.** — Les ciments à prise rapide ne sont pas d'un emploi pratique sur les chantiers pour l'exécution de cubes importants. La fabrication doit se faire à la main, par petites quantités; leur mise en œuvre doit s'exécuter très rapidement; ils doivent être gâchés très liquides. Ce sont toutes causes d'infériorité par rapport aux ciments à prise lente. Il est vrai qu'ils donnent la faculté de démouler plus vite, ce qui se traduit par une économie dans les frais de coffrages, mais cet avantage n'est pas considéré comme suffisant, d'autant plus que les ciments à prise rapide sont réputés comme étant de composition et de résistance très variables.

Dans la pratique courante des travaux, on n'emploie guère les ciments à prise rapide que pour les réparations locales et les agréments de détail. Certains constructeurs en font usage aussi dans la confection des enduits imperméables des réservoirs et galeries (voy. chap. II, n° 337).

Mais leur usage principal se trouve dans la fabrication des tuyaux en ciment armé. On verra plus loin (nos 446-447) que certains systèmes



et notamment ceux qui emploient des armatures en fers profilés (BORDENAVE, BONNA, etc.), noient l'ossature dans une coulée de mortier de ciment gâché très liquide. Le ciment à prise lente employé seul ne convient pas pour ce mode d'exécution. Il ne supporte qu'une faible quantité d'eau et demande à être moulé par pilonnage ou compression ou tout au moins appliqué à la truelle à l'état de pâte consistante. Coulé très liquide, le ciment Portland se fendille à la dessiccation.

Le ciment à prise rapide n'offre pas ces inconvénients. Son emploi procure d'ailleurs une grande économie tant par son prix plus réduit que par la diminution du nombre des moules.

Dans les tuyaux du système BORDENAVE (chap. II, n° 338), le mortier est fait exclusivement de ciment à prise rapide. Il en est de même pour les parois de réservoirs du même système (n° 363).

Pour les tuyaux BONNA (n° 340), le mortier comprend une certaine proportion de ciment à prise rapide mélangé à un ciment à prise lente ou demi-lente (voy. n° 447).

**388. Ciments de laitier.** — Les ciments de laitier n'ont pas encore été appliqués, d'une manière continue, dans les travaux en béton armé ; mais la question de leur emploi vaut d'être examinée de près, car le prix de ces ciments est de beaucoup inférieur à celui des Portland.

Les reproches que l'on adresse à ce genre de ciment sont les mêmes que pour les travaux ordinaires : On fait remarquer que, la production étant entourée de circonstances fort irrégulières, le ciment est généralement de qualité très variable ; mais il faut, à ce point de vue, reconnaître que la fabrication se perfectionne tous les jours et qu'un choix judicieux des laitiers employés permet aujourd'hui d'obtenir un produit de qualité plus constante.

On dit encore que les mortiers de ciment de laitier sont moins stables à l'air que ceux de ciment Portland, qu'ils sont sujets à se fendiller et ne durcissent bien que si l'on entretient l'humidité.

On fait aussi remarquer que la quantité plus importante d'eau de gâchage exigée pour la mise en œuvre rend le béton plus poreux, ce qui paraît augmenter les déformations permanentes sous l'action des charges, ainsi que le retrait à la dessiccation.

Les autres caractères que l'on attribue au ciment de laitier (prise un peu plus lente, sensibilité à la gelée, altération par l'eau de mer, etc.) ne seraient pas un obstacle à son emploi dans la généralité des cas ; mais ce qui précède explique pourquoi les constructeurs

n'accordent pas volontiers de garanties sur les travaux en béton au ciment de laitier.

**389. Nature du squelette.** — On emploie dans les travaux en béton armé tous les matériaux qu'il est d'usage de mélanger au ciment.

Le choix de ces matières doit être fait avec grand soin, car leurs caractères ont, sur la résistance, une grande influence. Ce choix est réglé avant tout par les ressources de la contrée ; mais si les matériaux dont on dispose sur les lieux n'offrent pas de garanties certaines, on ne doit pas hésiter à faire les sacrifices voulus pour se procurer, même à grande distance, des produits dont les qualités sont connues.

Le type de ces matières est le gravier et le sable.

**390. Gravier et sable.** — La dimension maxima des matériaux du squelette dépend à la fois de l'épaisseur des pièces et de la largeur des mailles de l'armature métallique.

Dans un grand nombre de constructions en béton armé, les dosages ne comportent que du ciment et du sable et la composition est semblable à celle d'un mortier.

Tel est notamment le cas pour les pièces d'épaisseur réduite où l'on n'admet pas l'incorporation de fragments trop gros. Il en est ainsi pour les dalles, les tuyaux, etc., qui constituent la spécialité de certains constructeurs.

Il en est de même en tout cas pour les ouvrages du type MONIER avec armature en treillis parce que les réseaux métalliques dont l'armature est formée n'offrent des ouvertures libres que de 0,05 à 0,10 m. de largeur. Il va de soi cependant que, lorsque l'épaisseur de l'ouvrage devient forte, par exemple pour les voûtes de ponts, on fait choix d'un sable à gros grains qui renferme une certaine proportion de gravier fin.

Dans les constructions où les dimensions ne sont pas aussi resserrées, et notamment dans celles des types HENNEBIQUE, MELAN, etc., il est d'usage d'employer des produits à éléments plus forts. On sait, en effet, qu'au point de vue de la résistance, les matériaux à gros grains donnent tout avantage sur les matériaux fins.

D'autre part, ce sont les sables formés d'un mélange de grains de grosseurs diverses qui offrent le moins de vide et donnent l'agglomérat le plus compact. On réalise cette condition en faisant entrer dans le béton deux espèces de sables, l'un à gros grains que l'on



dénomme gravier, l'autre à grains fins qui est le sable proprement dit.

Quelles que soient d'ailleurs les dimensions de l'ouvrage, ou l'espace des pièces de l'armature, on n'emploie guère, dans les travaux en béton armé, des graviers de plus de 25 à 30 millimètres de grosseur.

On a quelquefois réservé la dénomination de *ciment armé* aux compositions dont le gravier et la pierraille sont exclus, ceux-ci caractérisant alors le *béton armé*. C'est là une distinction que nous n'avons pas cru devoir faire, parce qu'il n'y a pas, au fond, de différence bien marquée entre le gravier et le sable.

Ceux-ci ont en effet souvent la même provenance. Ils ne diffèrent que par les dimensions, et la limite qui les sépare n'est pas bien caractérisée. Le chiffre de 5 millimètres comme grosseur de grains est considéré quelquefois, dans les travaux en béton armé, comme maximum pour le sable et minimum pour le gravier, mais le nom de sable s'entend aussi dans un sens général et peut comprendre le fin gravier, ainsi qu'on l'a fait remarquer plus haut.

On recommande de ne faire usage que de sable et de gravier tamisés afin de pouvoir régler en connaissance de cause le dosage relatif de ces matières. Les matériaux tout-venants ne donnent pas de bons résultats.

Le sable doit, comme le gravier, être dégagé de toute substance terreuse. Il doit être rude et criant à la main. Le sable à gros grains est seul admissible. Le sable fin ordinaire est à rejeter des travaux en béton armé.

**391. Pierraille et poussier.** — C'est aujourd'hui un fait bien connu que l'emploi des pierres cassées et du poussier substitués au gravier et au sable naturel dans la confection des bétons et mortiers procure une augmentation très notable de résistance. Aussi doit-il être de règle de recourir aux déchets de carrière chaque fois qu'il y a possibilité de le faire, c'est-à-dire lorsque l'on peut disposer de matériaux de ce genre à proximité des chantiers, leur prix étant avant tout réglé par la distance de transport.

En Belgique, on emploie actuellement beaucoup les résidus de concassage du porphyre. Les « plaquettes » sont des parcelles anguleuses de diverses dimensions allant jusque 5 millimètres d'épaisseur sur 20 à 25 millimètres de longueur. Il convient d'employer ce produit purgé de tout poussier, pour y mélanger ensuite sur le chantier la quantité de sable ou de poussier voulue.



Aux États-Unis, l'usage de la pierraille est également très répandu dans les travaux de bétonnage.

**392. Mâchefer, scories, etc.** — On utilise souvent dans la fabrication du béton les résidus fixes de combustion du charbon. Le mâchefer est considéré comme convenant le mieux pour cet usage, mais on emploie aussi les cendres ordinaires, principalement aux États-Unis. En Angleterre, on donne la préférence à la cendre de coke.

Quel que soit le produit employé, il est recommandable de le trier avec soin afin d'en écarter les particules de charbon ou de coke et les éléments trop friables et de ne laisser subsister que les scories plus ou moins vitrifiées.

Le béton de mâchefer est principalement usité dans la construction des hourdis de planchers. Les dalles armées de *métal déployé* (chap. II, nos 68-69), les voussettes ROEBLING (n° 86), etc., sont, aux États-Unis, presque exclusivement construites avec ce genre de béton. Il est employé aussi dans le système MATRAI (n° 114). On en fait usage également dans les hourdis de toitures (voy. n° 194) et certains ont voulu même l'appliquer à la construction des poutres de planchers.

Le béton de mâchefer est économique, sa légèreté est très grande comparativement au béton de gravier ou de pierraille (voy. n° 398). Par suite de sa porosité, il isole mieux contre la chaleur (voy. chap. V, n° 628) et offre plus de résistance au feu (n° 626). Il transmet également moins bien le son (n° 629) et absorbe mieux l'humidité de l'air (n° 627). Enfin il se laisse pénétrer par les clous, découper à la scie, etc. (n° 630).

Ces caractères spéciaux que l'on exalte encore en mettant le béton en œuvre avec beaucoup d'eau et sans le damer (voy. n° 404), expliquent suffisamment l'usage qui en est fait. Mais son emploi est restreint par deux inconvénients sérieux :

Le béton de scories n'atteint pas la même résistance que celui de gravier ou de pierraille et l'on ne peut adopter pour ce genre de béton les taux de travail usités pour le béton ordinaire (voy. chap. IV, n° 556). Il n'est donc recommandable de l'employer que pour les dalles-hourdis de faible portée portant des surcharges réduites.

On a également reproché à ce genre de béton (voy. chap. V, n° 622) d'offrir un certain danger pour la conservation du métal incorporé, par suite des impuretés que contiennent souvent les matières employées. A ce point de vue, on conçoit toute l'importance d'un choix bien fait et d'un triage soigneusement exécuté. Le béton de cendres ordinaires



de houille ne semble pouvoir être recommandé que pour des constructions temporaires.

Dans les mêmes conditions que le mâchefer, on emploie également dans certains pays la *Pierre ponce*, les *tufs volcaniques*, etc., (voy. chap. II, n° 71) qui offrent les mêmes avantages. Au point de vue de la résistance, l'inconvénient est également le même.

**393. Dosage.** — La proportion des matières dépend évidemment de la nature de l'ouvrage. Le plus souvent, c'est la *résistance* que l'on a en vue ; quelquefois (pour les tuyaux, les réservoirs, etc.), il faut avoir égard en outre à l'*imperméabilité*.

Si l'on envisage la question de *résistance*, on peut démontrer, ainsi qu'il sera fait plus loin au chapitre IV, § 5, que théoriquement il y a un avantage économique à employer du béton à fort dosage, tout au moins pour les pièces travaillant principalement à la compression (voy. n° 615) telles que les piliers et autres pièces droites, les tuyaux soumis à une pression extérieure et les voûtes. Cet avantage n'existe pour les pièces droites fléchies (n° 616), que lorsque le béton riche est combiné avec l'emploi de l'acier.

Mais on verra aussi que ces conclusions ne peuvent être considérées comme générales en pratique et que d'ailleurs le béton à dosage élevé présente, au point de vue des retraits, de sérieux inconvénients (chap. V, n° 625).

En fait, les ouvrages en béton armé dans lesquels les conditions de stabilité sont seules en jeu se construisent en général avec une teneur en ciment comprise entre 250 et 450 kilogrammes de ciment par mètre cube de béton mis en place.

Certains constructeurs appliquent, dans un but d'économie, des dosages différents aux diverses parties, plus ou moins sollicitées, d'une même construction. Ce procédé ne semble pas toujours recommandable, surtout lorsque l'ouvrage est destiné à jouer le rôle d'un monolithe. La pratique a fait reconnaître, en effet, que la surface de contact de deux bétons de dosages différents, alors même qu'ils sont posés en même temps, est toujours un joint de plus facile rupture.

Nous croyons devoir faire remarquer à nouveau que la résistance et, en général, les qualités du béton dépendant non seulement de la teneur en ciment, mais aussi de la nature des graviers, pierres et sables employés à sa confection, il est de toute évidence que le dosage doit varier avec la provenance des matières qui forment le squelette du béton, si l'on veut obtenir un agglomérat de qualité déterminée. Si donc l'on ne possède point de résultats d'essais faits avec



le sable ou le gravier que l'on désire employer, des expériences spéciales sont très utiles. C'est là un point qui a pu être perdu de vue dans les travaux de bétonnage en massifs, mais pour les bétons armés, il est d'une grande importance.

Les renseignements donnés sur les dosages ne doivent donc pas être considérés comme des chiffres absolus lorsqu'ils n'indiquent pas la provenance des matériaux, ce qui est le cas général.

En Allemagne, en Autriche, en Angleterre, aux États-Unis, etc., les formules de dosage sont généralement données en *volume* tant pour le ciment que pour les matières inertes. En France, le ciment est dosé au *poids* et les matériaux du squelette au volume.

De nombreux chiffres de dosage ayant été donnés au chapitre précédent, à propos de chacun des systèmes, il suffira de rappeler les formules les plus usitées.

**394. Dosages en volume.** — Dans les constructions du système **MONIER**, le dosage est exprimé simplement en ciment et sable (voy. n° 390). La proportion employée pour les dalles de planchers (chap. II, n°s 62-63) est : 1 ciment, 3 sable.

Ce dosage est un maximum que l'on ne maintient pas pour les pièces plus fortes. Dans les voûtes (n° 242), on descend souvent à 1 : 4 ou 1 : 4 1/2.

Ces proportions sont également adoptées par la plupart des systèmes similaires de hourdis de planchers. On n'emploie guère de composition plus maigre que 1 : 5, sauf dans des cas spéciaux où le béton travaille peu

Lorsque le béton est bien damé, on admet que le mètre cube renferme en moyenne les poids de ciment indiqués ci-dessous pour chacun des dosages :

1 : 3 . . . . .	450 kilogrammes.
1 : 4 . . . . .	350 —
1 : 5 . . . . .	300 —

Ces chiffres varient avec la nature du sable, la densité du ciment, etc.

Lorsque le sable et le gravier (ou la pierraille, ou le mâchefer) sont dosés séparément<sup>1</sup>, la proportion de matières inertes devient plus

<sup>1</sup> Même lorsque l'on fait usage de gravier assez gros, on ne renseigne quelquefois que la proportion globale des matières inertes par rapport au ciment. La formule 1 : 6 signifie alors 1 : 2 : 4 ; de même 1 : 9 s'entend pour 1 : 3 : 6.



forte. Le volume de gravier ou de pierraille et celui du sable sont généralement entre eux dans la proportion de 2 à 1 environ.

La formule du système MELAN (chap. II, n° 256) : 1 ciment, 2 sable, 4 gravier ou pierraille, représente la moyenne des dosages de ce genre qui varient depuis 1 : 2 : 3 ou 1 : 1 1/2 : 4 jusque 1 : 2 : 5. Plus rarement on adopte 1 : 2 1/2 : 5 qui correspond à une proportion de 250 kilogrammes environ de ciment par mètre cube de béton damé. Quelquefois on descend même à 1 : 3 : 6; mais, avec un dosage aussi maigre, on est conduit à renforcer la proportion de ciment et de sable autour des armatures de façon à assurer l'adhérence. Ce procédé n'est évidemment praticable que lorsque les armatures sont très espacées.

**395. Dosages en poids.** — Pour les constructions MONIER, le dosage adopté d'habitude en France est : 400 ou 450 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable.

Ces proportions sont également celles que suivent les constructeurs de planchers dont les systèmes ne comportent pour les poutres et hourdis que de faibles épaisseurs. La quantité de ciment descend cependant souvent à 300 kilogrammes par mètre cube de sable. C'est le dosage que l'on adopte dans les constructions du système EDMOND COIGNET (voy. chap. II, n° 109). On se contente même de 250 kilogrammes de ciment dans les hourdis épais. Le sable renferme une certaine proportion, la moitié au maximum, de fin gravier.

Dans les constructions du type HENNEBIQUE, il est d'usage de doser séparément le gravier (ou la pierraille) et le sable. Jusque dans ces derniers temps, M. HENNEBIQUE a employé le plus souvent la formule suivante :

Ciment . . . . .	300 kilogrammes.
Sable . . . . .	0,400 mètre cube
Gravier ou pierraille . . . . .	0,850 <sup>1</sup> —

Le volume des matières ci-dessus donne en moyenne, sur les chantiers, 1,1 mètre cube environ de béton mis en place et damé. Chaque mètre cube de béton fini contient donc environ 275 kilogrammes de ciment.

M. HENNEBIQUE n'emploie cependant le dosage à 300 kilogrammes de ciment que lorsque le béton est fabriqué à la main. Si l'on fait

<sup>1</sup> Si l'on compte le ciment à 1 400 kilogrammes le mètre cube, ce dosage est exprimé en volume par la formule : 1 ciment, 1,9 sable, 4 gravier ou pierraille.

usage du malaxeur, il se contente de 250 kilogrammes de ciment pour les volumes de matières inertes ci-dessus indiqués. Le béton qu'il obtient ainsi lui donne même, dit-il, malgré cette réduction de la quantité de ciment, des résultats meilleurs, à cause de la supériorité du malaxage mécanique.

Dans ces dernières années, M. HENNEBIQUE a modifié sa formule de dosage, tout au moins pour certaines de ses constructions.

Le poids de ciment restant le même, la proportion de sable a été diminuée par rapport à celle du gravier ou de la pierraille dans le cube total des matières inertes. La quantité de sable est réduite à la moitié du volume *des vides* du gravier, lequel est porté à 1 mètre cube. La formule devient :

Ciment . . . . .	300 kilogrammes.
Sable . . . . .	0,15 à 0,25 mètre cube.
Gravier ou pierraille. . . . .	1,00 —

Ce dosage donne un béton plus creux que le précédent, mais le mortier que forme le sable et le ciment est plus riche. Pour obtenir de bons résultats avec cette formule, il importe que le béton soit malaxé avec une assez grande quantité d'eau de façon à amener une distribution égale du ciment et du sable dans la masse du gravier, mais il faut prendre les précautions voulues pour que l'eau ne délave pas le béton.

Les systèmes similaires au système HENNEBIQUE ont adopté des formules de dosage analogues aux proportions citées en premier lieu.

Dans le système BOUSSIRON (chap. I, nos 103 et 130), les *hourdis* et *voteaux* sont construits d'après la formule suivante :

Ciment . . . . .	300 kilogrammes.
Sable . . . . .	0,50 mètre cube.
Gravier . . . . .	0,70 —

Ces deux derniers chiffres varient avec la nature des matériaux, leur somme restant égale à 1,200 mètre cube. Dans les *poutres*, la quantité de ciment est portée à 350 kilogrammes afin d'améliorer l'adhérence à l'armature.

**396. Constructions étanches.** — A proprement parler, le béton de ciment, de même que toutes les maçonneries, est perméable à l'eau. Au début, les filtrations peuvent être assez importantes, mais le béton



se colmate peu à peu par le dépôt des sels calcaires, et l'étanchéité augmente avec le temps. Elle est d'autant meilleure, surtout au début, que la teneur en ciment est plus élevée.

L'épaisseur du béton riche ne doit pas être considérable. Dans la construction des réservoirs, où la résistance demande quelquefois de fortes épaisseurs, un enduit intérieur en mortier à haut dosage (voy. n° 443) peut suffire pour assurer l'étanchéité et l'on peut faire usage, pour le corps des parois, de béton ordinaire.

C'est la solution que l'on adopte pour les réservoirs du système HENNEBIQUE (chap. II, nos 360 et 368); mais, dans ces constructions, le dosage du béton ne descend jamais en dessous de 300 kilogrammes de ciment pour les volumes de matières inertes indiquées plus haut.

D'autres constructeurs, qui s'appliquent spécialement à l'exécution de réservoirs et tuyaux à parois peu épaisses, modifient la composition du béton. La différence porte, d'une part, sur la teneur en ciment qu'ils élèvent assez fortement, et, d'autre part, sur le squelette du béton qu'ils préfèrent rendre plus fin. Ils mélangent au gravier une plus grande proportion de sable, ou ne se servent que de sable seul.

Le béton devient alors un mortier riche. Exprimé en volume, le dosage est 1 : 2 ou 1 : 1 1/2. En poids, on le proportionne à raison de 700 à 800 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable.

Un dosage élevé en ciment n'a pas d'ailleurs pour seul effet de rendre le béton moins perméable; il améliore la résistance aux actions chimiques des liquides (voy. chap. V, n° 623) et donne moins de prise à l'usure produite par les sables que charrient les eaux courantes. Ces deux avantages sont notamment à considérer dans les tuyaux d'égouts.

L'imperméabilité est favorisée par un gâchage mou; on recommande donc de mettre en œuvre avec une quantité d'eau assez grande les mortiers destinés à ce genre de travaux, quoique cependant la qualité qui en résulte ne se manifeste qu'au début. On verra plus loin que la pratique du gâchage mou est généralement considérée comme défectueuse au point de vue de la résistance. On n'y a donc recours ici qu'à titre exceptionnel. Encore ne se concilie-t-elle guère qu'avec l'emploi des ciments à prise rapide (voy. n° 387).

**397. Travaux à la mer.** — Les conditions qu'impose l'imperméabilité se retrouvent en grande partie dans les travaux à la mer. On sait, en effet, que le béton de ciment, pour bien se comporter dans l'eau de mer, doit présenter une imperméabilité immédiate, ce qui exige de forts dosages. Mais il convient, d'autre part, que le mor-

tier ne soit pas poreux, ce qui motive l'exclusion des sables fins<sup>1</sup>.

Dans les constructions HENNEBIQUE, le béton des travaux à la mer est formé des mêmes matériaux que le béton ordinaire, mais la quantité de ciment du dosage-type est portée à 500 et 600 kilogrammes.

Par imitation de ce qui se fait dans les travaux ordinaires de bétonnage, on recommande quelquefois de gâcher le béton à l'eau de mer. Ce procédé n'a pas encore été appliqué à des constructions en béton armé. Il prête à de sérieuses objections, car on ne sait si l'armature ne serait pas attaquée par le sel incorporé dans le béton (voy. chap. v, n° 622) et si celui-ci même ne serait pas influencé défavorablement dans sa résistance.

**398. Poids du béton armé.** — Le poids du béton dépend de son dosage et surtout de la nature des matériaux du squelette.

Le mortier de ciment et sable pèse 1 900 à 2 100 kilogrammes le mètre cube. Pour le béton de gravier ou pierraille on a 2 100 à 2 300 kilogrammes le mètre cube.

Le poids des bétons de scories est notablement moins élevé. Il ne dépasse pas 1 100 à 1 300 kilogrammes le mètre cube.

On évalue généralement le poids mort des constructions en béton armé d'après leur volume global, armatures comprises. Si le béton pèse 2 300 kilogrammes, l'armature augmente ce poids de  $\frac{7\,800-2\,300}{100}$  = 55 kilogrammes le mètre cube pour chaque p. 100 de fer incorporé dans le béton. Comme la quantité de métal dépasse rarement 3 à 4 p. 100, on estime généralement le poids maximum des bétons armés à 2 500 kilogrammes le mètre cube.

## 2° MÉTAL

**399. Choix du métal.** — Jusqu'à présent le fer a été considéré comme offrant toutes les qualités voulues pour la composition de l'armature; mais l'acier s'emploie cependant concurremment et son usage se répand beaucoup. Dans les armatures à section profilée

<sup>1</sup> M. HENNEBIQUE a fait des essais d'un procédé ayant pour objet la protection des palplanches en béton armé contre l'action de l'eau de mer par imperméabilisation du béton. A cette fin, on immerge les palplanches dans un bain d'hydrocarbures. On obtient ainsi des pénétrations variant de 0,01 m. à 0,04 m. et 0,05 m., suivant la porosité de la matière. Il résulte d'essais faits sur des tuyaux traités de la même façon, que le béton est ainsi rendu parfaitement étanche, ce qui permet de croire que la masse intérieure, protégée contre la pénétration de l'eau de mer, sera à l'abri de son action destructive.



(types MELAN, WÜNSCH, BONNA, BORDENAVE, etc.), la préférence est aujourd'hui toujours donnée à l'acier. Le *métal déployé* est également de l'acier.

Le choix à faire entre les deux métaux est une question sur laquelle nous aurons à revenir en détail dans le chapitre suivant (n<sup>os</sup> 612-613). On verra qu'elle comporte des solutions différentes suivant l'état de sollicitation de la pièce. Il suffira de noter ici que, pour les solides fléchis, le choix dépend essentiellement de la résistance du béton employé. Dans ce cas, en effet, si l'on veut augmenter la résistance de la pièce, sans modifier sa section extérieure, il convient non seulement d'améliorer les qualités du béton, mais en même temps de renforcer l'armature, et l'on peut, à cet effet, sans en changer la section, faire usage d'un métal d'une limite d'élasticité plus élevée.

La substitution de l'acier au fer se recommande donc dans les pièces fortement sollicitées; mais elle doit correspondre à une amélioration de la qualité du béton.

Dans la pratique courante, où jusqu'à présent l'on n'a guère fait varier le dosage du béton, la substitution de l'acier au fer ne saurait amener de plus grandes résistances, à moins d'augmenter le taux de fatigue du béton. Si ce dernier taux est maintenu, il n'est possible de majorer le taux de travail de l'armature qu'en augmentant la hauteur de la pièce et le cube de béton.

On peut cependant faire valoir en faveur de l'acier que si on n'augmente pas le taux de travail de l'armature, on profite d'une plus grande sécurité, tout au moins du côté tendu de la pièce, et cet excès de résistance est obtenu sans dépense puisque l'acier est aujourd'hui de même prix que le fer.

**400. Fer.** — On se sert généralement du fer n<sup>o</sup> 3 bien laminé. En barres rondes, on peut exiger à la rupture une résistance de 32 à 36 kilogrammes par millimètre carré avec un allongement de 8 à 12 p. 100 mesuré sur 20 centimètres de longueur.

La résistance peut être plus forte pour les barres de petit diamètre et le fil de fer non recuit et, en général, lorsque le métal a subi un écrouissage (voy. chap. iv, n<sup>o</sup> 361).

Le fil de fer utilisé pour les ligatures doit être recuit.

**401. Acier.** — On fait usage de l'acier doux ou fer fondu employé dans la construction des ponts. La résistance à la rupture doit être au

moins de 42 et au plus de 50 kilogrammes par millimètre carré. L'allongement varie de 20 à 24 p. 100<sup>1</sup>.

On a préconisé quelquefois l'emploi d'un métal plus dur dans le but de pouvoir augmenter encore le taux de travail. D'après ce qui a été dit plus haut, la théorie ne peut justifier cette manière de voir. On ne fait d'ailleurs pas usage en pratique de l'acier dur qui exposerait sans doute aux mêmes inconvénients que dans la construction des ponts métalliques.

## § 2

### MISE EN ŒUVRE

#### 1° FABRICATION DU BÉTON

**402. Systèmes de fabrication.** — Le béton se prépare à la main ou par moyens mécaniques. A tous égards, ce dernier procédé est de beaucoup le meilleur. La production étant plus continue, le travail est plus régulier; on peut supprimer les reprises au bétonnage en journée courante, et l'on évite beaucoup de pertes de temps. La fabrication mécanique donne d'ailleurs un mélange d'une homogénéité plus parfaite, à tel point que l'on peut en profiter pour réduire la teneur en ciment.

Malgré ces avantages, le travail mécanique n'est pas d'un emploi général, eu égard aux frais spéciaux qu'entraînent l'acquisition ou la location et la mise en marche du matériel. On n'y a recours d'ordinaire que dans les travaux d'une certaine importance. Même pour ceux-ci, les entrepreneurs s'en passent volontiers si le service de contrôle ne l'exige pas avec insistance.

**403. Malaxage.** — Dans les deux systèmes, le béton se prépare comme un mortier ordinaire de ciment.

Les matières doivent tout d'abord être mélangées à sec. Le gravier et le sable dosés à la brouette ou au bac sont versés sur une aire et mélangés. Sur le tas, on verse la quantité de ciment voulue, puis l'on brasse à nouveau les matières.

Le malaxage à la main se fait au rabot par petites quantités additionnées d'eau successivement.

Pour l'acier employé à la fabrication du *métal déployé*, voy. n° 410.

CHRISTOPHE. — Le béton armé.

26.



La fabrication mécanique s'opère au moyen du malaxeur vertical. Il n'y a pas lieu d'employer le broyeur qui écrase les grains de sable, au détriment de la résistance du béton.

Les matières doivent être mélangées à sec à la main avant d'être introduites dans le malaxeur.

**404. Quantité d'eau.** — La quantité d'eau ajoutée pendant le malaxage varie dans des limites très larges. Elle dépend de la température. Elle doit être plus faible par un temps pluvieux, plus grande à midi que le matin et le soir. Elle dépend de la nature plus ou moins poreuse des matériaux employés et de leur état de siccité.

Elle varie enfin selon les habitudes du constructeur. Il existe en effet deux écoles dans les travaux de bétonnage : les uns préconisent le *béton sec* ; les autres préfèrent employer le *béton mouillé*.

En règle générale, cependant, pour les travaux en béton armé, on recommande d'ajouter au malaxage aussi peu d'eau que possible. Le gâchage mou a l'inconvénient de donner un béton poreux qui semble être plus déformable que le béton compact. Mais, d'autre part, il faut noter que le manque d'eau aurait le grave inconvénient d'amener une prise incomplète ou inégale.

Dans cet ordre d'idées, pour vérifier si la quantité d'eau est bien réglée, on prend un peu de béton dans la main et on le pétrit en boule. L'eau doit se montrer à la surface et, sur la main plate, la boule doit garder sa forme.

Mélangé et maintenu dans cette consistance, le béton se prête à un bon damage (voy. n° 433). Malaxé avec plus d'eau, il ne nécessite pas le même travail de pilonnage pour être mis en place. C'est ce qui fait quelquefois donner la préférence au béton mouillé, soit, dans certains cas, par esprit d'économie, soit simplement parce que l'armature ne se prête pas au pilonnage (voy. n° 430).

Cependant, pour certains cas spéciaux, le béton mis en place à l'état mou et non damé, offre des avantages qui peuvent justifier ce mode de construction. Nous avons déjà vu que ce procédé est favorable à l'étanchéité, et nous avons mentionné l'emploi qui en est fait, avec les ciments à prise rapide, dans la fabrication des tuyaux (voy. nos 387 et 396). Les bétons poreux ainsi obtenus et surtout ceux dans lesquels on fait usage de scories (n° 392) sont également de bons isolants contre le son et la chaleur et offrent une grande résistance à l'action du feu (voy. chap. v, nos 626, 628 et 629). Ce sont les qualités que l'on fait valoir pour en justifier l'emploi dans certains systèmes de planchers (voy. notamment chap. II, n° 86).



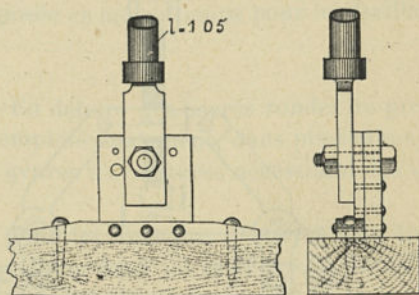
## 2° PRÉPARATION DES FERS

**405. Armatures non assemblées.** — Lorsque le système de construction ne comporte aucun assemblage entre les différentes pièces de l'ossature métallique, le travail de façonnage se réduit à des opérations très simples que l'on effectue en partie sur le chantier même et pour lesquelles des ouvriers spéciaux ne sont généralement pas nécessaires.

**406. Barres.** — Pour les barres principales de l'armature des systèmes MONIER, HENNEBIQUE, etc., le travail sur place comprend le cisailage, le façonnage des extrémités et le pliage.

Autant que possible, on fait en sorte que les barres soient livrées à longueur.

Lorsqu'elles sont de faible diamètre (système MONIER), on peut les couper très simplement à l'aide d'un levier agissant comme cisaille (figg. 733-734).



Figg. 733-734. — Cisaille.

Dans le système HENNEBIQUE, les extrémités des barres sont façonnées en crochets ou en pieds-de-biche. Cette dernière opération s'exécute à chaud si le diamètre de la barre dépasse 25 millimètres. Lorsque la fente est faite à froid, il y a danger de voir les morceaux de fer se détacher, même si le métal est de bonne qualité.

Les autres opérations se font aisément sans chauffage préalable. Il en est ainsi pour le pliage des barres courbes ou polygonales.

Pour les barres de très faible diamètre qui ne doivent recevoir qu'une courbure peu accentuée, ainsi que le cas se présente dans les voûtes MONIER, le pliage s'exécute quelquefois sur le cintre même et leur poids peut suffire à les maintenir dans la position voulue.

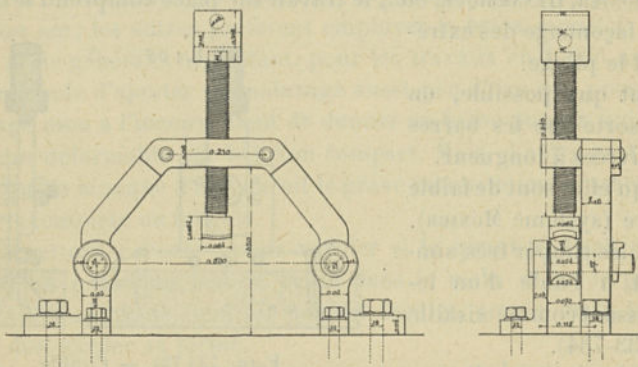
Lorsque les barres sont plus fortes, mais ne dépassent pas 15 millimètres de diamètre, on peut encore les plier sans outillage spécial. Il suffit de planter de grosses pointes sur une aire quelconque suivant le tracé à réaliser, et d'y appliquer la barre en la forçant à suivre la courbe ou le polygone ainsi indiqué.



Pour les barres de plus de 15 millimètres, on se sert pour les plier d'une presse à vis (figg. 735-736) ou de toute autre machine analogue.

Dans certains cas, la longueur des barres du commerce n'est pas suffisante et l'on doit assembler des tronçons bout à bout. On se contente souvent alors de les recroiser sur une certaine longueur et de les assujettir par une ligature. Ce procédé n'est cependant admissible que lorsque l'armature comporte un grand nombre de barres parallèles de petit diamètre dont on peut faire chevaucher les joints, ou lorsque les barres n'ont qu'un rôle secondaire (voy. chap. II, nos 63 et 354 ; voy. aussi n° 437).

S'il s'agit d'une tige de résistance de fort diamètre, il faut prévoir un assemblage spécial. On a vu que lorsque la barre est comprimée,



Figg. 735-736. — Presse à vis.

comme le cas se présente dans les colonnes (chap. II, n° 126) et dans certaines parties des voûtes (n° 274), il suffit de mettre les tronçons bout à bout en les maintenant par un manchon. S'il faut transmettre un effort de traction, l'assemblage est alors un manchon à vis ou tout autre dispositif de ce genre (voy. chap. II, nos 96 et 155).

**407. Ligatures, étriers et entretoises.** — Dans le système MONIER, toutes les liaisons entre barres se font avec du fil de fer de  $\frac{3}{4}$  millimètre ou 1 millimètre de diamètre. On l'emploie simple ou tressé à deux brins. On passe le fil autour des barres à réunir (fig. 737) et on tourne les deux bouts l'un dans l'autre à l'aide d'une pince.

Les étriers de poutres, en fer plat suivant le système HENNEBIQUE (voy. chap. I, fig. 37, n° 25), ou en fil de fer suivant d'autres systèmes, sont façonnés avant la pose. Le fer étant coupé à longueur voulue, on

le plie à la main sur un bout de fer, de même diamètre que les barres, fixé sur un établi. On plie ensuite les extrémités au marteau.

Ces différentes opérations sont très simples et s'exécutent rapidement lorsque le chantier est bien organisé.

Les entretoises des colonnes du système HENNEBIQUE sont des fers plats poinçonnés (voy. chap. I, fig. 92, n° 52). Elles sont généralement préparées en dehors du chantier.

Il est bon cependant d'installer à pied d'œuvre une machine à poinçonner. Celle-ci peut être disposée en même temps pour le cisailage des barres et des étriers.

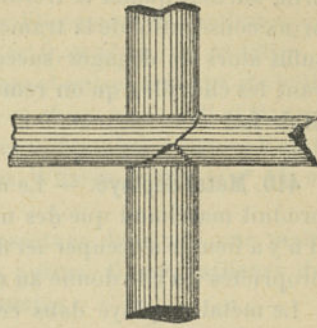


Fig. 737. — Ligature.

**408. Systèmes spéciaux.** — En dehors des barres rondes ou profilées, nous avons vu que l'on emploie également, dans plusieurs systèmes de béton armé, certains genres d'armatures nécessitant des travaux de façonnage spéciaux.

Il en est ainsi notamment pour les armatures formées d'un *tissu* ou d'un *grillage métallique*, comme dans les systèmes RABITZ, COTTANCIN (chap. I, n° 17), LILIENTHAL (n° 18), ROEBLING (n° 44), etc., ou d'un treillis provenant d'une tôle découpée et étirée comme le *métal déployé* (n° 17) ou encore de barres *tordues* comme dans les systèmes RANSOME et HABRICH (n° 22).

**409. Système Cottancin.** — Les tissus et grillages métalliques se trouvent aisément dans le commerce et sont livrés tout faits sur les chantiers. Leur mode de fabrication ne présente donc pas d'intérêt pour le constructeur.

Il suffira de dire ici quelques mots de l'armature COTTANCIN qui peut s'exécuter d'après les dimensions du plancher à construire.

Pour fabriquer un treillis COTTANCIN (chap. I, figg. 19-20), on se sert d'une sorte de métier formé de barres de fer plat posées sur des tréteaux à la distance voulue. Ces barres sont percées de trous dans lesquels on place des chevilles de fer. L'ouvrier commence par exécuter la trame du treillis en tendant le fil entre les chevilles. La trame terminée, il passe à l'exécution de la chaîne en ayant soin de faire passer le fil alternativement au-dessus et au-dessous de la trame.



Toutefois, comme il serait difficile d'opérer ce recroisement brin à brin, surtout quand le treillis est serré, on laisse généralement deux brins consécutifs de la trame au-dessus et au-dessous de la chaîne. Il suffit alors de dégager successivement les boucles extrêmes en enlevant les chevilles qu'on remet en place aussitôt après avoir passé le fil de fer.

**410. Métal déployé.** — Le métal déployé (chap. I, figg. 21-22) est un produit marchand que des usines spéciales livrent prêt pour l'usage. Il n'y a lieu de s'occuper ici de cette fabrication qu'au point de vue des propriétés qu'elle donne au métal.

Le métal employé dans cette fabrication est un acier extra-doux, de qualité supérieure, aussi pur que possible. Ces qualités sont indispensables pour l'exécution du travail. La résistance à la rupture est de 35 à 40 kilogrammes par millimètre carré. Le coefficient d'allongement mesuré sur 10 centimètres est de 25 à 26 p. 100.

Le travail de la tôle comprend un découpage en lanières en même temps qu'un étirage ou développement de chaque lanière en demi-losanges par poussée ou traction perpendiculaire à la tôle. L'allongement donné aux lanières est de 6 à 7 p. 100.

**411. Système Ransome.** — La torsion des barres du système RANSOME (voy. chap. I, n° 22, fig. 27, et chap. II, n° 105) se fait à froid sur le chantier même. On se sert à cet effet d'un tour ordinaire. La barre est fixée par une extrémité à la poupée mobile ou au plateau tournant et par l'autre à la poupée fixe.

Il résulte d'essais faits par M. RANSOME que cette opération modifie considérablement les propriétés du métal. Pour une torsion de 2 à 10 spires par mètre, un métal résistant à 40 kilogrammes par millimètre carré avec 24 kilogrammes de limite d'élasticité a ses deux limites élevées respectivement à 56 et à 45 kilogrammes. D'après d'autres essais, l'accroissement de résistance pour une barre de  $19 \times 19$  mm en fer ordinaire serait de 3 p. 100 à 24 p. 100 pour un nombre de tours par mètre allant de 1,25 à 20. Un métal d'une autre qualité a donné 53 p. 100 pour 20 tours.

**412. Système Habrich.** — Contrairement au système précédent, la torsion des fers plats du système HABRICH (voy. chap. II, n° 73) se fait à chaud. Cette opération s'exécute à l'usine qui lamine le métal.

**413. Armatures assemblées.** — Certains systèmes de construction

en béton armé comportent une ossature métallique dont les éléments sont assemblés les uns aux autres de façon à posséder une stabilité propre et à pouvoir être érigée avant l'établissement des coffrages ou la mise en œuvre du béton (voy. chap. I, n° 9, et chap. III, n° 425).

Tels sont notamment, dans les planchers et autres travaux de bâtiment, les systèmes BONNA (chap. I, n° 34, et chap. II, n° 158) et MATRAI (chap. I, n° 36, et chap. II, n° 114); dans les voûtes, les systèmes MELAN (chap. I, n° 43, et chap. II, n° 256) et WÜNSCH (chap. I, n° 44, et chap. II, n° 270).

Dans ces systèmes, le montage de l'ossature demande une main d'œuvre plus considérable que dans les autres. Il est d'ailleurs du genre de la construction métallique ordinaire.

### 3° COFFRAGES

**414. Procédés de construction des ouvrages en béton armé.** — Pour la réalisation de la construction définitive, deux procédés sont en usage : Ou bien l'ouvrage est tout entier exécuté à son emplacement, ou bien certaines parties, et quelquefois même tous les éléments, sont moulés à l'avance dans un chantier séparé. Dans ce dernier cas, les pièces ne sont mises en place que lorsque leur âge est suffisant pour qu'elles puissent non seulement se prêter au transport et supporter leur propre poids, mais même, le cas échéant, être chargées des échafaudages, matériaux, etc., à mettre en œuvre pour l'assemblage définitif.

Le premier procédé est le plus fréquent dans les ouvrages de quelque importance. Les exceptions que comporte la règle du moulage sur place ont déjà été mentionnées, pour la plupart, au cours de la description des systèmes (chap. I et II). Il est utile de les passer à nouveau en revue avec quelque méthode avant d'entamer la description des coffrages.

**415. Utilisation de pièces moulées d'avance.** — Pour les systèmes de *planchers* où le béton armé se restreint à la construction des *hourdis*, il y a évidemment avantage, lorsque celui-ci affecte la forme de *dalles* (voy. chap. II, § 1, 1° A), à fabriquer celles-ci à l'avance. Les moules sont plus économiques et la mise en place peut se faire en toute saison. La construction peut être poursuivie sans interruption motivée par la prise du béton. Aussi ce mode d'exécution est-il souvent préféré dans les planchers du système MONIER



(voy. n° 62) pour les constructions à édifier rapidement ou en mauvaise saison. Les hourdis des systèmes STOLTE (chap. II, n° 71), RÖSSLER et AMBROSIUS (n° 72) se posent également sans échafaudage.

Lorsque le plancher est établi tout entier en béton armé, le procédé du moulage sur place est au contraire de règle générale, surtout dans les systèmes qui ont pour principe de réaliser une construction *monolithique*, tels que les systèmes HENNEBIQUE, RANSOME, etc. Dans les planchers de ce genre, il n'est fait usage de pièces moulées d'avance qu'à titre exceptionnel lorsque la construction sur place serait impossible. C'est le cas qui se présente notamment pour le hourdis supérieur des planchers creux à nervures non apparentes (voy. n° 442).

Certains constructeurs ont voulu s'affranchir des sujétions et dépenses que comporte l'établissement sur place des coffrages et ils ont cherché à construire les poutres à l'avance.

Les systèmes EDMOND COIGNET (chap. I, n° 33, et chap. II, n° 409) et COTTANCIN (chap. I, n° 33, et chap. II, n° 412) sont combinés en vue de ce mode d'exécution qui s'applique également quelquefois au système BONNA (chap. I, n° 34). Les poutres moulées à terre sont levées et mises en place à l'âge de trois à quatre semaines. Elles portent le cintre sur lequel on moule le hourdis. Dans le système COIGNET, on réserve à cet effet dans les poutres des trous cylindriques horizontaux et transversaux dans lesquels on passe des boulons qui portent des madriers supportant le couchis. Dans le système COTTANCIN, le hourdis est moulé sur des plaques prenant appui sur des rebords faisant partie des poutres (voy. n° 442). Dans l'un et l'autre système, le treillis qui forme armature du hourdis est rattaché au préalable à la barre supérieure de la poutre.

L'idée mère de ce procédé est séduisante en elle-même. Si l'on donne en effet aux nervures la résistance voulue pour fonctionner sans hourdis pendant la période d'exécution et porter ainsi en toute sécurité les charges provisoires, la construction est grandement facilitée, car on peut supprimer les étais de support et établir le hourdis comme on le ferait pour un plancher à poutrelles métalliques. Mais les systèmes dont il s'agit prennent soin d'assurer la solidarité des nervures et du hourdis, ce qui fait supposer qu'ils comptent sur celui-ci pour fournir aux poutres la résistance qui leur sera nécessaire lors de la mise en service du plancher. Les poutres n'offrent donc pendant l'exécution qu'une faible part de leur résistance finale. En pratique, on se passe d'ailleurs rarement des étais.

Dans ces conditions, la construction peut être économique, mais se trouve encore astreinte à des sujétions analogues à celles du moulage



sur place. Il est d'ailleurs à craindre que la solidarité réalisée entre les nervures et le hourdis ne soit plus celle sur laquelle la théorie compte, puisque les deux éléments de la poutre sont d'âges différents. On verra plus loin (n° 434) que l'homogénéité du béton de ciment implique dans la mise en œuvre une continuité qui est loin d'être réalisée par le procédé dont il vient d'être question.

Il semble donc *a priori* que la fabrication des poutres à l'avance ne se recommande que lorsque ces pièces ne sont pas destinées à être soudées avec le hourdis pour former un plancher monolithe. On peut, en effet, construire un plancher en béton armé comme un plancher en bois ou en fer dont tous les éléments fonctionnent ou sont supposés fonctionner séparément. Les poutres, de forme rectangulaire, reçoivent alors immédiatement leur section définitive et le hourdis est formé de dalles également moulées d'avance, qui sont simplement posées sur les poutres sans assemblage d'armature à armature.

Ce procédé est absolument irréprochable au point de vue de la sécurité si l'on a soin de ne mettre en œuvre les différentes pièces du plancher qu'après un mois environ et de prendre les précautions voulues dans leur manutention. Aussi est-il préconisé par certains auteurs.

Les partisans de ce système d'exécution font valoir en sa faveur des avantages analogues à ceux que l'on invoque pour les dalles-hourdis fabriquées à l'avance : La fabrication des poutres dans un atelier peut être rendue beaucoup plus économique que le moulage sur chantier ; elle donne la possibilité d'essayer toutes les pièces avant leur mise en œuvre ; le montage d'un plancher devient beaucoup plus facile et plus rapide s'il ne comporte plus de travail de bétonnage mais une simple mise en place de pièces finies ; il peut être fait en mauvaise saison sans que des retards en résultent ; enfin, le plancher étant capable immédiatement de supporter les surcharges après sa mise en place, les travaux peuvent être poursuivis sans interruption. Le procédé n'est d'ailleurs préconisé que pour les travaux de bâtiment de nature courante.

Examinant la question au point de vue théorique, nous montrons plus loin que la poutre rectangulaire, quoique plus économique que la poutre en T (nervure avec hourdis solidaire) (voy. chap. iv, n° 600) lorsqu'elle est considérée isolément, perd cet avantage en pratique, par suite de la limitation de hauteur à laquelle on est astreint et surtout à cause de la présence du hourdis que la poutre en T utilise comme élément de résistance propre, alors que la poutre rectangulaire n'en fait pas usage (voy. n° 602). Nous avons, d'autre part, déjà fait remarquer que les poutres devant, dans ce système,



être mises en place entières, leur poids ne peut dépasser une certaine limite, ce qui impose d'en réduire la section et par suite d'en diminuer l'espacement autant que possible (voy. chap. II, nos 109 et 112). On peut encore ajouter que le plancher à éléments solidaires offrira toujours moins de raideur et moins de résistance aux charges concentrées que le plancher monolithe (voy. chap. V, n° 619).

Ces considérations expliquent la préférence que les constructeurs spécialistes du béton armé accordent, en général, aux planchers monolithes et moulés tout entiers à leur emplacement définitif.

On a vu précédemment (chap. I) que d'autres procédés de construction encore ont été imaginés pour réduire l'importance du moulage sur place. Le système SIEGWART (n° 36) forme le plancher de tubes creux fabriqués d'avance et constituant à la fois les poutres et le hourdis. D'autres systèmes (BUSO, VIENNOT) (n° 33) ont cherché la solution du problème dans le sectionnement des poutres en tronçons. La pratique montrera ce qu'il faut attendre de ces procédés. En ce qui concerne ce dernier, on ne voit pas *a priori* quels peuvent être ses avantages, puisqu'il ne dispense pas de l'emploi des échafaudages et ajoute au système habituel l'incertitude d'une bonne jonction entre les éléments moulés à l'avance.

Les procédés d'exécution qui viennent d'être définis ci-dessus en prenant comme exemple l'exécution d'un plancher se retrouvent également dans tous les autres genres de constructions.

Les *dalles Monier*, fabriquées en chantier séparé, ne s'emploient pas seulement comme *hourdis de planchers*, de *toitures* (n° 195) et *platelage de ponts* (n° 222), etc., mais également comme *cloisons* (n° 135), *plaques de soutènement* (n° 298) et de *revêtement* (n° 307), *dalles de trottoirs* (n° 383), etc. Ces applications ont été décrites au chapitre II. On a également signalé le même procédé pour les *marches d'escalier* (n° 181).

D'une façon générale, d'ailleurs, on conçoit que le moulage sur place ne s'applique guère aux pièces de petite dimension et qu'il y a grande économie à les exécuter d'avance, surtout lorsque l'on doit en mettre en œuvre un certain nombre de mêmes dimensions. C'est ainsi que, dans les constructions HENNEBIQUE elles-mêmes, il est d'usage de mouler d'avance les *linteaux*, *seuils*, *meneaux de fenêtres*, *cloisons minces* et autres pièces de même nature.

A part ce cas spécial, les constructions du type *monolithe* s'exécutent généralement sur place, de façon à assurer l'homogénéité et la solidarité la plus parfaite de tous les éléments.

Un exemple du système contraire signalé au chapitre II (*magasins*



à sucre de Calais, n° 154) fait ressortir les caractères qui différencient les deux procédés.

Il est à peine nécessaire d'ajouter que l'exception devient la règle dans les travaux de *canalisation* (voy. chap. II, § 8). Le moulage sur place ne s'applique qu'aux conduites et galeries de grandes dimensions. Les conduites d'un diamètre inférieur à 2 mètres ou 2,50 m. se construisent par tronçons en chantier séparé. Les procédés employés à cet effet seront décrits plus loin, dans un paragraphe spécial (5°, n°s 445-447).

On a fait remarquer plus haut (chap. II, n° 323) que les travaux de *fondation* en terrain perméable ou immergé ne sauraient être réalisés en béton armé moulé sur place. C'est ce qui motive l'emploi de *pieux et palplanches* ou de *caissons* descendus par battage, fonçage ou échouage. La fabrication des pieux et des palplanches, ainsi que leur mise en fiche, feront également l'objet d'un paragraphe séparé (6°, n°s 448-449).

Dans l'étude des coffrages, dont on s'occupera en premier lieu, on envisagera d'abord les cas où la construction en béton armé s'exécute à l'emplacement définitif.

**416. Construction des coffrages. Conditions générales.** — La construction des coffrages ne peut guère être étudiée que sur exemples; elle ne comporte point de données générales, mais les principes suivants sont d'application courante :

Les coffrages doivent présenter la résistance et la raideur nécessaires pour pouvoir supporter, sans déformation appréciable, le poids et la poussée du béton, les effets du pilonnage et le poids des hommes employés au travail.

Ils doivent être agencés de façon à permettre le démoulage; la pose et le démontage ne doivent nécessiter aucune main-d'œuvre compliquée; ils doivent se prêter à un étançonnage facile et à des moyens de consolidation simples. Si la construction comporte plusieurs éléments de mêmes dimensions, un même coffrage doit pouvoir être utilisé plusieurs fois.

Les surfaces en contact avec le béton doivent être aussi lisses que possible, de façon à réduire au minimum le travail de ragréement.

Ils doivent être constitués de matériaux économiques. Généralement les coffrages se font en bois.

Les planches dont ils se composent doivent être disposées de façon à pouvoir se gonfler sous l'influence de l'humidité du béton, sans provoquer une déformation du coffrage.



Il convient que celui-ci présente une certaine étanchéité afin que l'excès d'eau du béton n'entraîne pas le ciment en s'écoulant.

**417. Hourdis de planchers à poutrelles.** — Lorsqu'il s'agit d'exécuter en béton armé un hourdis en forme de dalle ou de voussette prenant appui sur des poutrelles métalliques (ou quelquefois des solives en bois), le mode de construction est identiquement celui des hourdis en maçonnerie ordinaire.

Le moulage se fait sur un faux plancher ou cintre suspendu aux poutrelles.

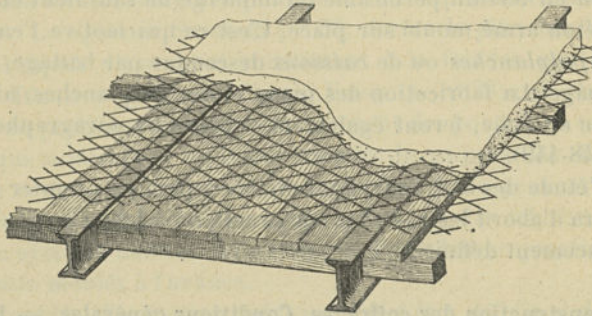


Fig. 733. — Exécution des dalles-hourdis armées de métal déployé.

Le type le plus simple, dont la figure 738 représente l'emploi pour un hourdis armé de *métal déployé*, comporte un couchis plat reposant sur des traverses qui prennent appui sur les ailes inférieures des poutrelles.

Un autre exemple de plancher de moulage est représenté dans les figures 343-344, relatives à une *toiture de la fabrique de ciment d'Heidelberg* (voy. chap. II, n° 198).

Lorsque le hourdis affecte la forme d'une voussette, les traverses sont découpées suivant la courbure voulue.

Si la dalle-hourdis doit prendre appui sur les semelles inférieures des poutrelles, les traverses du plancher de moulage sont suspendues à l'aide de crochets aux rebords de ces semelles.

Il existe un très grand nombre de dispositifs ayant pour but de faciliter le montage et démontage de ces planchers et cintres provisoires et de permettre l'adaptation d'un même appareil à des espaces différents entre poutrelles. Le couchis plat ou arqué sur lequel le béton est déposé et pilonné est toujours construit en bois, mais les traverses, droites ou courbes, sont généralement formées de tringles

en fer que l'on suspend aux semelles des poutrelles, à l'aide de crochets spéciaux.

Pour éviter que le ciment n'adhère au bois du couchis, on enduit celui-ci de savon ou d'huile minérale<sup>1</sup>, mais le procédé le plus employé consiste à garnir le couchis de papier fort, de toile ou de jute.

Indépendamment de la réduction de dépense en ciment pour enduit, ce procédé a pour avantage de supprimer le travail de grattage que demandent les bois du coffrage lorsqu'on les laisse en contact avec le béton.

Certains systèmes de planchers, offrant la répétition d'un grand nombre de voatures ou caissons de mêmes dimensions, utilisent des moules garnis de tôles minces dont l'emploi permet, dans certains cas, de supprimer les enduits. Il en est ainsi notamment dans les différents systèmes de hourdis imaginés par M. KOENEN (voy. chap. II, nos 78, 79 et 199).

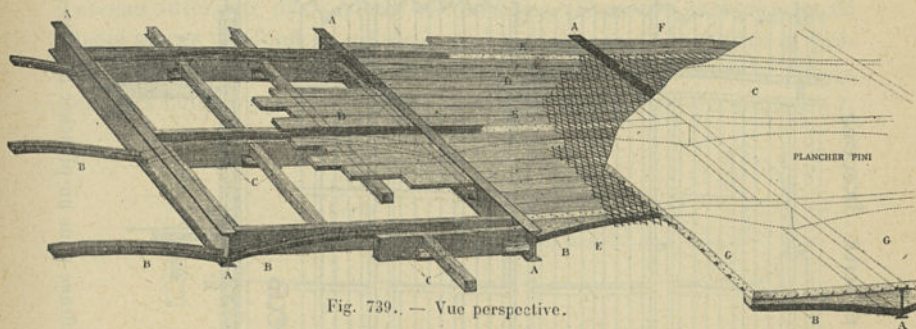


Fig. 739. — Vue perspective.

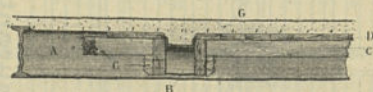


Fig. 740. — Coupe d'une nervure.

Fig. 739-740. — Exécution d'un hourdis système GOLDING.

A, poutrelles; B, fers U cintrés; C, traverses et longrines du coffrage; D, couchis; E, béton des nervures; F, armature en métal déployé; G, plancher fini.

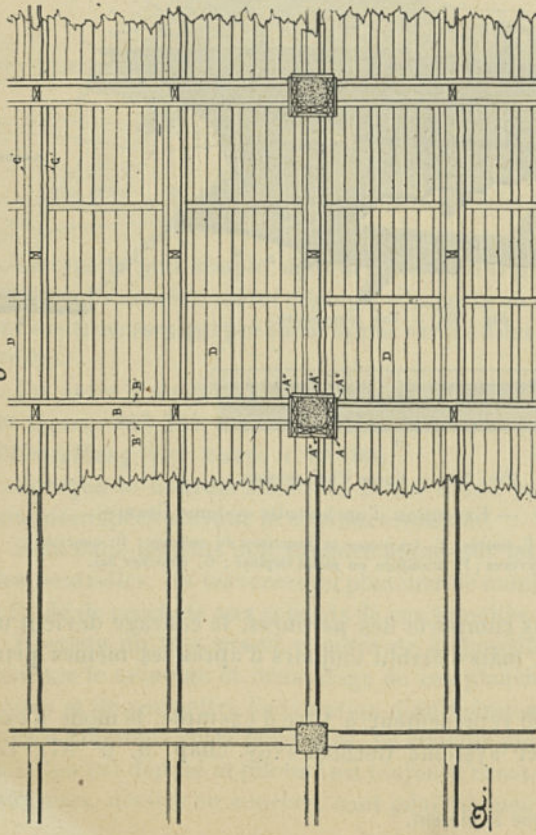
Lorsque le hourdis comporte des *nervures*, le coffrage devient un peu plus compliqué, mais s'établit toujours d'après les mêmes principes.

Les figures 739-740 représentent, à titre d'exemple, le mode d'exécution d'un plancher système GOLDING (voy. chap. II, n° 87). Les

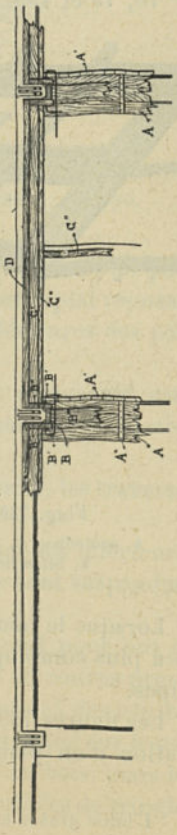
<sup>1</sup> L'huile grasse attaque le ciment.



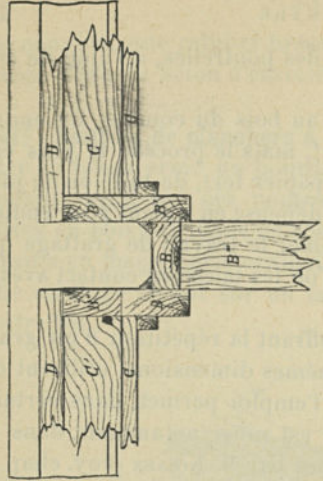
Plan donnant le boisage d'une travée.



Coupe suivant AB.



Poutres principales.



Poutres secondaires.

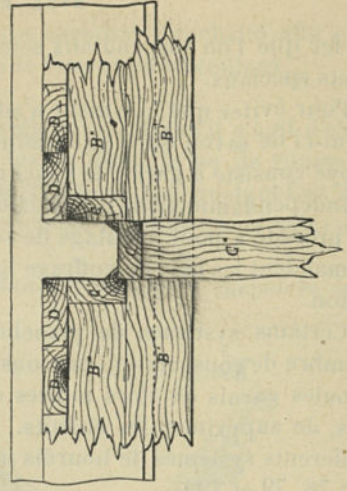


Fig. 744-744. — Coffrage pour un plancher à poutres, système HENNEBIQUE.

renforts arqués sont moulés sur les arcs métalliques en fer U et entre deux madriers que l'on accole à ceux-ci. Des longrines prenant appui sur ces madriers supportent le couchis plat sur lequel on moule la dalle armée de métal déployé.

**448. Planchers monolithes.** — On trouvera ci-après la description du coffrage d'un *plancher à poutres* du système HENNEBIQUE. Ce coffrage, conforme au type habituel, est représenté par les figures 744-744. Le plancher pris comme exemple est du type ordinaire et comprend des poutres principales, des poutres secondaires et un hourdis.

Pour la construction de ces coffrages, on fait usage de préférence de gîtes de  $6,5 \times 18$  cm. ou de  $6,5 \times 16$  cm. Les faces en contact avec le béton sont rabotées.

Les piliers (voy. n° 421) et murs de support étant terminés, on commence par faire le moule des poutres principales jusque près du niveau inférieur des poutres secondaires. Ce moule se compose de trois pièces : le fond B, qui doit avoir la largeur de la poutre et présenter en outre la longueur exacte de la pièce entre murs et piliers et deux côtés ou joues B', dont les longueurs sont indéterminées.

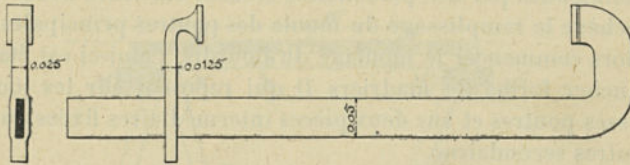


Fig. 745-746. — Serre-joints.

On a soin de donner au fond du moule l'emplacement exact prévu par les plans. Les deux joues sont maintenues en place par des serre-joints (fig. 745-746). Le cas échéant, pour former les chanfreins de la poutre, on place dans les angles de petites lattes triangulaires qui sont clouées aux pièces de bois. Le fond du coffrage est soutenu par des étaçons B''' qui prennent appui sur le plancher inférieur. Ces étaçons peuvent être placés quelque peu obliquement.

Le moule étant ainsi formé, on met en œuvre le béton, comme il sera expliqué plus loin (n° 432), on place les fers et l'on achève la poutre jusqu'à hauteur du bois. On abandonne alors les poutres principales pour s'occuper des poutres secondaires.

Les coffrages de ces poutres sont formés d'un fond C et de deux joues C'. Le fond repose sur des tasseaux cloués sur les joues B' des poutres principales. Sa largeur est celle de la poutre ; la longueur est



déterminée exactement par l'espacement des poutres maîtresses.

On peut faire en sorte, si les dimensions s'y prêtent, que la pièce C repose sur les pièces B'. Celles-ci ne doivent alors s'élever que jusque 6,5 cm. au-dessous de la face inférieure des poutres secondaires.

Les pièces C doivent occuper exactement les emplacements prévus par les plans. Avant de les poser, on a soin de déterminer au cordeau les alignements des poutres secondaires et d'en indiquer l'emplacement par des marques faites au crayon sur le bord des moules des poutres principales.

Les joues C' reposent sur les pièces B' ; elles s'élèvent jusqu'à 6,5 cm. au-dessous de la face inférieure du hourdis ; elles sont tenues en place par des serre-joints et des bouts de planche cloués sur leurs bords. De petites lattes triangulaires clouées dans les angles occupent la place des chanfreins. Au milieu de la portée de la poutre, le fond du moule repose sur un étançon C''.

On procède au remplissage des poutres secondaires, puis l'on passe à l'achèvement des poutres principales. Le moule de ces poutres est complété par l'addition de pièces B'' qui surhaussent les joues B' jusqu'au niveau des joues C' des poutres secondaires. Ces pièces B'' sont maintenues par des planchettes clouées sur leurs bords.

On achève le remplissage du moule des poutres principales et l'on peut alors commencer le moulage du hourdis. Celui-ci est établi sur un plancher formé de madriers D qui reposent sur les joues des maîtresses poutres et sur deux pièces intermédiaires fixées aux joues des poutres secondaires.

Ce système de coffrage suppose que l'on maintient en place les moules des poutres pendant l'exécution du hourdis. Mais, le plus souvent, lorsque le béton des poutres a fait prise, on enlève les joues de tous les moules. Les fonds et les étançons restent seuls en place.

Au lieu d'élever les moules des poutres jusqu'à 6,5 cm. au-dessous de la face inférieure du hourdis, on a alors eu soin de monter les joues B'' et C' jusqu'au niveau de cette face même. Il ne reste donc plus à faire que le hourdis seul.

On se sert pour cela d'un plancher occupant la surface d'un panneau entre poutres. Dans la plupart des cas, les espacements de ces poutres étant identiques, on peut se borner à monter trois ou quatre panneaux semblables que l'on utilise successivement.

On opère, à cet effet, de la façon suivante : Le long des poutres secondaires on fixe, à l'aide de serre-joints, deux pièces M et M', d'un équarrissage quelconque (figg. 747-748), qui s'élèvent jusqu'à 13 centimètres de la face inférieure du hourdis. Ces pièces peuvent être les

joues du moule des poutres que l'on a descendues. On place dessus quelques traverses O qui ont pour portée l'espace des poutres secondaires. Ces traverses sont posées normalement ou obliquement selon leur longueur. Elles sont distantes de 1,50 m. l'une de l'autre ; elles portent un plancher jointif formé de gites D dont la longueur est égale à celle des poutres secondaires (fig. 749). On place ces gites l'un à côté de l'autre en partant des deux poutres secondaires vers le milieu du panneau où il reste un espace dont la largeur ne correspond

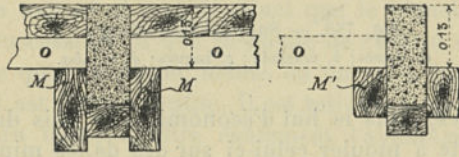


Fig. 747-748.

pas à la largeur d'un gite. On le remplit par une planche de 2 à 2,5 cm. d'épaisseur dont les bords sont coupés en biais et qui repose sur les pièces O par l'intermédiaire de cales en bois.

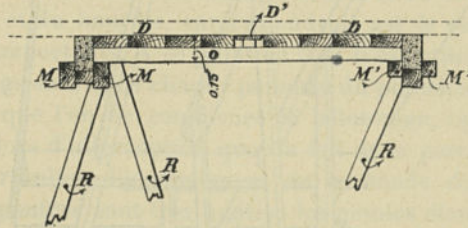


Fig. 749.

Au démoulage, c'est cette planche que l'on enlève en premier lieu ; les gites se retirent ensuite facilement.

Les pièces M, M', O sont soutenues par des étaçons R plus ou moins inclinés.

De même que pour les planchers à poutrelles (n° 417), on a imaginé, pour les planchers monolithes, des dispositifs permettant de faire des économies sur le cube de bois employé dans la confection du coffrage des hourdis. A cet effet, les traverses O, dont la longueur doit changer pour chaque espacement de poutres, ont été remplacées par des supports métalliques de portée variable. Le dispositif de la figure 750 forme ces supports de deux barres en fer coulissant dans des bagues et munies aux deux extrémités de crochets pivotant autour d'un axe.



La saillie des bagues est rachetée au moyen de tasseaux maintenus sur le support par des agrafes en zinc. Pour décoffrer, on chasse les bagues à coups de marteau, les barres pivotent autour de l'axe des crochets et les planches tombent.

Un autre procédé, dont il sera question à propos des planchers creux (n° 442), mais qui s'emploie aussi pour les planchers à ner-

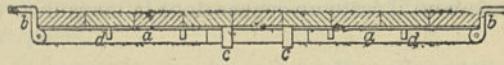


Fig. 750. — Support de coffrage.

*a*, barres; *b*, crochets; *c*, bagues; *d*, agrafes.

vures apparentes, dans le but d'économiser le bois du coffrage du hourdis, consiste à mouler celui-ci sur des dalles minces en béton armé fabriquées à l'avance que l'on pose sur les poutres, et qui sont

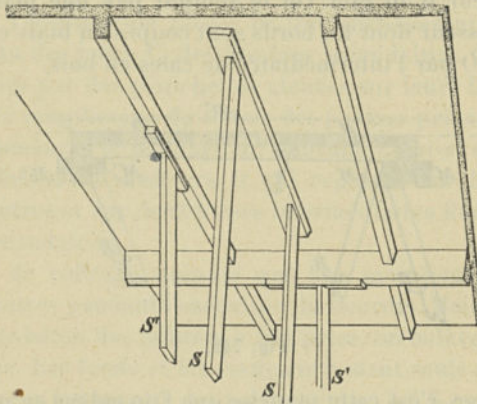


Fig. 751.

censées faire partie du hourdis lorsque la construction est terminée. Ce procédé n'est applicable que si le hourdis à réaliser présente une épaisseur assez forte. Il offre l'inconvénient de nuire à l'homogénéité de la construction.

Comme pour les coffrages de hourdis entre poutrelles (n° 417), il est d'usage de ne pas laisser le bois du couchis en contact direct avec le béton et de prévenir l'adhérence soit par un savonnage, soit par l'emploi de papier ou de toile.

Le déboisage du hourdis se fait trois ou quatre jours après le

moulage ; mais il faut constater tout d'abord que le béton est suffisamment dur. On a soin d'ailleurs de mettre au milieu de chaque panneau un gîte soutenu par un ou deux étançons S (fig. 751).

Quant au fond des moules des poutres, on peut en général l'enlever deux ou trois jours après l'achèvement du hourdis ; mais il faut placer dans le milieu de chaque portée de poutre un étançon S' que l'on maintient pendant trois ou quatre semaines.

On reviendra plus loin (n° 432) sur la question de démoulage, à propos de la mise en œuvre du béton.

Le système exposé ci-dessus admet que le plancher se contruise par parties successives et que le moule de chacun de ses éléments ne s'établisse qu'au moment même où on en a besoin et s'enlève aussitôt qu'il est devenu inutile. Il est rationnel au point de vue de l'utilisation du bois ; il offre également l'avantage de faciliter le damage. C'est ainsi que, lorsque le moule des poutres comporte plusieurs madriers tels que B' et B'' (fig. 743), ceux-ci sont mis en place au fur et à mesure du bétonnage. Ce système présente par contre, selon nous, l'inconvénient de créer dans la construction en béton plusieurs joints de reprise horizontaux. La présence de ces joints ne peut qu'affaiblir la construction, surtout là où se fait la soudure des poutres et du hourdis, car cet endroit est le siège d'efforts de glissement importants. A ce point de vue, il est utile, croyons-nous, que le coffrage soit, dans chaque panneau du plancher, établi entièrement avant que l'on ne commence le bétonnage, opération qui ne subit plus alors d'interruption que du fait de la pose des armatures. Il ne peut résulter d'inconvénient de ce mode de procéder que lorsque les poutres sont très hautes, les moules étant trop profonds pour effectuer un bon damage. Cette condition ne modifie, du reste, pas la disposition du coffrage, qui peut rester tel que le représentent les figures 741-744.

Lorsque, au lieu d'un plancher à nervures, on doit réaliser une dalle d'épaisseur uniforme, il en résulte une grande simplification dans l'exécution. Les nervures disparaissant, le coffrage se réduit alors à un simple plancher plat analogue à celui des hourdis.

Les dispositions qui viennent d'être décrites en prenant comme exemple le système HENNEBIQUE sont, à peu de chose près, celles de la plupart des systèmes similaires appliqués en Europe<sup>1</sup>. Quelquefois le coffrage est établi complètement avant la pose du béton, ainsi que nous venons de le recommander.

<sup>1</sup> Il sera question plus loin (nos 425-426) des systèmes qui utilisent les armatures pour supporter les coffrages.



**419. Système Ransome.** — Le système RANSOME, usité aux États-Unis (voy. chap. II, n° 105), emploie des coffrages de ce dernier genre. Leur agencement général est semblable à celui des coffrages HENNEBIQUE. Ils présentent, toutefois, une disposition nouvelle lorsque, le bâtiment à ériger offrant la répétition fréquente de panneaux de plancher de mêmes dimensions, il est possible de faire usage de moules plus perfectionnés sans trop affecter l'économie de la construction.

Les planchers de l'*usine de Bayonne* décrits au chapitre II (n° 107 et figg. 195-196) ont été construits comme suit : Pour chacun des panneaux de hourdis, le coffrage était formé d'une boîte renversée dont le fond supérieur servait au moulage du hourdis et dont les parois latérales formaient les côtés des poutres. Ces boîtes ne portaient que par leurs extrémités sur des madriers qui entretoisaient les coffrages des piliers. Elles étaient espacées entre elles d'une largeur égale à l'épaisseur des poutres secondaires. Le fond du coffrage de celles-ci était formé d'un madrier reposant sur des taquets fixés sur les parois des deux boîtes voisines.

Chaque boîte était formée de deux parties séparées par un joint la traversant diagonalement. Ce joint était muni d'un assemblage à coulisses permettant de faire glisser les deux parties de la boîte l'une sur l'autre d'une quantité suffisante pour donner dans le sens de la largeur de la boîte le jeu nécessaire au démoulage.

Dans le sens de la longueur, le démoulage était facilité par une inclinaison donnée aux parois formant les petits côtés.

Les planches dont étaient formés tous ces moules étaient coupées en sifflet sur un de leurs bords. Le but de cette disposition est de permettre le serrage des joints sans que l'on doive craindre le gondolement des bois par l'humidité. Pour éviter ce gondolement, on pose généralement les bois avec un certain jeu, mais on n'obtient pas alors une surface continue au moulage et l'on est exposé à voir le béton s'écouler par les joints, à moins de garnir le coffrage de papier ou de toile. Dans le dispositif RANSOME, les planches sont serrées l'une contre l'autre, de façon à réaliser vers l'intérieur une surface bien continue. Celle-ci est enduite de savon pour prévenir l'adhérence. Lorsque l'humidité agit sur les bois, le biseau du madrier coupé obliquement pénètre dans le madrier voisin qui est scié carrément. L'étanchéité du coffrage n'en devient que meilleure et aucune déformation ne se produit.

**420. Ponts et couvertures monolithes à poutres droites.** — L'exé-



Fig. 752. — Exécution de la couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris.



cution des tabliers de ponts droits du système HENNEBIQUE et des systèmes similaires (voy. chap. II, § 2, 3<sup>o</sup>), ainsi que celle des couvertures droites du même type (voy. chap. II, § 3, 1<sup>o</sup>), ne présente aucune particularité concernant la constitution des moules qui servent à la confection des poutres et du hourdis.

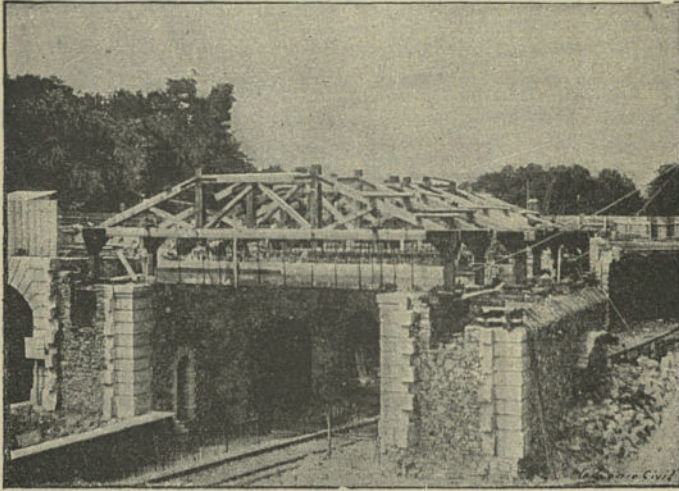


Fig. 753. — Chemin de fer de Courcelles à Passy. Exécution d'une couverture portant le bâtiment des voyageurs de l'une des stations.

Ainsi que le montre la figure 752 qui représente en cours d'exécution la *couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris*, décrite au chapitre II (n<sup>o</sup> 285 et figg. 517-518), la marche du travail de construction du tablier est la même que celle d'un plancher ordinaire (n<sup>o</sup> 418).

Lorsque la situation de l'ouvrage ou les exigences de la circulation sont telles que les moules des poutres ne peuvent, comme dans un plancher, être soutenues par dessous au moyen d'étais, la construction du tablier nécessite l'établissement d'échafaudages spéciaux qui peuvent devenir assez importants.

Pour l'exécution des couvertures en béton armé système HENNEBIQUE du *chemin de fer de Courcelles à Passy* (voy. chap. II, n<sup>o</sup> 286 et figg. 519-522) qui se faisait au-dessus de voies ferrées en exploitation, la disposition adoptée était celle que représentent les figures 753 et 754. Le moule de chaque poutre était suspendu à une ferme en charpente. Le fond du moule était formé d'une tôle portée par de

grands boulons verticaux traversant le béton du hourdis, que l'on retirait après coup. Les planches constituant les parois latérales des moules se montaient au fur et à mesure du remplissage. Le hourdis se construisait sur un plancher suspendu aux mêmes fermes que les poutres.

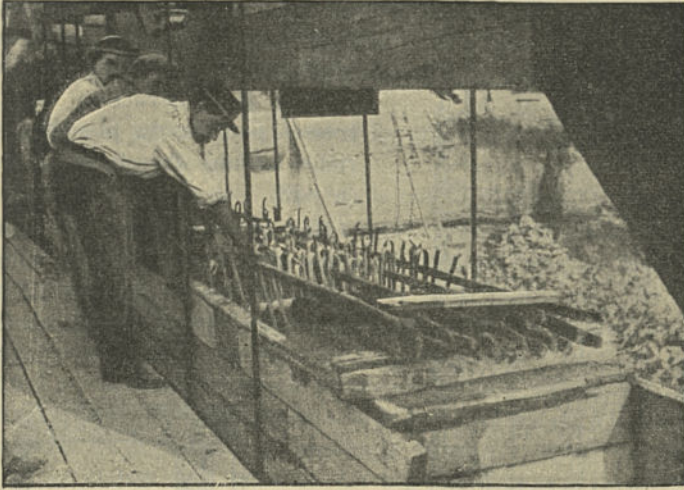


Fig. 754. — Chemin de fer de Courcelles à Passy. Exécution d'une couverture portant le bâtiment des voyageurs de l'une des stations.

**421. Piliers et colonnes.** — L'exemple de coffrage suivi plus haut (n° 418, figg. 741-744) pour exposer le mode de construction des planchers du système HENNEBIQUE fournit également le type de moule pour pilier de section carrée adopté par ce constructeur (voy. figg. 741-742 et 755-756).

Sur trois côtés du moule, les pièces de bois A sont laissées entières; elles vont du sol jusqu'à la naissance des poutres du plafond. Les pièces d'un même côté sont assemblées à l'aide de lattes A". Le coffrage est en outre maintenu par des serre-joints. Pendant le montage, on peut aussi mettre quelques clous à large tête plate enfoncés en partie, de façon à pouvoir être retirés facilement.

De petites lattes triangulaires qui correspondent aux chanfreins du pilier sont clouées aux côtés du moule et servent encore à les maintenir.

Le quatrième côté du coffrage est laissé libre au montage du moule. On le ferme au fur et à mesure du moulage du pilier (opéré



comme il sera dit plus loin, n° 436), par bouts de 0,50 m. à 0,60 m. à l'aide de planches A' que l'on cloue sur les gîtes A.

Il va sans dire que l'on doit avoir soin de vérifier la verticalité des moules et leur alignement.

Lorsque le béton a fait prise, ce dont on s'assure en défaisant un bout de planche A', on peut enlever le coffrage. Il suffit généralement de maintenir les moules pendant vingt-quatre heures. Lorsque les piliers sont dégagés, on peut commencer la construction des maîtresses poutres du plancher supérieur comme il est dit ci-dessus (n° 418).

Un autre système de coffrage pour piliers est employé dans les constructions du système RANSOME. Dans l'exécution du bâtiment d'u-

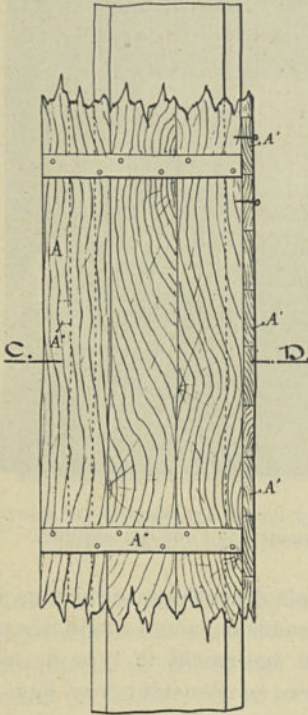


Fig. 755. — Élévation.

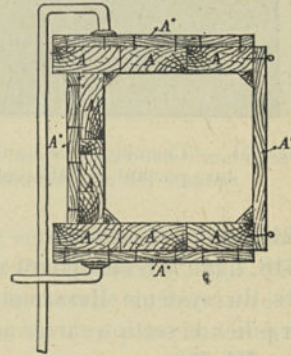


Fig. 756. — Coupe C D.

Fig. 755-756. — Coffrage pour un pilier système HENNEBIQUE.

sine dont il a été question à propos des planchers (n° 419), les coffrages étaient formés, sur les quatre côtés, de bouts de planches horizontales semblables à A' (figg. 755-756). Ces planches, que l'on superposait par panneaux d'une certaine hauteur au fur et à mesure du moulage, étaient maintenues par quatre montants situés aux angles du pilier à construire et par des traverses placées à l'extérieur. Ce type de coffrage présente comme avantage sur le précédent de permettre le travail de pilonnage par les quatre côtés du pilier.

Certains constructeurs simplifient les coffrages pour piliers en les établissant d'un seul coup sur toute la hauteur. Le damage du béton est, par là, rendu impossible. Aussi se borne-t-on, dans ce cas, à le couler et l'on compte sur la gravité pour provoquer le remplissage parfait du moule. Ce procédé est défectueux. Supprimant le bourrage du béton contre les fers de l'armature et contre le coffrage, il ne donne aucune garantie quant à la compacité et par suite à la résistance du béton et quant à l'adhérence des fers (voy. n° 433). Il enlève d'ailleurs tout moyen de vérifier le travail.

**422. Murs et cloisons.** — L'exécution des murs et cloisons est analogue à celle des piliers.

Quelquefois comme pour ceux-ci, le coffrage, formé de deux cloisons en bois, est monté tout entier après l'établissement de l'ossature qui est reliée aux poutres et murs voisins. On coule alors le béton en imprimant des secousses à l'ossature de façon à le faire descendre et tasser le mieux possible. Ce procédé offre les mêmes inconvénients que ceux déjà signalés à propos des piliers.

Afin d'y remédier et aussi de réduire la quantité de bois utilisée, on construit souvent les cloisons **MONIER** de faible épaisseur à l'aide d'une seule paroi en planches sur laquelle la couche en béton est étendue comme un enduit (voy. n° 436). Au bout de quatre à cinq jours la paroi peut être enlevée.

Dans les constructions **HENNEBIQUE** et similaires, les cloisons et les murs, qui présentent généralement une épaisseur supérieure à celle d'un enduit, sont construites à l'aide de deux parois en charpente. L'une est montée entièrement avant le bétonnage. L'autre s'élève au fur et à mesure de la pose du béton, de façon que l'ouvrier puisse toujours voir son travail. Le procédé est donc le même que pour les piliers.

Dans le système **RANSOME**, les murs s'exécutent également, comme les piliers, à l'aide de panneaux que l'on superpose au fur et à mesure du remplissage en les maintenant au moyen de montants verticaux. Ceux-ci sont disposés autant que possible à l'encadrement des baies, de façon à pouvoir les assujettir l'un à l'autre sans traverser le mur. Si on ne peut le faire, on entretoise les montants à l'aide de boulons, que l'on retire au fur et à mesure de l'avancement. Les murs creux sont exécutés au moyen de noyaux en bois.

**423. Voûtes système Monier.** — La construction des cintres pour voûtes ordinaires (sans nervures) du type **MONIER** ne présente guère



de particularité digne de mention<sup>1</sup>. Le couchis est continu et l'on prend, pour éviter l'adhérence du béton au bois, les mêmes précautions que dans les planchers (nos 417, 418). Aux deux têtes, le cintre porte des parois verticales d'une hauteur égale à l'épaisseur de la voûte.

Lorsque la voûte a une montée assez forte et notamment dans les aqueducs elliptiques (chap. II, nos 243 et 292), le béton doit encore être soutenu près des naissances par des planches qui suivent la forme de l'extrados. Ces planches se posent au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage.

On reviendra sur la construction des voûtes MONIER à propos de la mise en œuvre du béton et du métal (n° 437).

**424. Voûtes nervées.** — Le coffrage d'une voûte nervée du système HENNEBIQUE est entièrement analogue à celui d'un plancher droit (n° 418).

On commence par l'exécution des arcs dont le moule, formé d'un fond et de deux joues découpées suivant la courbure de la voûte, est étançonné par un cintre. Lorsque la hauteur des arcs est assez grande, le fond de chaque moule est établi d'abord, ainsi que l'une des joues. L'autre se monte au fur et à mesure de la pose du béton, à l'aide de planches horizontales, suivant ce qui se fait pour les murs (n° 422).

On continue par le moulage du hourdis, lequel s'établit sur un couchis agencé comme le coffrage d'un hourdis de plancher.

Comme les arcs ont déjà acquis une certaine résistance lorsque l'on commence le moulage du hourdis, on se contente quelquefois de donner au cintre la résistance voulue pour porter seulement le poids des nervures.

**425. Utilisation des armatures pour l'établissement des coffrages.** — Dans tous les systèmes dont il vient d'être question, il est admis que les coffrages doivent être stables par eux-mêmes. Ils forment donc une construction indépendante de l'armature. Mais, comme il a été dit dès le début (chap. I, n° 9), il existe d'autres systèmes qui ont précisément pour but de donner à l'ossature métallique une résistance propre, suffisante pour que le coffrage y trouve un soutien et pour réduire ou même supprimer les étaçons.

La suppression complète des étais offre évidemment de grands

<sup>1</sup> Pour les voûtes MELAN, voy. n° 427.

avantages au point de vue de l'économie. Elle permet de dégager le dessous de l'ouvrage, sans que cette condition, quelquefois imposée dans la construction des ponts et couvertures, entraîne l'établissement d'échafaudages spéciaux (voy. n° 420). Mais le procédé est considéré le plus souvent comme irrationnel et même dangereux.

Les charges qui sollicitent l'ossature métallique pendant l'exécution lui font prendre une certaine flèche. C'est dans cet état que le béton l'emprisonne définitivement. On peut remédier à l'inconvénient d'une déformation apparente en donnant aux armatures une contre-flèche de pose qui s'annule sous la charge ; mais, en tout cas, le béton fait prise autour de pièces métalliques qui travaillent à un taux élevé. Lorsque ensuite le béton acquiert une certaine résistance, ou bien il prend sa part de la charge morte et alors la construction se relève ; ou bien il ne travaille pas sous poids mort et, dans ce cas, toute surcharge doit solliciter l'armature dans des conditions plus défavorables que le béton.

Le procédé n'est donc pas rationnel. Il peut être dangereux parce que l'armature métallique se trouve pendant l'exécution dans un état de sollicitation variable. Le damage, le poids des hommes, la température, etc., lui communiquent des vibrations, des changements de position qui peuvent avoir pour effet de la séparer du béton pendant que celui-ci fait prise.

Quoi qu'il en soit, ce procédé est appliqué d'une façon plus ou moins complète, selon les systèmes :

**426. Planchers armés de poutres métalliques.** — La dalle à poutrelles noyées que représente la figure 34 (chap. I, n° 24) peut être établie sans aucun étai si les fers sont assez forts pour porter le poids mort du plancher augmenté de celui des ouvriers, etc., employés au travail. Après avoir posé les poutrelles comme pour un plancher ordinaire, il suffit, en effet, de suspendre aux bourrelets, au moyen de crochets spéciaux, un couchis continu sur lequel on coule le béton.

Les planchers du système MATRAI ou en *fer-béton* (chap. I, n° 36, et chap. II, nos 114-115 et 289-290) sont établis d'après le même mode de construction. Les poutres métalliques qui servent d'attache pour les câbles de suspension sont également utilisées pour porter le plancher de moulage (voy. fig. 534).

D'une façon générale, d'ailleurs, tous les systèmes de *planchers*, *tabliers de ponts*, *couvertures*, etc., comportant comme armatures des poutres métalliques (voy. chap. I, n° 34, et chap. II, nos 226, 238 à 240) ont été imaginés en vue de ce mode d'exécution.



**427. Voûtes système Melan.** — Un procédé semblable est d'application dans les voûtes MELAN (chap. II, nos 256-267). Toutefois l'armature n'est pas appelée à porter la charge complète. La pose des arcs s'exécute en premier lieu sur un cintre ordinaire<sup>4</sup>. Le couchis de ce cintre, qui sert à la pose du béton, est suspendu ensuite au moyen d'étriers suivant un dispositif analogue à celui figuré ci-contre (fig. 757).

On fait en sorte que, pendant la construction, le poids mort de la voûte soit porté moitié par les arcs métalliques et moitié par le cintre. Le poids du béton détermine la descente des arcs. Si l'affaissement du cintre n'est pas suffisant et que celui-ci porte trop, on règle la répartition des charges sur les deux supports en agissant sur les coins ou vérins de décintrage.

Pendant le bétonnage, on isole les étriers, de façon à pouvoir les retirer après le décintrage de la voûte.

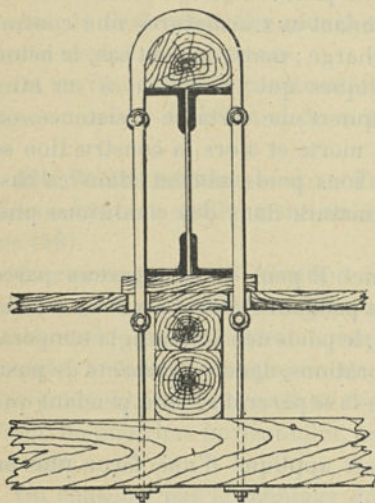


Fig. 757.

**428. Suppression des moules en bois.** — Ces différents systèmes continuent, on le

voit, à utiliser une grande quantité de bois dans la confection du coffrage, puisque le couchis et les parois dans lesquels se moule le béton sont encore établis comme précédemment. Certains constructeurs ont voulu réduire ce facteur de la dépense qui est, à vrai dire, fort important. Les systèmes imaginés dans ce but prennent généralement comme principe de remplacer partiellement ou totalement le moule provisoire en bois par des éléments métalliques, destinés à rester à demeure pour faire partie de l'ossature de la construction. La plupart de ces systèmes ne se rattachent qu'indirectement au béton armé proprement dit. Pour que l'ossature joue le rôle que lui attribue la théorie, il est en effet indispensable qu'elle soit noyée dans l'intérieur de la masse de béton. Cette condition n'est pas

<sup>4</sup> Voy. chap. II, n° 267, figg. 457-459, la représentation du cintre du *pont de Steyr* (ouverture 42,40 m.) auquel se rapporte également la figure 757.

remplie dans les systèmes qui utilisent l'armature comme coffrage. On peut, il est vrai, la recouvrir après coup d'un enduit. Celui-ci est alors censé faire partie de la masse. Mais on verra plus loin (n° 443) qu'il n'est guère possible d'assurer l'adhérence parfaite d'un enduit posé dans ces conditions. Cet enduit protège le métal contre l'action du feu (voy. chap. v, n° 626) et contre la rouille (n° 622), mais il n'a aucun rôle dans la résistance.

On peut encore, tout en maintenant l'armature dans l'intérieur de la masse de béton, remplacer le coffrage en bois par une toile métallique. Ce système n'est pas économique.

On a déjà mentionné précédemment les systèmes qui font usage de ces procédés. Il suffira de les rappeler sommairement :

Dans la construction des *hourdis de planchers*, le système DONATH (chap. II, n° 66, fig. 111) construit des dalles plates sur treillis métallique suspendu à l'armature ; le système LILIENTHAL (n° 70, figg. 124-127) pose le béton sur un treillis fixé aux poutrelles et recouvert de papier ; enfin le système ROEBLING (n° 86, figg. 159-164) établit des voussettes en béton sur cintres formés d'une toile métallique soutenue par des raidisseurs. Les piliers, lorsqu'ils sont armés de poutres métalliques, sont dans certains cas moulés dans une forme en toile métallique ou en *métal déployé* sur laquelle on établit ensuite l'enduit (chap. I, n° 53, figg. 95 et 96).

Le manque de raideur des moules formés de toile métallique force à réduire à peu de chose ou même à supprimer tout à fait le damage du béton. Celui-ci est simplement coulé dans la forme préparée. On a montré ailleurs (n° 404) les inconvénients de ce procédé au point de vue de la résistance et les avantages invoqués en sa faveur à d'autres points de vue.

Au procédé qui consiste à utiliser l'armature proprement dite à soutenir le béton pendant la prise se rattachent encore le système GOLDING (voy. n° 417, figg. 739-740) et le système MÖLLER (voy. chap. I, n° 31, et chap. II, nos 116, 235-237 et 288) dans lesquels le fond du moule des nervures est constitué par l'armature elle-même. Les colonnes formées d'un cylindre en tôle rempli de béton peuvent également être citées comme des applications de la même idée.

**429. Coffrages pour pièces isolées.** — Les poutres, dalles, cloisons, linteaux, montants, meneaux, etc., moulés séparément (voy. n° 415) s'exécutent au moyen de coffrages offrant le maximum de simplicité, puisqu'ils s'établissent au niveau du sol et ne demandent aucun étaçonnage.



Lorsque les pièces sont en grand nombre et de petites dimensions, on trouve quelquefois avantage à les exécuter dans des moules métalliques. Dans le cas de dalles de faible épaisseur, le coffrage se réduit à une feuille de zinc ou à une table en béton que l'on recouvre de toile ou de papier.

On fait également usage de moules en béton armé dont la surface reçoit un enduit en plâtre pour empêcher l'adhérence.

Il sera question plus loin de la fabrication des *tuyaux* (nos 445-447) et de celle des *pieux et palplanches* (n° 448).

#### 4° MISE EN ŒUVRE DU BÉTON ET DU MÉTAL

**430. Phases d'exécution.** — Avant de mentionner les soins à prendre dans la mise en place du béton et du métal, il est utile de retracer la marche générale de l'exécution. Les procédés employés peuvent être classés comme suit, en trois méthodes distinctes :

1° Monter en premier lieu l'ossature métallique, au besoin à l'aide d'échafaudages spéciaux ; établir ensuite le coffrage nécessaire au moulage du béton ; puis mettre en œuvre celui-ci. L'ossature forme dans ce cas une construction stable par elle-même, comportant généralement des assemblages de fer à fer capables au besoin de soutenir le coffrage ou même le remplaçant en partie (voy. nos 425-428).

Lorsque la construction comporte des nervures, piliers, etc., et en général des coffrages étroits, on se contente quelquefois de couler le béton sans le damer. Il est cependant possible d'effectuer un bourrage suffisant si on prend soin de ne monter le moule qu'au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage. Il en est de même lorsque le coffrage et l'ossature sont facilement accessibles dans toutes leurs parties. Tel est le cas pour les voûtes du système MELAN par exemple.

2° Monter d'abord le coffrage ; établir ensuite l'armature complète et procéder pour finir à la mise en place du béton. Ce système suppose encore que l'armature forme un tout composé d'éléments assemblés. Mais comme on ne lui fait rien porter, des assemblages très simples, tels que des ligatures, par exemple, peuvent suffire. Le procédé offre, sur le suivant, deux avantages : il permet de vérifier et régler exactement l'emplacement des armatures avant la mise en place du béton ; il donne la faculté de poursuivre le bétonnage sans aucune interruption, ce qui supprime les joints de reprise, toujours défectueux (voy. nos 418 et 434). Mais il offre l'inconvénient de rendre, dans certains cas, le damage plus difficile par suite de l'encombred-



ment que produisent les armatures complètement montées. Le procédé dont il s'agit ici est appliqué notamment par la *Société des chaux et ciments de Crèches* (voy. chap. I, n° 33, et chap. II, n° 208).

3° Monter le coffrage soit entièrement soit partiellement, y introduire successivement les divers éléments de l'ossature et les englober au fur et à mesure dans le béton. Ce procédé est appliqué par les systèmes ne comportant aucun assemblage de fer à fer (voy. chap. I, n° 9) et dans lesquels l'ossature ne saurait tenir en place sans l'aide du béton. Tel est notamment le système HENNEBIQUE. Le montage graduel du coffrage offre l'avantage de faciliter l'exécution et la surveillance du travail (voy. nos 421, 422). Les inconvénients du procédé sont : la sujétion que comporte le placement de l'armature et la difficulté qu'il y a à maintenir celle-ci dans la position prévue pendant le damage du béton.

Les trois procédés qui viennent d'être définis ne sont pas employés d'une façon systématique et peuvent s'imposer tour à tour selon les circonstances. C'est ainsi que les constructions MONIER par exemple les emploient concurremment.

**431. Transport du béton.** — On a décrit plus haut (nos 402-404) la fabrication du béton. La mise en œuvre doit se faire sans retard. Il importe donc que les appareils de mélange soient aussi rapprochés que possible du lieu d'emploi et que le transport se fasse régulièrement et rapidement.

Le mode de transport ne présente rien de particulier. Mais il est utile de noter que, pour éviter tout ébranlement des coffrages, il convient que ceux-ci restent indépendants des échafaudages de circulation. S'il s'agit, par exemple, de la construction d'un pont, les wagonnets chargés de béton doivent circuler sur un échafaudage spécial complètement distinct des cintres. Aux États-Unis, on remplace aujourd'hui cet échafaudage par un transporteur aérien.

**432. Planchers.** — On considérera d'abord le cas d'un plancher du système HENNEBIQUE (voy. chap. II, nos 95-96) établi d'après le troisième procédé décrit ci-dessus à l'aide d'un coffrage composé comme il a été dit plus haut (n° 418).

Dans ce genre de construction, le béton est stratifié par couches minces. L'épaisseur de ces couches est généralement de 0,025 m. à 0,05 m. pour les poutres et 0,02 m. pour les hourdis et dallages. Un hourdis de 0,10 m. se construit donc en cinq opérations.

Pour former chacun des lits de la construction, on étend une couche de béton d'une épaisseur à peu près double, que l'on réduit ensuite par damage.



Le coffrage d'une poutre étant établi, on commence donc par poser et damer une première couche de béton au fond du moule. On place les barres droites par-dessus et l'on enfile les étriers. Ceux-ci étant mis à l'emplacement prévu par les plans, on les maintient en place verticalement par un peu de béton tassé à l'entour. Ce procédé n'est cependant pas suffisant lorsque les étriers ont une certaine hauteur.

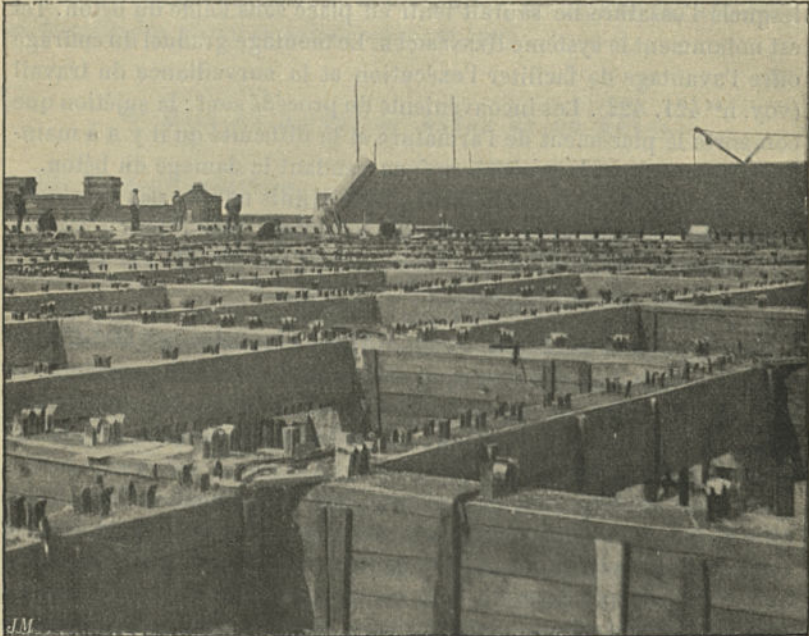


Fig. 758. — Exécution de la terrasse du magasin à sucre de Calais.

Il convient alors de les maintenir par des soutiens en bois fixés sur les bords supérieurs du moule. On pose ensuite les couches successives de béton et l'on dame celui-ci autour des fers, de façon à amener un contact parfait dans tous les angles ; mais on a soin de faire en sorte que le damage ne dérange pas la position des barres ni celle des étriers. Il arrive, en effet, que, par le pilonnage, les barres droites remontent et se séparent des étriers ; il importe, au point de vue de la résistance, que ces pièces restent en contact ; c'est une condition essentielle, qui doit faire l'objet d'une stricte surveillance. Lorsque le béton arrive à hauteur des barres pliées, on place celles-ci et l'on a soin, en achevant la poutre, d'amener le contact du béton avec ces barres dans les parties montantes.

Les poutres étant terminées, les étriers dépassent à la partie supérieure. On les englobe après coup dans les couches successives de béton du hourdis.

La figure 758 représente la terrasse du *magasin à sucre de Calais* dont la description a été donnée au chapitre II, n° 192 (figg. 339-342), au moment où, les poutres venant d'être terminées, on allait procéder au moulage du hourdis.

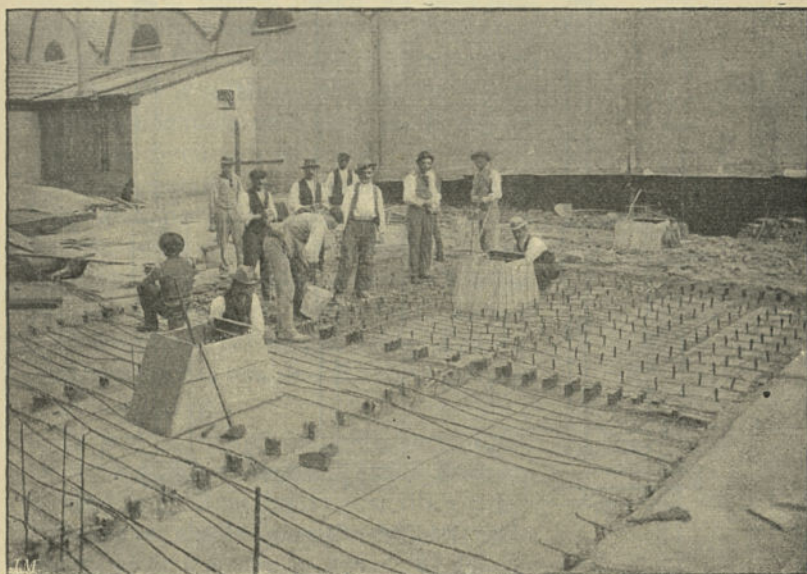


Fig. 759. — Exécution d'un plancher à Mulhouse.

Pour établir le hourdis, les boisages étant posés, on commence par mettre en place les armatures (barres droites, étriers et barres pliées). On pose ensuite la première couche, dont le damage soulève un peu les barres au-dessus du plancher. On s'assure que les étriers sont toujours en contact avec les barres et les couches de béton se placent ensuite une à une.

On peut également poser d'abord une couche de béton de 0,02 m. d'épaisseur, puis monter l'armature et achever ensuite le bétonnage. Le premier système est préférable, parce qu'il évite une reprise.

La figure 759, qui se rapporte à un plancher construit à *Mulhouse*, représente le placement de l'armature du hourdis.

**433. Damage.** — Pour damer le béton, on se sert d'outils dont la



forme varie suivant les cas. La figure 760 représente la *dame* de forme type. C'est un plateau en fonte de 0,16 m. de côté muni d'un manche d'une longueur suffisante pour que l'homme puisse le manoeuvrer debout.

Lorsque le moule a une largeur réduite, on emploie des dames de 0,07 m.  $\times$  0,16 m. ou de 0,07 m.  $\times$  0,07 m. que représentent les figures 761-762.

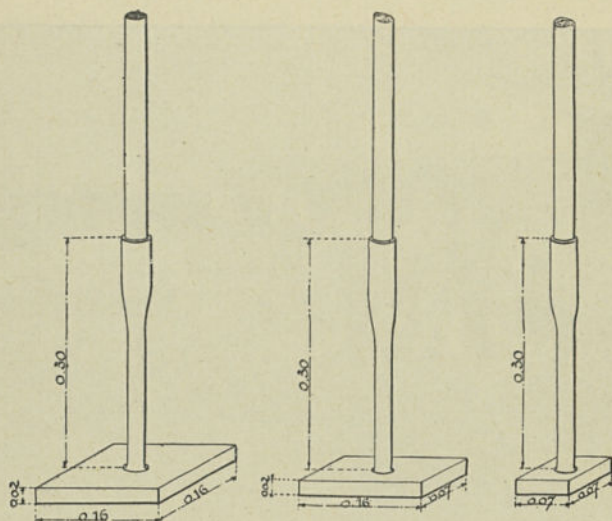


Fig. 760-762. — Dames.

Ces outils ne permettent pas d'avoir accès entre les branches des étriers. A ces endroits, on complète le damage au moyen du *pied de biche* ou *passé-partout* (fig. 763-764). C'est une barre de fer, longue de 2 mètres, terminée par deux têtes présentant des tranchants de 0,025 m. et 0,01 m. d'épaisseur.

Le damage par outils lourds ne convient que lorsque le béton est maintenu par des coffrages latéraux comme dans les poutres. Pour les hourdis et dalles, les dames ont l'inconvénient de déterminer dans la masse des ébranlements qui, au lieu de tasser le béton, le font refluer latéralement. On préfère donc effectuer le pilonnage à l'aide d'une *batte* (fig. 765). Cet outil, qui se manoeuvre au moyen d'un long manche incliné, est formé d'un plateau en bois de 0,40 m.  $\times$  0,40 m. légèrement bombé.

Un damage bien fait augmente de beaucoup la résistance du béton, il améliore sa compacité et son homogénéité, il expulse l'excès d'eau

et chasse l'air incorporé (chap. v, n° 622). Il est, du reste, indispensable dans la construction en béton armé, parce qu'il amène le contact de la gangue avec les armatures. On doit donc apporter le plus grand soin à cette partie du travail. C'est dans le but d'en améliorer les conditions que l'on prescrit l'étalage du béton en couches minces.

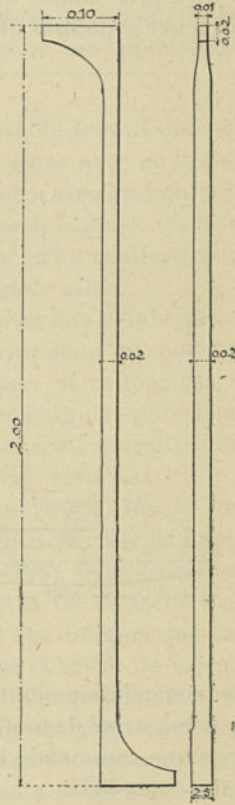
Pour que le pilonnage réussisse, le béton ne doit être, comme on l'a dit plus haut (n° 404), ni trop mou ni trop sec. Si l'eau est en excès, la pâte trop fluide s'échappe sous la dame. Si le mélange est trop sec, l'outil tasse la pierraille sans agir sur le ciment qui reste là où il a été coulé.

On recommande de poursuivre le damage jusqu'à ce que l'eau vienne refluer à la surface du béton. Lorsque ce résultat ne peut être obtenu, on est obligé d'arroser le béton pendant le pilonnage; mais c'est là un système défectueux et l'on doit veiller à ce que la quantité d'eau voulue soit introduite pendant le malaxage.

On a déjà signalé précédemment que, même dans les différents travaux exécutés suivant le système HENNEBIQUE, il n'y a pas concordance absolue quant au degré d'humidité du béton à mettre en œuvre. M. HENNEBIQUE, après avoir préconisé pendant nombre d'années l'emploi du béton sec, conseille aujourd'hui d'y mettre une quantité d'eau plus forte. Mais il est d'avis que le béton doit alors être dosé suivant une formule spéciale comportant plus de gravier par rapport au sable (voy. n° 395).

Dans ce nouveau système de mise en œuvre, le pilonnage n'est pas effectué avec autant de soin. Les coffrages sont construits avec joints assez larges et doublés de grosse toile. L'eau en excès absorbée par celle-ci s'échappe sans entraîner le ciment. Il va de soi cependant que la quantité d'eau ne peut être exagérée sans inconvénient.

Quelles que soient, d'ailleurs, les précautions que l'on prenne, la prise du béton ne se fait jamais d'une manière bien homogène, attendu que l'eau incorporée tend toujours à gagner la partie inférieure du



Figgs. 763-764. — Pied de biche.



plancher. Il est facile de se rendre compte des différences de compacité qui en sont le résultat, en frappant une pièce en béton à l'aide d'un marteau. Les variations de sonorité sont quelquefois très marquées dans les différentes parties.

On a pris comme exemple, dans ce qui précède, l'exécution d'un plancher à poutres du système HENNEBIQUE ; mais il va de soi que les

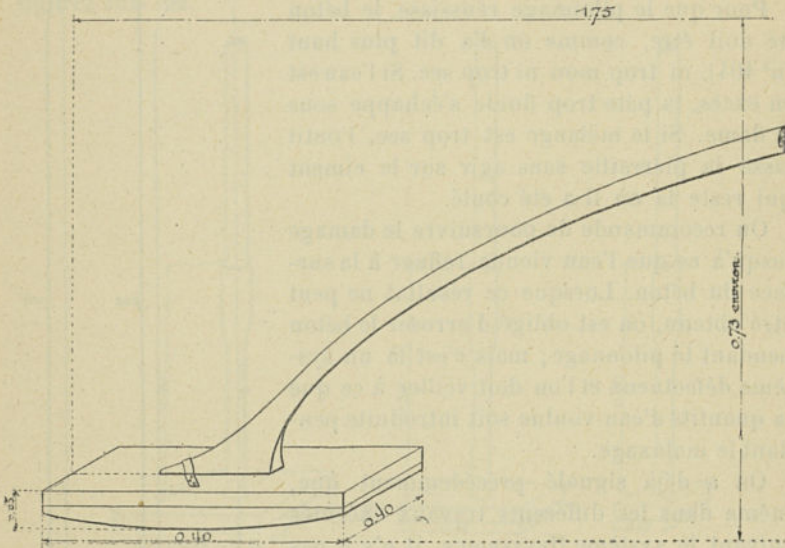


Fig. 765. — Batte.

recommandations données ci-dessus sont applicables aux constructions en béton armé de tout autre système en tenant compte des modifications que commande le mode d'établissement du coffrage et de l'armature (n° 430).

Ce n'est pas qu'elles soient toujours suivies en pratique. Faisant la part de la négligence des ouvriers et du défaut de surveillance, on peut reconnaître dans bien des chantiers le souci que prennent les entrepreneurs d'économiser les frais de main-d'œuvre dont ils ne perçoivent pas l'utilité immédiate. L'étendage du béton en couches minces, le pilonnage régulier, l'emploi de dames suffisamment lourdes sont des soins que les entrepreneurs négligent volontiers. Il ne faut pas souvent chercher ailleurs que dans ce besoin d'économie la raison d'être de procédés tels que : l'emploi du béton mouillé, le pilonnage en couches épaisses ou même la suppression de tout damage. Nombre de constructeurs n'hésitent cependant pas à

affirmer ouvertement ce mode d'exécution et même à en vanter les qualités. C'est ce que nous avons déjà signalé plus haut (n° 404).

A notre avis, le coulage pur et simple du béton ne peut être considéré comme suffisant lorsque la construction doit supporter de fortes charges. Le béton armé doit être damé soigneusement, mais à la condition, toutefois, que la mise en œuvre soit continue et régulière. La suppression du damage n'est admissible que pour les applications spéciales citées au n° 404.

**434. Joints de reprise.** — Les joints de reprise du travail doivent être faits avec grand soin. On lave le béton en place avec un lait de ciment pur, on bat le nouveau béton contre l'ancien avec grande force et l'on pilonne vigoureusement contre la surface de contact. On facilite aussi la soudure par l'emploi d'une couche d'un centimètre de mortier composé de volumes égaux de ciment et de sable.

Malgré ces précautions, les reprises sont toujours des points faibles de la construction. On doit donc éviter ou réduire autant que possible les interruptions de travail pendant le bétonnage, et en tout cas, il est bon, ainsi que nous l'avons déjà fait remarquer plus haut (n° 418), qu'un même panneau de plancher soit exécuté sans discontinuité. Il ne subsiste alors que des joints de reprise verticaux.

C'est le système que suivent les constructeurs américains. Ils ont même imaginé de faire jouer à ces joints de reprise le rôle de joints de retrait et de dilatation (voÿ. chap. II, n°s 105-108). Dans ce cas, au lieu de prendre les précautions signalées ci-dessus, on s'attache à ne développer aucune adhérence entre les bétons d'âge différent que l'on met en contact. Les joints de reprise sont prévus et tracés de façon à ne pas affecter la résistance de la construction. Chaque panneau de plancher délimité par ces joints est construit en une journée et sans interruption. Des parois provisoires placées dans les coffrages marquent l'emplacement des joints. Elles sont enlevées au moment où on doit poursuivre le bétonnage.

Cette méthode de travail est absolument rationnelle; elle tient compte des propriétés du béton de ciment et ne s'attache pas inutilement à obtenir un monolithisme parfait, qui est irréalisable en fait.

**435. Influence de la température pendant la prise.** — On a déjà indiqué, à propos des coffrages, les délais dans lesquels le béton peut généralement être démoulé. La prise est nécessairement plus ou moins rapide selon la saison. Si les conditions sont favorables, elle peut être suffisante en huit jours, tandis qu'elle demande quelquefois six semaines.



La gelée a pour effet de suspendre la prise du béton. Elle ne paraît pas avoir d'influence sur la résistance finale.

La chaleur trop grande a, au contraire, à ce point de vue, un effet nuisible. Elle active trop rapidement la prise de la couche superficielle par rapport à celle des couches inférieures. Elle peut même évaporer l'eau de gâchage avant la prise. Le résultat est un effritement complet du béton.

On doit, dans ce cas, entretenir la fraîcheur et l'humidité par des arrosages continuels et préserver la construction de l'action directe des rayons de soleil.

Au point de vue de l'influence ultérieure de la température, il est évidemment utile que la mise en œuvre du béton se fasse à la température moyenne du lieu. Cette recommandation, que nous donnons ici à titre général, a de la valeur surtout pour les constructions destinées à rester exposées aux intempéries (voy. chap. v, nos 624-625). La production des fissures, qui est le défaut à éviter dans ces ouvrages, est moins à craindre si on peut observer cette précaution.

Il est à peine besoin d'ajouter que l'on obtiendrait de très mauvais résultats si l'on voulait, dans un bâtiment, accélérer la prise du béton par un chauffage artificiel.

**436. Piliers et murs.** — Dans les piliers, colonnes, murs, cloisons, etc., et en général dans toutes les constructions à coffrages verticaux, le béton est posé, comme dans les planchers, par couches horizontales dont l'épaisseur ne doit pas dépasser 0,05 m. après damage, si l'on veut être sûr de la bonne qualité du travail. Le pilonnage se fait au moyen des mêmes outils que pour les planchers.

Comme dans ceux-ci, si l'on emploie le système HENNEBIQUE, les fers de l'armature se placent au dernier moment et sont maintenus en place, le cas échéant, au moyen de soutiens provisoires. Dans les piliers, les barres verticales placées dès le début reçoivent leurs entretoises enfilées en grand nombre. On les abandonne une à une dans le béton à leur emplacement respectif.

Les cloisons minces du type MOXIER établies à l'aide d'une seule paroi formant coffrage se construisent d'après une méthode toute spéciale. Ce procédé, que l'on adopte également pour la construction des revêtements étanches posés sur maçonnerie (voy. chap. II, n° 373), consiste à établir la cloison verticale par couches minces parallèles aux faces comme on le fait pour une dalle horizontale.

Le mortier, gâché très ferme, est fouetté avec force contre la paroi de façon à former un enduit en arrière de l'ossature. En même

temps, on secoue celle-ci à l'aide de tenailles. Quand cette première couche a une certaine consistance, on en applique une seconde à la taloche, puis une troisième et au besoin une quatrième jusqu'à l'épaisseur voulue. Chaque couche représente une épaisseur de 0,01 m. environ.

**437. Voûtes système Monier.** — Considérons le cas d'une voûte de pont du système MONIER (voy. chap. II, n° 242) comportant comme armature un ou deux réseaux métalliques.

On commence par établir le réseau d'intrados sur le cintre même.

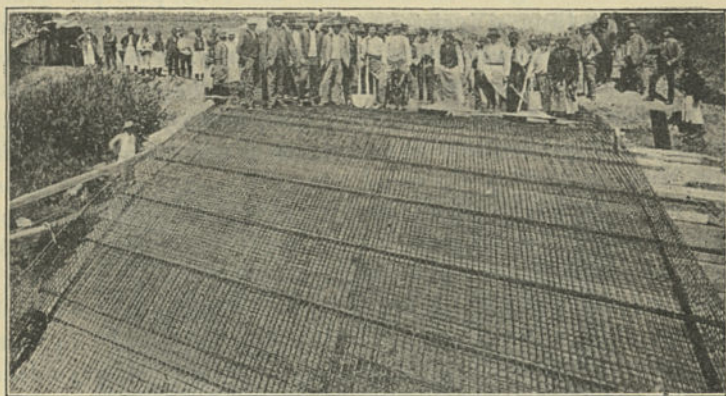


Fig. 766. — Exécution du pont sur le Nadorkanal à Sarbogard (Hongrie).

On trace à cet effet sur le couchis une épure de division donnant l'emplacement de toutes les barres. On met en place les directrices que l'on a, au besoin, courbées au préalable (voy. n° 406), si c'est nécessaire, puis les génératrices que l'on relie aux premières à l'aide de ligatures. Pour faciliter le montage du réseau, on opère quelquefois comme suit : On commence par poser sur le cintre, à des distances de 0,50 m. à 1,00 m. représentant un multiple de l'espacement des génératrices, quelques barres longitudinales que l'on attache légèrement au couchis. Ce sont les *barres de direction*. On pose ensuite les directrices en nouant chacune d'elles à chacune des barres de direction. On termine par la pose des génératrices que l'on aligne parallèlement à celles-ci. On les attache aux directrices, mais de deux en deux barres seulement.

Toutes les barres sont mises en œuvre avec la plus grande longueur possible. S'il faut prévoir des joints dans les directrices, on les place



là où il n'y a pas à craindre d'efforts d'extension. Les assemblages sont simplement réalisés en juxtaposant les barres sur une longueur égale à 20 fois, au moins, leur diamètre et en les reliant par quelques ligatures. Les joints de deux barres directrices voisines ne peuvent être mis en regard. On les écarte le plus possible. Les assemblages des barres génératrices sont réalisés de la même façon. Ils doivent également chevaucher.

Le réseau étant complètement terminé (fig. 766)<sup>1</sup>, on le surélève de quelques centimètres à l'aide de morceaux de pierre plats. On pose ensuite le béton, d'abord autour et en dessous du réseau métallique, en le bourrant soigneusement autour des fers, puis par couches de 0,10 m. à 0,15 m. d'épaisseur que l'on travaille à l'aide de dames en fer, de bourroirs en bois ou de battes (voy. n° 433). Le travail est attaqué par plusieurs points à la fois, par exemple aux naissances et au milieu de chaque demi-voûte, et conduit symétriquement de façon à éviter que le cintre ne se déforme pendant la prise du béton (voy. chap. v, n° 634). On étend progressivement chaque massif; puis, lorsque la construction a pris son tassement, on ferme la voûte en même temps dans les trois points restés libres, c'est-à-dire à la clef et aux deux quarts de la montée. Souvent on se contente d'attaquer le travail aux naissances seulement pour l'achever à la clef. Le corps de la voûte étant ainsi fait jusqu'au niveau du réseau d'extrados, on place d'une pièce celui-ci, qui a été construit en dehors du cintre sur une aire plane; on l'assujettit, puis on achève le bétonnage.

Les parois latérales du coffrage servent de gabarit pour donner à la voûte l'épaisseur voulue. Lorsque la voûte est construite par sections, comme le cas se présente dans les voûtements de grande longueur, on se sert en outre de gabarits intermédiaires. La surface de l'extrados est achevée à la règle et lissée à la truelle, ou comprimée et polie avec une taloche en bois, ou encore recouverte d'un enduit (voy. n° 444). On la couvre ensuite de sacs ou mieux d'une couche de sable de 0,15 m. d'épaisseur que l'on arrose fréquemment afin que le béton reste humide et soit préservé des rayons du soleil pendant toute la durée de la prise (voy. chap. v, nos 624-625).

Le système de construction ci-dessus suppose nécessairement que la voûte est surbaissée. Il comporte des variantes dans le cas contraire. Pour les voûtes d'aqueducs ou de canalisations surhaussées,

<sup>1</sup> Cette figure se rapporte à l'exécution (1890) du pont sur le Nadorkanal à Sarbogard (Hongrie). Ouverture 18,00 m.; flèche 2,15 m.; épaisseur de la voûte 0,20 m.

le béton est monté près des naissances par couches horizontales pilonnées, à l'aide d'une dame en fer ou d'un bourroir en bois, entre le cintre et le coffrage d'extrados, que l'on élève au fur et à mesure. La pose des génératrices peut également suivre le travail de bétonnage. Dans la partie supérieure de la voûte, on reprend le système de pose indiqué plus haut.

Afin d'éviter les effets fâcheux des reprises, il est utile que le bétonnage des voûtes se fasse sans aucune interruption par travail de jour et de nuit. Lorsque les dispositions sont bien prises, une voûte de la plus grande portée peut s'exécuter en deux ou trois jours.

**438. Galeries et aqueducs.** — Dans l'exposé qui précède, on a supposé que le cintre puisse être monté complètement avant l'établissement de l'armature. Il n'en est pas toujours ainsi, et certains ouvrages, tels que des galeries ou aqueducs, dont l'exécution se fait en partie de l'intérieur, sont établis d'après la méthode inverse, le montage de

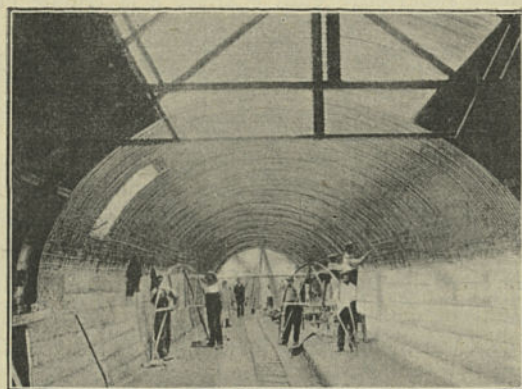


Fig. 767. — Exécution de la galerie elliptique de l'aqueduc d'Achères.

l'ossature précédant celui du coffrage (voy. n° 430). Dans le système MONIER, il est cependant de règle, dans ce cas, de ne pas prendre appui sur l'ossature pour soutenir les boisages.

Ce mode d'exécution a été appliqué notamment par la maison EDMOND COIGNET, de Paris, dans la construction de l'aqueduc d'Achères, ouvrage dont la description a été donnée au chapitre II (n° 337).

La *galerie elliptique* (fig. 630) était construite en tranchée. Le radier en béton étant établi, on commençait par mettre en place et sceller les fers U destinés à recevoir les directrices de l'ossature métal-



lique. Ces directrices étaient ensuite montées à leur emplacement après avoir été cintrées à la main sur un gabarit leur donnant exactement la forme de la voûte et des piédroits. On les descendait dans la tranchée où elles étaient supportées, à leur partie supérieure, par des chevalets portant des entailles ayant l'espacement prévu, et reposaient par le bas sur les fers en U.

On procédait ensuite à la pose des génératrices en commençant par le bas des piédroits. Quelques barres de direction étaient placées en premier lieu pour régler l'espacement des directrices. L'ossature métallique des piédroits étant terminée, on montait à l'intérieur de la galerie un coffrage et l'on comprimait le béton entre ce coffrage et les parois de la fouille à l'aide de bourroirs en bois.

Dès que le mortier des piédroits avait acquis une résistance suffisante, on posait les cintres. La mise en place des génératrices de la voûte se faisait aussitôt après. On surélevait l'ossature sur des cales. Le béton était ensuite appliqué et comprimé à l'aide de bourroirs en bois. La couche supérieure était égalisée à la truelle et serrée au bouclier.

La figure 767 représente la marche du travail ainsi réglé.

La *conduite circulaire* (figg. 631-633) a été établie en relief. Après l'exécution de la fondation, on posait les directrices, préalablement cintrées à la main et assemblées aux extrémités par une ligature. Ces directrices reposaient, à leur partie inférieure, sur une bande de béton et, à leur partie supérieure, sur une portion de cintre de 1 mètre de largeur suspendue à une traverse reliant deux montants fixés en terre de chaque côté de l'ouvrage; des coins permettaient de régler la hauteur de chaque portion de cintre. Celle-ci, d'une longueur de 4,20 m., portait un couchis à claire-voie laissant les intervalles nécessaires à l'attache des directrices et des génératrices. On montait quelques génératrices formant barres de direction. Les autres étaient posées en commençant par le bas et en se guidant avec une crémaillère en bois dans les dents de laquelle venaient se placer les directrices dont l'écartement était ainsi maintenu.

Lorsque le réseau était terminé jusqu'au-dessus du diamètre horizontal, on opérait le remplissage en béton de la moitié inférieure de la galerie. Le coffrage extérieur était fixé aux montants cités plus haut, de manière à rester indépendant de l'ossature. Au-dessous du terrain naturel, le béton était serré contre le sol. Du côté intérieur, il était, à partir d'une certaine hauteur, maintenu par un coffrage.

La partie inférieure étant achevée, on procédait à la pose des cin-

tres dont les fermes reposaient sur des fers double T traversant au-dessous des naissances la portion d'aqueduc exécutée et prenant appui sur les montants des cadres.

Les génératrices de la partie supérieure étaient posées ensuite et l'ossature enveloppée de béton.

Au lieu de monter les fers sur place, comme dans le cas actuel, on peut également, surtout pour des tuyaux de moins grande dimension, exécuter l'ossature complète par tronçons dans un chantier séparé. C'est ce qui a été fait notamment pour le *siphon de Chennevières*, construit d'après le système CHASSIN (voy. chap. II, n° 343, et fig. 649).

**439. Voûtes système Melan.** — Nous nous sommes occupés jusqu'ici de la construction des voûtes du système MONIER et systèmes

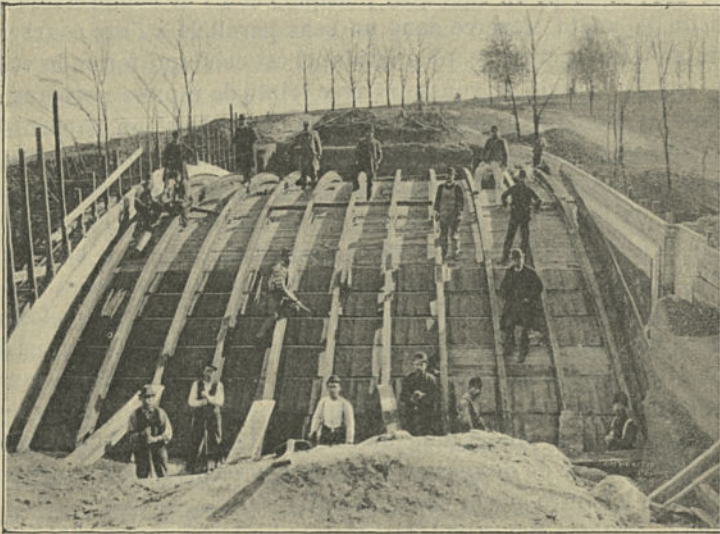


Fig. 768. — Exécution du pont de l'Edenpark à Cincinnati.

analogues comportant des armatures en treillis. Passons maintenant au cas d'une voûte de pont à construire suivant les types MELAN (chap. II, n° 256), WÜNSCH (n° 270), etc.

L'ossature métallique représente la charpente d'un pont en arc ordinaire. On commence donc par construire un cintre en charpente à l'aide duquel se monte l'armature complète (voy. n° 413). Lorsque celle-ci est achevée, on peut, si elle a été disposée en prévision de cet état de sollicitation, rattacher le cintre aux arcs métalliques par des



étriers de suspension (voy. n° 427, fig. 757). On établit ensuite sur le cintre un couchis continu que l'on recouvre de papier, de toile, de carton, etc., puis l'on procède à la pose du béton.

La figure 768 représente le pont de l'*Edenpark à Cincinnati* (voy. chap. II, n° 260, fig. 447) au moment où on allait entamer le bétonnage.

De même que pour les ponts *MOXIER*, l'opération doit être conduite de façon que le cintre ne soit pas soumis à des déformations importantes. Le chargement doit donc être poursuivi symétriquement. La fermeture se fait simultanément en un ou en trois points.

La forme très simple de l'ossature donne beaucoup de facilité pour le pilonnage du béton. C'est ainsi que le damage peut être fait non seulement dans une direction normale au couchis, mais aussi tangentiellement. On ne doit pas manquer de profiter de cette faculté. Il est hors de doute en effet que, puisque l'effort de compression qui sollicite la voûte s'exerce dans un sens parallèle à l'axe courbe, le mode de construction le plus rationnel est celui qui forme la voûte en béton d'une série de voussoirs avec joints de reprise normaux au couchis. Il est donc recommandable de couler le béton par massifs affectant toute l'épaisseur de la voûte, mais limités à une certaine largeur du cintre. On peut faire usage, à cet effet, de panneaux de coffrage auxiliaires que l'on monte sur le cintre et que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement aussitôt que le béton a fait une première prise. Pour obtenir l'adhérence du béton nouveau à l'ancien, on opère comme il a été dit plus haut (n° 434). Quelquefois on relie les massifs par des crampons en fer. On peut aussi réaliser des joints sensiblement normaux au cintre, en retroussant le béton sur le massif en exécution à l'aide de dames en bois que l'on manœuvre dans une direction tangentielle au couchis. Ce système de damage a le grand avantage de donner au béton la compacité voulue sans produire dans le cintre aucun ébranlement.

Dans le système *MELAN* et les systèmes similaires, on profite généralement de la présence des arcs pour diviser la voûte dans le sens transversal en un certain nombre de sections que l'on bétonne successivement. Ce procédé permet de réaliser dans un court espace de temps et sans interruption le remplissage complet de chaque section de voûte depuis les naissances jusqu'à la clef.

Il est utile d'ajouter que dans les systèmes *MELAN* et *WÜNSCH*, comme dans tous les systèmes de béton armé comportant l'emploi de fers profilés, le bourrage du béton contre l'armature doit être fait avec un soin particulier. On se sert quelquefois à cet effet d'un béton plus gras que dans le corps même de la voûte (voy. n° 394).

**440. Voûtes nervées.** — Le mode d'exécution des ponts à *voûtes nervées* du système HENNEBIQUE présente, comme leur constitution même, beaucoup d'analogie avec celui des planchers droits du même type.

Le béton est étendu en couches horizontales de 0,05 m. d'épaisseur maxima qui s'élèvent des naissances vers la clef.

L'armature des arcs et du hourdis s'établit également comme dans les planchers. Les barres et étriers se posent au fur et à mesure de l'avancement.

**441. Décintrage.** — Pour terminer ce qui concerne l'exécution des voûtes, il ne reste plus qu'à parler du *décintrage*. Cette manœuvre, qui s'opère à la façon ordinaire, se fait après un délai fort variable selon les circonstances et les coutumes. Tel constructeur estime que cette opération doit être retardée jusqu'à ce que le béton ait fait complètement prise; tel autre préfère, au contraire, décintrer aussitôt que possible de façon à pouvoir disposer des bois utilisés. Le premier procédé a pour avantage de réduire l'affaissement, inévitable, de la voûte, ce qui est à désirer surtout si cet affaissement n'a pas été prévu lors de la construction du cintre; mais l'inconvénient le plus sérieux d'un décintrage trop hâtif est de provoquer une mise en charge de l'armature qui peut être excessive. A l'appui de la seconde manière de procéder, on fait remarquer que le cintre, n'obéissant pas aux mêmes déformations que la voûte, sous l'influence de la température ou de l'humidité, peut la contrarier dans ses mouvements. Cet inconvénient n'est cependant pas à craindre si l'on a soin de maintenir la voûte humide de façon à prévenir tout retrait de sa masse. Le cintre, qui est abrité, a plutôt une tendance à se contracter et il arrive même que cet effet soit suffisant pour que la voûte se décintré d'elle-même.

Le délai dans lequel se fait le décintrage varie entre deux semaines et deux mois. Pour les motifs indiqués ci-dessus, on considère généralement qu'il est bon d'attendre six semaines pour des conditions moyennes de température.

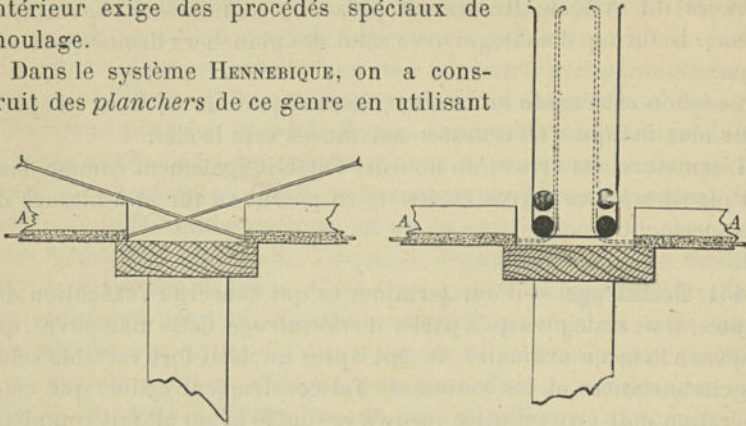
Ce délai ne s'applique qu'au décintrage proprement dit. Rien n'empêche d'enlever plus tôt les parois verticales des coffrages, et l'on recommande même de le faire afin d'activer la prise du béton.

**442. Planchers et voûtes à nervures non apparentes.** — On a vu précédemment que certains systèmes de planchers à poutres droites et de voûtes nervées comportent, outre les nervures et le hourdis supérieur, un plafond ou faux gitage inférieur qui dissimule la pré-

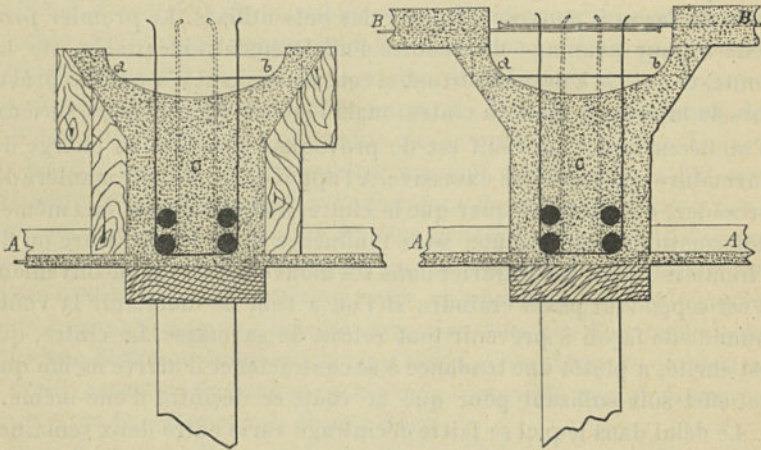


sence des nervures. La construction de ces planchers et voûtes à vide intérieur exige des procédés spéciaux de moulage.

Dans le système HENNEBIQUE, on a construit des *planchers* de ce genre en utilisant



Figg. 769-770.



Figg. 771-772.

Figg. 769-772. — Hôpital Trousseau à Paris. Exécution d'un plancher à plafond plat.

des dalles fabriquées à l'avance tant pour le plafond que pour le hourdis.

Les figures 769-772 représentent les diverses phases d'exécution du plancher dont il a été question au chapitre II, n° 102, figg. 185-186 (*Hôpital Trousseau à Paris*). A l'emplacement de chaque poutre, un gîte est mis à plat pour former le fond du moule. Il est soutenu par des étançons. Les plaques de plafond en béton armé A sont posées jointivement l'une à la suite de l'autre sur les bords de ces gîtes

qu'elles recouvrent de 0,015 m. (fig. 769). Les barres des poutres étant mises en place, les fers des nervures longitudinales des plaques sont retournés verticalement autour de ces barres. On ajoute des étriers de forme spéciale (fig. 770). On place le coffrage des parois latérales des poutres C et l'on bétonne en terminant par une surface concave, de façon à laisser sortir les étriers d'une longueur assez grande. Les ailes de la poutre sont tenues par des feuillards *ab* posés de champ tous les 0,50 m. (fig. 771). Quand le béton des poutres a fait prise, on enlève le coffrage des parois latérales et l'on pose les plaques de hourdis B, dont les fers d'armature viennent se recroiser par-dessus les cavités des poutres (fig. 772). Enfin l'on remplit ces cavités par du béton qui réunit dans un même scellement les étriers des poutres et les armatures des dalles de hourdis. Dans le sens parallèle aux poutres, ces dalles sont séparées par des joints transversaux creusés en forme de poches et que l'on remplit de ciment avec soin, de façon que le plancher ne présente pas de solution de continuité (voy. figg. 185-186).

Il n'est pas nécessaire que les dalles de plafond soient moulées d'avance. Le seul but de cette disposition est l'économie à faire sur les coffrages. Dans certains cas, le plafond a été moulé sur place.

Les autres systèmes de planchers creux utilisent généralement, comme le précédent, des dalles faites d'avance pour le hourdis supérieur. Il en est ainsi notamment dans le système PAVIN DE LAFARGE (chap. II, n° 414).

Quelquefois, dans les planchers HENNEBIQUE, la dalle supérieure a été moulée sur place à l'aide d'un coffrage formé de plaques en ciment armé que l'on pose sur les poutres et que l'on abandonne. L'épaisseur de ces dalles vient en déduction de celle du hourdis (voy. chap. II, n° 102, et chap. III, n° 418).

D'autres systèmes posent le béton du hourdis sur un remplissage porté par les dalles du plafond. Ce procédé est aussi en usage dans les planchers à poutrelles (voy. chap. II, n° 62, fig. 105).

Dans des *voûtes* creuses du système HENNEBIQUE, on a construit également sur place le hourdis supérieur. Le *pont du Pain-perdu*, établi sur la *Lys*, à Gand, dont la description a été donnée au chap. II, n° 279, figg. 499-502, offre un exemple de ce mode d'exécution.

La succession des opérations est représentée par les figures 773-775. Le cintre ayant été établi et recouvert d'un couchis continu, on a commencé par délimiter l'emplacement des arcs à l'aide de lattes en bois (fig. 773). Ces lattes étaient échancrées par le bas à des intervalles réguliers, de façon à laisser passer les fils de l'armature du



faux gitage. Les extrémités de ces fils ont été relevées de façon à être noyées dans l'intérieur des arcs.

Après la confection du faux gitage, on a enlevé les lattes et procédé au montage des moules des arcs (fig. 774). Ces moules, formés de planches horizontales soutenues par des cadres en charpente, étaient

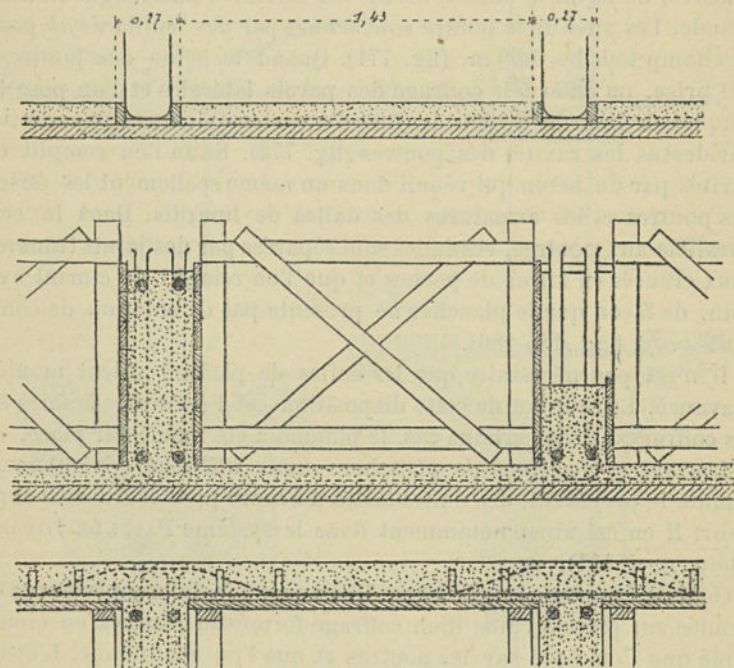


Fig. 773-775. — Pont du Pain-perdu sur la Lys à Gand. Exécution de la voûte.

montés complètement d'un côté de l'arc à construire, tandis que l'autre paroi s'élevait au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage. Les barres et étriers ont été posés à la façon ordinaire. Les parois verticales des coffrages des arcs étant employées successivement au moulage des différents arcs, on les enlevait à la première prise.

Les cadres en charpente restés en place servaient au moulage du hourdis supérieur. Sur les montants, recoupés à la hauteur voulue, on établissait un couchis continu (fig. 775). Le moulage se faisait donc comme dans un plancher ordinaire.

Les pièces de bois ayant servi à la confection du hourdis ont été retirées par les naissances avant de fermer les hourdis, mais une

partie de ces bois a dû être abandonnée. A cet égard, le système est défectueux. En effet, les bois abandonnés étant serrés entre le hourdis supérieur et le faux gitage, celui-ci est affecté par les charges qui passent sur le pont.

Un autre procédé de construction de *planchers* creux a été imaginé et appliqué par M. COTTANCIN. On sait que les planchers de ce système (voy. chap. I, n° 33, fig. 53, et chap. II, n° 112) comportent essentiellement des poutres moulées d'avance et un hourdis supérieur fait sur place, dont l'armature est reliée avec celle de ces poutres. Les panneaux en plâtre qui constituent le plafond sont confectionnés à l'avance. On les met en place immédiatement après la pose des poutres; mais, au lieu de les descendre à leur emplacement définitif, on les maintient à l'aide de petits tasseaux en bois à une hauteur AB telle

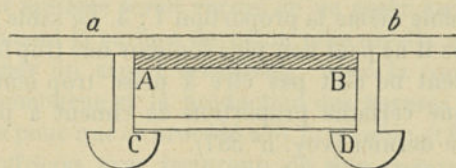


Fig. 776. — Exécution d'un plancher système COTTANCIN.

que la surface supérieure affleure le bord supérieur des poutres (fig. 776). Dans cette position, ces panneaux forment plancher de moulage pour le hourdis *ab*. Le réseau métallique, qui a été préparé à l'avance (n° 409), est mis en place et rattaché à l'armature des poutres. Lorsque le hourdis est achevé et a fait prise, on enlève les tasseaux et les panneaux sont descendus sur les boudins CD des poutres pour former plafond. Si on le désire, on peut masquer les boudins à l'aide d'un enduit de même épaisseur posé sur les panneaux.

**443. Enduits.** — Au point de vue de la résistance, il n'y a en général aucun inconvénient à ce que la construction en béton armé reste telle qu'elle sort des coffrages. Mais son aspect est alors peu agréable. La surface n'est jamais absolument lisse et porte l'empreinte des planches du moule, ou du papier, ou de la toile dont elles ont été recouvertes. Aussi, à moins que la construction ne soit d'un caractère tout utilitaire, est-il d'usage que les surfaces vues des planchers, les parements des murs, les faces des piliers, les intrados ou extradados des voûtes, etc., soient recouverts d'un enduit dont l'épaisseur varie avec le plus ou moins de rudesse du parement du béton.



L'application de ces enduits doit se faire avec grand soin si l'on veut obtenir un ton de parement bien uniforme. Aussi ce travail réclame-t-il des ouvriers spéciaux. On ne rappellera pas ici toutes les précautions à observer; elles sont d'ailleurs les mêmes que dans les ouvrages ordinaires en béton de ciment ou en maçonnerie. Il est cependant utile de mentionner les suivantes :

L'enduit doit être posé aussitôt que possible, c'est-à-dire immédiatement après l'enlèvement des coffrages. Le mortier à employer doit être plus riche en ciment que le corps de l'ouvrage si l'on tient à obtenir un parement bien uni, mais la quantité de ciment ne doit pas être exagérée. On sait, en effet, que plus le mortier est riche, plus il est sensible aux retraites et dilatations qui accompagnent le durcissement (voy. chap. v, n° 625). La proportion la meilleure est de : 1 partie de ciment pour 2 parties de sable, ou 2 de ciment pour 3 de sable. On emploie même la proportion 1 : 3. Le sable ne doit pas être trop gros, mais il ne peut non plus contenir une trop forte proportion de fin. Le ciment ne doit pas être à prise trop lente. On emploie quelquefois une certaine proportion de ciment à prise rapide, ou uniquement ce dernier (voy. n° 387).

En appliquant l'enduit il faut le comprimer fortement. On le polit à l'aide d'une taloche en bois. Le lissage à la truelle n'est pas à recommander. L'enduit terminé doit être protégé contre les rayons du soleil et contre le vent.

L'épaisseur de l'enduit doit être aussi réduite que possible. On peut la fixer en moyenne à 5 millimètres.

Dans certaines constructions, on donne aux enduits une plus forte épaisseur; mais c'est à tort, surtout lorsque l'on fait entrer cette épaisseur en compte dans la dimension utile de la pièce pour la vérification de la stabilité. Un enduit appliqué après la prise du béton ne peut être considéré comme faisant corps avec celui-ci d'une manière parfaite.

Pour les voûtes *MONIER*, on suit quelquefois le mode de construction ci-après : le réseau d'intrados étant appliqué directement sur le couchis du cintre, on bétonne par-dessus; puis, après démoulage, on recouvre le métal apparent à la douelle par un enduit formé de plusieurs couches dont le dosage devient de plus en plus riche en ciment depuis la proportion 1 : 3 jusqu'au ciment pur. Ce système est défectueux, car il crée un joint de reprise précisément au droit de l'armature. On trouve donc avantage à opérer comme il a été dit plus haut (n° 437), c'est-à-dire à enrober pendant le bétonnage même le réseau métallique dans une gangue homogène.

Quelles que soient les précautions que l'on prenne dans l'exécution



des enduits, le résultat obtenu n'est jamais complètement satisfaisant. Alors même que le desideratum cherché est réalisé, c'est-à-dire que le parement est parfaitement uni et de ton uniforme, il peut encore se produire, par la suite, des fissures qui peuvent gâter complètement l'aspect de l'ouvrage.

Il semble donc plus rationnel, si l'on désire conserver le ton naturel du ciment et éviter l'emploi de la peinture, de travailler la surface de l'enduit comme un parement de pierre de taille ou d'y imprimer ou tracer des dessins ou ornements quelconques. On arrive de la sorte à dissimuler les fissures et l'effet obtenu est aussi décoratif. Aussi beaucoup de constructeurs renoncent-ils aujourd'hui à obtenir des enduits en ciment ces parements absolument lisses qui les caractérisaient jusqu'à présent.

Un meilleur système serait encore de ne poser aucun enduit et de traiter directement la surface du béton telle qu'elle sort du coffrage pour lui donner un aspect acceptable. Ainsi la construction serait absolument homogène et la production des fissures serait moins à craindre. Mais pour que ce procédé soit praticable, il faut évidemment monter les coffrages avec beaucoup de soin et garnir leur surface intérieure en conséquence. On recommande aussi, dans le même ordre d'idées, certains tours de main dans la pose du béton qui ont pour effet de chasser le ciment vers les parois du coffrage.

Indépendamment du rôle que les enduits ont à remplir au point de vue décoratif, on peut également, dans des cas spéciaux, y avoir recours, soit pour rendre la construction imperméable, comme dans les *réservoirs*, soit pour la protéger contre l'usure, comme dans les *dallages*. Dans ces deux cas l'enduit prend évidemment plus d'importance.

Les enduits pour *réservoirs* (voy. chap. II, n° 353, et chap. III, n° 396) ont une épaisseur plus forte que ceux dont il a été question ci-dessus. Le dosage est également plus riche en ciment. Il atteint la proportion : 1 ciment, 1 sable. Lorsque l'enduit a fait une première prise, on doit remplir le réservoir et le maintenir en eau pendant huit à quinze jours. On rend ainsi l'enduit plus dur et plus imperméable, en même temps que l'on dissout ou carbonate la chaux du mortier frais.

**444. Dallages.** — La confection des *dallages* en ciment demande également beaucoup de soins si l'on veut obtenir un bon résultat. Le ciment doit être de première qualité. Il existe pour cet usage des ciments spéciaux très cuits et de forte densité offrant une grande



résistance à l'usure. Le sable doit être régulier comme grosseur et ne pas contenir ni de trop gros grains ni de trop fins. On doit, à cet effet, le tamiser. Le cas échéant, il convient également de le laver. Le sable siliceux est à préférer au sable calcaire. Le dosage est de : 1 ciment, 1 sable ; mais, avec du bon sable, on peut se contenter de la proportion 2 : 3 ou 1 : 2.

L'enduit doit être posé aussitôt après la couche de béton inférieure et avant que celle-ci ait fait prise ; sinon l'adhérence n'est pas suffisante. Cette condition est facile à observer, notamment dans la confection des hourdis de planchers. C'est ainsi que, dans les planchers HENNEBIQUE (chap. II, n° 61), la dernière couche de 0,02 m. de béton du hourdis (voy. n° 432) est posée immédiatement après les autres et reçoit un dosage de 600 kilogrammes de ciment au lieu de 300 kilogrammes.

Le mortier, gâché avec très peu d'eau, est étendu sur le béton en le comprimant avec une truelle ou une dame légère. On procède ensuite au dressage, au lissage et, le cas échéant, à la confection des dessins. Un simple lissage ne donne de la résistance qu'à la couche superficielle. Quand le mortier est dur (généralement au bout d'un jour), on arrose largement, puis on recouvre de sable humide que l'on maintient en cet état par des arrosages répétés. On peut enlever le sable et circuler sur le dallage au bout de quinze jours.

Dans tous les cas où la surface de la construction à traiter n'est pas soutenue par un coffrage et peut être recouverte de l'enduit immédiatement après sa confection, il convient d'opérer ainsi qu'on vient de le montrer pour le cas d'un dallage, sauf les précautions spéciales relatives à l'usure. Il en est ainsi notamment pour l'extrados des voûtes surbaissées, la surface supérieure des tabliers de ponts droits, planchers, terrasses, etc., à recouvrir après coup de terre ou d'un revêtement quelconque.

#### 5° FABRICATION DES TUYAUX

**445. Système Monier.** — La fabrication des tuyaux et autres objets d'usage courant armés de treillis de barres rondes, ou de toiles métalliques (voy. chap. II, n° 336), n'étant généralement pas soumise à un contrôle, il ne peut être utile, à notre point de vue, d'en étudier les détails. Les procédés varient d'ailleurs suivant les ateliers et d'après la nature du ciment employé.

On considère généralement que le mode de fabrication le plus recommandable est celui qui s'inspire des mêmes principes que la construction des autres ouvrages en béton armé, savoir : emploi du

ciment Portland, moulage en couches minces comprimées soigneusement.

Les tuyaux peuvent être moulés debout entre un coffrage extérieur et un noyau intérieur lorsque l'épaisseur de la paroi en ciment est assez forte pour permettre l'introduction d'un outil de damage entre les armatures et les coffrages. Si l'épaisseur est plus mince, on peut suivre le mode de construction appliqué aux cloisons (voy. n° 436) et se contenter de hourder l'ossature en comprimant fortement le mortier comme on le ferait pour un enduit.

Les tuyaux se moulent aussi horizontalement. Ce mode d'opération est notamment suivi dans une machine à fabriquer les tuyaux en ciment armé, brevetée au profit de la maison WAYSS ET C<sup>ie</sup>. Cette machine se compose essentiellement d'un tambour en zinc ou en tôle d'un diamètre égal au diamètre intérieur du tuyau. Ce tambour, qui est mobile autour de son axe, reçoit à sa partie supérieure, par un entonnoir, le mortier de ciment que des rouleaux compriment sur le cylindre. Pour les tuyaux de petit diamètre, un dispositif spécial empêche le mortier de se détacher à la partie inférieure pendant la rotation.

Lorsqu'une première couche de mortier est appliquée sur le tambour, on enroule le tissu métallique tout préparé, ou bien on le confectionne sur place. Puis on pose de la même façon une seconde couche, puis une troisième, et ainsi de suite, en intercalant, s'il y a lieu, de nouveaux tissus métalliques.

**446. Système Bordenave.** — Lorsque l'ossature des tuyaux est formée de fers profilés, il est indispensable de couler le mortier de ciment assez liquide pour qu'il remplisse tous les creux de l'armature. Dans ce cas, il est d'usage de recourir à l'emploi des ciments à prise rapide (voy. n° 387). Le damage devenant impraticable, la mise en place du béton se réduit alors à une simple coulée. Cette opération se fait à l'aide d'un moule vertical.

Ce mode de fabrication est évidemment beaucoup plus simple et plus économique que le précédent. Il offre plus de garantie quant à l'homogénéité de la matière (quoique la partie inférieure d'un tuyau coulé verticalement soit nécessairement plus tassée que la partie supérieure) et donne sans doute une meilleure étanchéité (voy. n° 396). Mais il présente les inconvénients qui se lient à l'emploi des ciments à prise rapide (voy. n° 387) et à la suppression du damage (voy. n° 433).

Dans le système BORDENAVE (voy. chap. II, n° 338), l'armature est fabri-



quée de la façon suivante : A l'aide d'une machine à cintrer, on enroule les barres d'acier double T en une hélice cylindrique de diamètre voulu. Les barres ainsi cintrées sont placées sur un mandrin. On espace convenablement les spires, puis on introduit les barres longitudinales que l'on relie aux hélices par des ligatures.

Le moulage des tuyaux s'exécute au moyen d'une machine nommée



Fig. 777. — Vue d'un chantier de fabrication de tuyaux en sidéro-ciment.

*pondeuse* (fig. 777). C'est un échafaudage comportant un plancher sur lequel se trouvent les ouvriers qui exécutent le moulage ainsi que les instruments et matériaux. L'appareil porte un pylone auquel est suspendu le mandrin de moulage. On place sur le sol un cercle qui reproduit en plan la forme du tuyau. Sur ce cercle on pose verticalement l'ossature métallique, puis on fait descendre le mandrin. Celui-ci est pourvu d'un dispositif qui permet d'en faire varier le diamètre. On l'ouvre à un diamètre égal à celui du tuyau, et on le cintré exactement, de même que l'ossature. Les coquilles qui doivent compléter le moule sont suspendues, complètement ouvertes, au plancher de la *pondeuse*. On les décroche, on les met en place, et on les assujettit solidement. A l'aide d'un entonnoir, on procède ensuite à la coulée du mortier.

Avant que le ciment ne soit dur, on enlève l'entonnoir et on égalise la partie supérieure du tuyau.

Lorsque la prise est suffisante, on desserre le mandrin, on ouvre les coquilles et on enlève tout le moule.

La pondeuse est montée sur galets qui roulent sur une voie ferrée circulaire. Le tuyau reste en place tandis que l'appareil avance pour procéder, à côté, à la fabrication d'un autre tuyau. Lorsque le chariot a parcouru le cercle formé par la voie ferrée et est près de revenir à son point de départ, ce qui peut se produire au bout de deux ou trois jours, on enlève les tuyaux à l'aide d'une grue qui se meut sur une voie concentrique intérieure. Le tuyau est déposé sur un truck qu'on fait rouler sur cette voie pour l'amener ensuite au lieu de pose ou au dépôt.

**447. Système Bonna.** — La fabrication des tuyaux du système BONNA (voy. chap. II, n° 340) suit généralement des procédés absolument analogues.

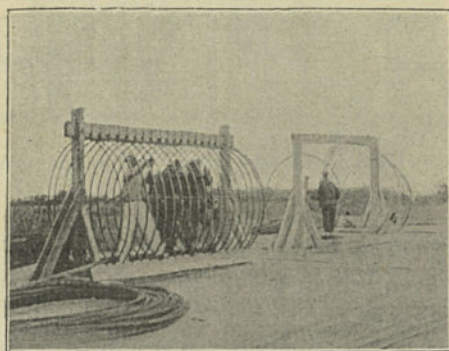


Fig. 778. — Conduite de refoulement de l'aqueduc d'Achères.  
Fabrication de l'ossature.

La figure 778 représente le mode d'exécution de l'ossature de la *conduite de refoulement de l'aqueduc d'Achères* (voy. n° 341 et figg. 640-646). Les barres pour directrices, coupées à longueur, puis cintrées, étaient ensuite assemblées à leurs extrémités par un couvre-joint rivé. Les cercles étaient passés à force sur un mandrin circulaire en fonte qui en régularisait la forme. On les montait ensuite sur un chevalet portant des crémaillères dont les dents présentaient l'écartement prévu pour les directrices, puis on procédait à l'attache des génératrices. Ces dernières étaient munies d'entailles qui s'emboîtaient sur les directrices. On attachait d'abord la génératrice inférieure qui servait de guide, puis successivement toutes les autres, en observant des divisions



marquées sur les directrices extrêmes. Il ne restait plus qu'à faire les ligatures pour terminer l'ossature.

Pour les conduites du *parc agricole d'Achères* (voy. n° 342 et figg. 647-648), qui comportaient un tube en tôle compris entre deux armatures en treillis, la confection de l'ossature était plus compliquée. Sur un mandrin à claire-voie, on plaçait d'abord les fers formant génératrices de l'ossature intérieure, puis on enroulait les barres directrices qui avaient été préalablement coupées à longueur et cintrées au diamètre voulu. Après avoir réglé la distance entre les

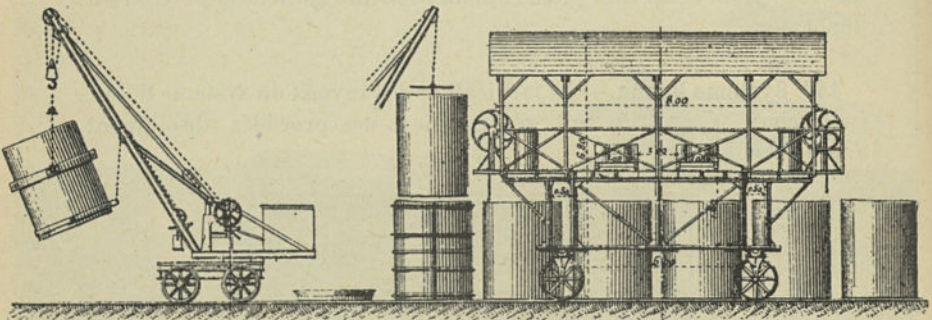


Fig. 779. — Conduite de refoulement de l'aqueduc d'Achères.  
Chantier de moulage.

spires, on posait les ligatures. L'armature intérieure étant terminée, on glissait le tube en tôle et l'on procédait au placement de l'armature extérieure. La préparation des tubes en tôle (voy. fig. 647) nécessitait le passage des feuilles dans plusieurs machines-outils où s'opéraient le découpage à longueur, le pliage des bords pour l'assemblage, le cintrage au diamètre voulu et finalement l'agrafage des plis.

L'ossature étant achevée, on la plaçait sur une rondelle en bois, puis on l'entourait de deux coquilles en acier formant l'extérieur du moule. On descendait ensuite à l'intérieur un noyau en tôle de diamètre variable. Lorsque, comme le cas s'est présenté aux conduites de refoulement de l'aqueduc, les tuyaux comportaient un tube intérieur formant revêtement de la paroi en ciment, le noyau était remplacé par ce tube même.

Chaque tuyau était coulé en une seule fois à l'aide de deux auges allongées installées sur un plancher que portait un chariot roulant sur une voie ferrée (fig. 779).

La gâchée se composait de 0,615 mètre cube de sable et 450 kilogrammes de ciment. En temps ordinaire, on employait 350 kilo-

grammes à prise rapide et 100 kilogrammes à prise demi-lente ; pendant les grandes chaleurs, on prenait 250 kilogrammes à prise rapide et 200 kilogrammes à prise demi-lente.

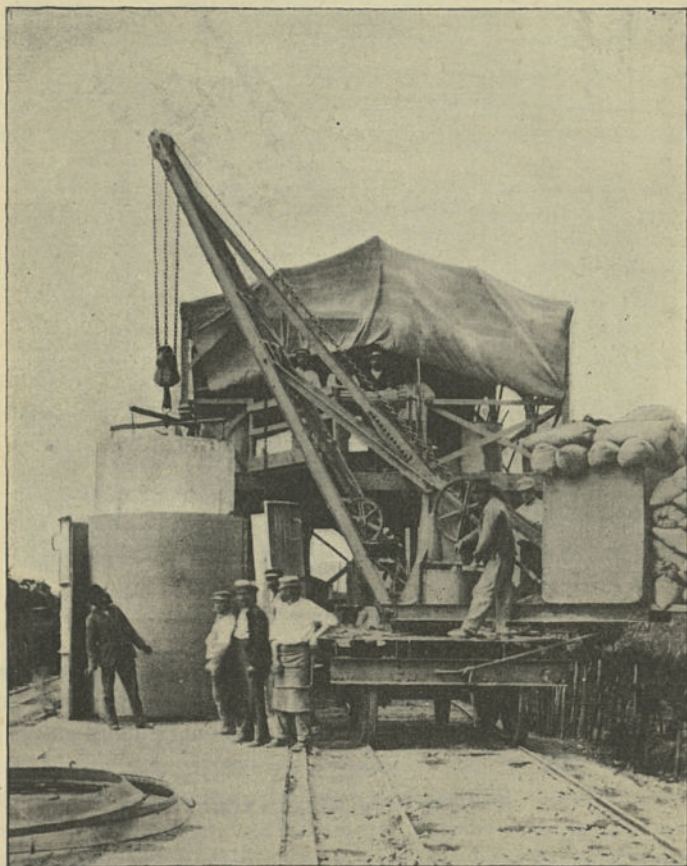


Fig. 780. — Conduite de refoulement de l'aqueduc d'Achères.  
Démoulage d'un tuyau.

Un entonnoir en tôle placé sur le moule facilitait l'entrée du mélange. L'ossature était maintenue par des taquets de façon à assurer l'épaisseur régulière du mortier. Pendant la coulée, des ouvriers munis de maillets en bois frappaient le moule pour favoriser la sortie de l'air et la descente du mortier.

Vingt minutes après la coulée, on pouvait procéder au démoulage



(fig. 780). On terminait le tuyau par un léger ragréement de la surface.

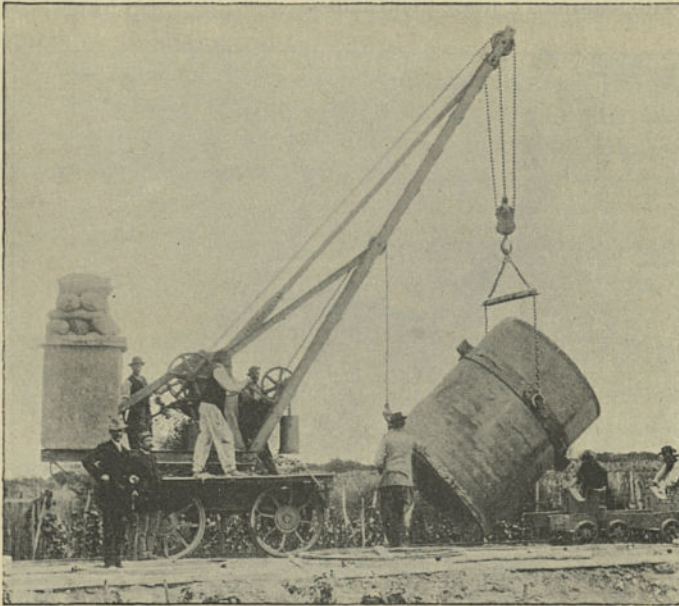


Fig. 781. — Conduite de refoulement de l'aqueduc d'Achères.  
Mise d'un tuyau sur wagon transbordeur.

La manœuvre du mandrin et des coquilles s'effectuait au moyen d'une grue qui servait également à la mise sur wagon des tuyaux moulés (fig. 781). L'enlèvement s'opérait au bout de deux jours.

#### 6° PIEUX ET PALPLANCHES

**448. Moulage.** — Les pieux et palplanches sont moulés *verticalement* ou *horizontalement*.

Le premier système est celui que l'on applique le plus souvent dans les constructions HENNEBIQUE. Les coffrages sont entièrement analogues à ceux des piliers (voy. n° 421). La mise en œuvre du béton et du métal s'opère également de la même manière (voy. n° 436).

La figure 782 représente le chantier de moulage des pieux de fondation d'un *magasin de conservation de viandes à Southampton* (voy. chap. II, n° 178). Elle montre toute l'importance que peut prendre une semblable installation.

Le démoulage se fait en enlevant une seule paroi du coffrage. La pièce peut être dégagée au bout de deux jours, mais la mise en place ne doit pas s'opérer avant un mois.

Lorsque les pieux ou palplanches à confectionner présentent une très grande hauteur, le moulage devient onéreux et difficile. Il en est de même du transport et surtout du battage. Dans certains cas, on s'est borné à mouler d'avance la partie inférieure des pièces. Après le battage de ces tronçons, on a confectionné sur place le restant en montant un coffrage sur la partie déjà battue. Ce procédé offre l'in-

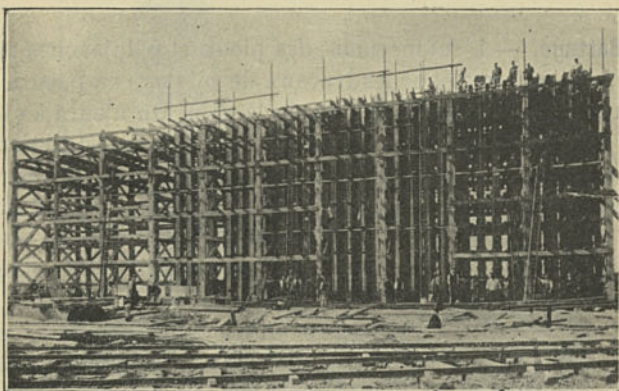


Fig. 782. — Chantier de moulage de pieux, à Southampton.

convénient de créer un joint de reprise et d'interrompre assez longtemps le travail de battage.

Le moulage *horizontal* s'opère dans des coffrages entièrement semblables à ceux des poutres de planchers (voy. n° 418). Il en est de même de la mise en œuvre du béton (voy. n° 432).

Ce dernier mode de fabrication est évidemment beaucoup plus simple et plus économique ; mais il ne conviendrait pas pour des pieux soumis à des charges verticales, les couches de damage étant parallèles au sens de la pression. On peut, par contre, le considérer comme plus rationnel pour les palplanches dans le cas où le travail par flexion dépasse en importance la compression verticale.

Si, cependant, l'ossature métallique, au lieu d'être composée de fers ronds, comprend des poutrelles à âme pleine comme dans le système RECHTERN, VERING et DÖPKING (voy. chap. I, n° 306), le moulage horizontal présente des inconvénients sérieux. C'est ce qui a été reconnu dans les essais auxquels ce système a été soumis. Lorsque,



après avoir posé et damé une couche de béton dans le moule, on vient poser, par-dessus, l'armature, il est difficile d'éviter que des vides ne subsistent au-dessous de celle-ci. La partie supérieure de la pièce est toujours meilleure, car on peut damer soigneusement le béton et envelopper parfaitement l'armature. On recommande donc de placer cette partie de la pièce du côté qui travaille à l'extension.

Il n'en est pas moins vrai que c'est là un défaut du système, et l'on aurait même, en opérant verticalement, quelque difficulté à obtenir un moulage parfaitement homogène avec ce genre d'ossature métallique.

**449. Battage.** — L'enfoncement des pieux et palplanches en béton armé s'opère, comme pour les travaux de pilotage en bois, à la sonnette ou à la lance, selon la nature du terrain. On n'aura à s'occuper ici que des précautions spéciales qu'impose la construction particulière des pieux et palplanches. Il est entendu, d'ailleurs, que l'enfoncement nécessite les mêmes soins que dans les pilotis ordinaires au point de vue de la

mise en fiche, du guidage, etc.

En ce qui concerne le battage à la sonnette, on doit remarquer d'abord que le poids des pieux en béton (voy. n° 398) est beaucoup plus considérable que celui des pilots en charpente, et qu'il convient, en conséquence, que la sonnette soit particulièrement robuste et rigide. Le mouton doit être plus lourd que pour les pieux en bois.

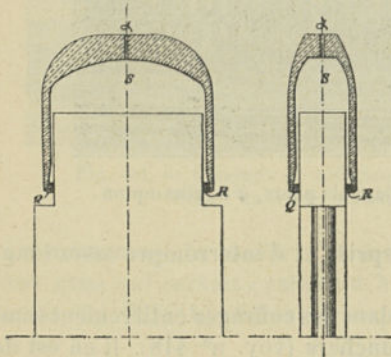


Fig. 783-784.

Afin d'éviter que le béton ne soit désagrégé par les choes, il faut faire en sorte que les efforts soient uniformément répartis sur la tête du pieu. On a tenté d'obtenir ce résultat, notamment dans le système RECHTERN, VERING et DÖPKING, en intercalant un bloc en bois de chêne. On recommande de préférence de poser sur la tête des petits blocs de bois tendre sur lesquels on place un faux pieu en bois debout avec sabot en fer que l'on remplit de vieille corde (voy. chap. II, n° 306, figg. 561-563).

Dans le système HENNEBIQUE, on arrive au but cherché en coiffant la tête du pieu d'un casque qui reçoit les coups de mouton et

les transmet au pilot par l'intermédiaire d'un matelas protecteur.

La forme et les dispositions de ce casque ont plusieurs fois varié depuis l'emploi du procédé.

Le type des figures 783-784 est un casque en acier fondu que l'on remplit de sable S par l'ouverture  $\alpha$ . Un bourrage d'argile R ferme

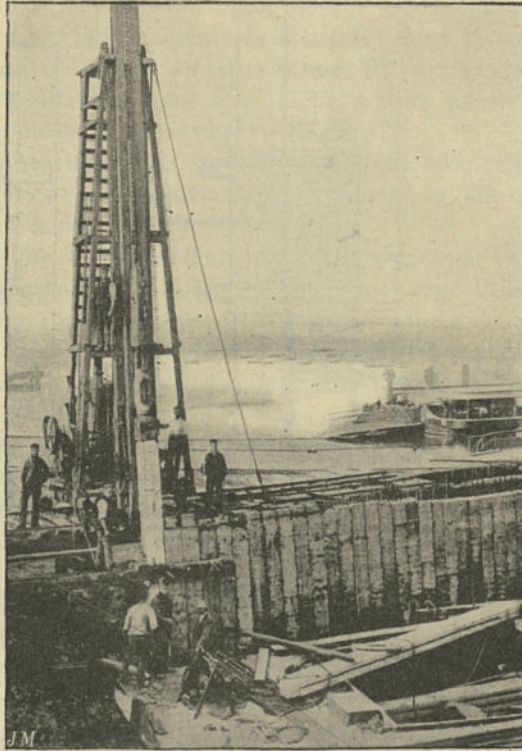


Fig. 785. — Battage de palplanches, à Southampton.

la caisse suivant le bord inférieur. Il est maintenu par un tour de filasse Q. Au lieu de sable, on emploie de préférence aujourd'hui de la sciure de bois. Chaque type de pieu ou de palplanche exige un casque spécial pour le battage.

La figure 785, relative au battage de palplanches à *Southampton* (voy. chap. II, n° 305), montre le mode d'emploi du casque. Dans ce cas, les chocs du mouton étaient reçus par l'intermédiaire d'un faux pieu.

Les figures 786-788 représentent un autre dispositif, dans lequel le casque est remplacé par un collier. Celui-ci est en tôle d'acier ren-



forcé par trois frettes rivées. Il offre un vide intérieur un peu plus grand que la tête de la palplanche, sur laquelle il est assujéti au moyen de coins en bois dur. A la partie supérieure, il reçoit un faux pieu qui y pénètre avec un certain jeu. Ce faux pieu est en bois dur

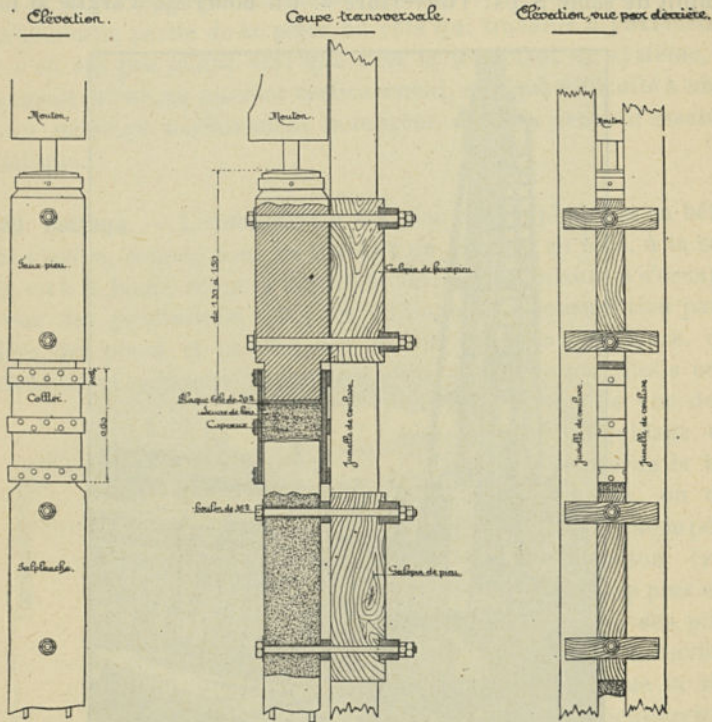


Fig. 786-788. — Matériel de battage, à Chantenay-sur-Loire.

tel que l'orme, ou le chêne de préférence. Il se termine par une tête frettée légèrement convexe, de section ronde.

Le matelas protecteur se compose d'une couche de sciure de bois. Dans le casque à tête sphérique, la compression du matelas ne détermine pas de poussée latérale. Il n'en est pas de même dans le collier, qui peut être éventré par l'expansion de la sciure de bois. De plus, la répartition des pressions est moins égale sur la tête du pieu, ce qui peut provoquer des ruptures de cette dernière. Afin d'éviter ces effets, on intercale dans la sciure de bois des couches de copeaux.

Le matériel dont il s'agit a été employé à *Chantenay-sur-Loire*, en 1898 (voy. chap. II, n° 317), à l'enfoncement de palplanches de 10 mètres de longueur et de 0,30 m.  $\times$  0,40 m., pénétrant de 7 mètres

en terrain dur. Le poids du mouton était de 1.600 kilogrammes, la hauteur de chute maxima 1,90 m.

Dans cette application, les fers de l'armature ne dépassaient pas le béton, mais étaient arrêtés à 30 millimètres au moins de la surface. La tête était formée d'un béton un peu plus riche et terminée par une surface convexe. Cette disposition paraît avantageuse, car elle préserve le fer de l'échauffement considérable que subit le matelas pendant le battage. La température constatée dans la sciure de bois, lorsque le pieu est battu au refus, atteint 70° centigrades, et l'on conçoit que la dilatation des fers de l'armature puisse amener une désagrégation de la partie supérieure du pieu.

Lorsque les barres de l'armature doivent être reliées aux fers d'autres pièces de la construction, on démolit la tête pour dégager les tiges sur la longueur voulue.

On a vu que le dispositif du collier présente, par rapport à celui du casque, certains inconvénients tenant à la répartition inégale des charges. Moyennant la précaution indiquée plus haut, on en obtient cependant de bons résultats et on le préfère même quelquefois au casque, parce qu'il permet d'ajouter plus facilement pendant le battage la matière qui devient nécessaire par la compression du matelas.

Le casque paraît cependant toujours plus recommandable. Récemment, il a été l'objet d'un perfectionnement qui semble donner de bons résultats. La tête du casque a été garnie d'un rebord vertical formant une cavité dans laquelle on loge un tampon en bois dur de faible hauteur qui fait l'office de faux pieu. Le casque est, en outre, muni de deux oreilles pour l'enlèvement.

D'autres dispositions encore sont en usage et plusieurs d'entre elles permettent, lorsqu'on y apporte du soin, de battre des pieux et palplanches en béton armé dans des sols très durs. Pour certaines applications, on a travaillé dans des terrains de gros sable argileux ou de gravier parsemé d'enrochements et de débris de maçonnerie.

Moyennant des précautions spéciales, les pieux et palplanches en béton armé s'établissent donc dans les mêmes conditions que les pilotis en charpente.

Lorsque le fonçage des palplanches a lieu à l'aide de l'eau sous pression, celle-ci est amenée sous la pointe par un tuyau logé dans la rainure et qui accompagne la palplanche dans sa descente (voy. chap. II, n° 304).





## CHAPITRE IV

### THÉORIE

450. **Objet et division de ce chapitre.** — Une méthode de calcul rationnelle doit répondre aussi exactement que possible à la réalité. Les hypothèses qui lui servent de base doivent procéder de faits d'expérience.

Avant d'établir aucune formule, il importe donc d'étudier les propriétés des deux matières qui entrent dans la confection du béton armé.

Le *métal* (fer ou acier) est connu en tant qu'élément résistant et élastique et le calcul de ses dimensions se trouve aujourd'hui soumis à quelques règles classiques : On admet notamment l'hypothèse de la proportionnalité des efforts aux déformations tant que la limite d'élasticité n'est pas atteinte. On suppose que le métal présente des phénomènes identiques, comme élasticité et résistance, à la compression et à l'extension. Les idées sont fixées également sur les valeurs que l'on peut admettre pour le coefficient d'élasticité constant du métal et pour la limite dangereuse des efforts.

Le *béton de ciment* demande une étude spéciale. Celle-ci fait l'objet du § 1 du présent chapitre.

Les lois et valeurs que fournissent les expériences quant aux diverses propriétés du béton et du métal permettent d'établir des méthodes de calcul ; mais celles-ci sont encore entachées d'hypothèses incertaines si l'on ne prend soin d'étudier expérimentalement le mode de transmission des efforts du métal au béton et le rôle respectif des deux matières dans la stabilité du solide hétérogène. Des expériences précises portant sur des pièces en *béton armé* sont donc indispensables. Les résultats fournis par ces recherches sont exposés dans le § 2.

Partant des faits d'expérience, on s'est proposé, dans le § 3, de



rechercher les *hypothèses* et les *formules* susceptibles de traduire le mieux la réalité. On trouvera dans ce paragraphe l'étude critique des principales méthodes scientifiques proposées jusqu'à ce jour, ainsi que l'exposé du système de calcul que nous préconisons.

Cette dernière théorie n'a pas la prétention de résoudre rigoureusement le problème de la stabilité du béton armé. Elle est faite uniquement pour la pratique courante des calculs. Le caractère absolument élémentaire de ses formules ressortira de l'exposé, auquel est consacré le § 4, de leur mode d'emploi dans les divers cas d'*application* qui peuvent se présenter. On fera choix à ce propos des valeurs à adopter pour les *coefficients* entrant dans ces formules et ce choix sera basé non seulement sur les résultats des expériences scientifiques, mais aussi sur les *méthodes empiriques* en usage et que la pratique a consacrées dans certaines limites.

L'étude théorique faite au cours de ce chapitre fera repasser sous les yeux les différents genres de pièces en béton armé déjà examinés dans le chapitre 1<sup>er</sup> (§ 2 et 3) en décrivant les divers systèmes préconisés par les constructeurs. Elle donnera occasion de rechercher, sur la base de la théorie, quelles sont les conditions auxquelles doit répondre une construction *rationnelle* en béton armé au point de vue des dimensions relatives des pièces, de la disposition de l'armature et des qualités du béton et du métal. Le § 5 est consacré à cette étude critique des principes et systèmes du béton armé.

## § 1.

### ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU BÉTON

**451. Résistance à la compression.** — La résistance que le béton de ciment offre à la rupture par écrasement est une donnée variable. Les circonstances qui influent sur sa valeur sont nombreuses et plusieurs d'entre elles ont une importance comparable. En dehors de la qualité du ciment, du dosage du mélange et de l'âge du béton au moment de l'essai, on doit noter spécialement l'influence très grande des qualités du sable et du gravier (voy. chap. III, n° 389), celles du damage pendant la pose, de la quantité d'eau employée au malaxage, de l'état d'humidité de l'éprouvette, etc.

D'autres facteurs de la résistance à la rupture, plus importants à noter peut-être que ceux relatifs à la matière essayée, parce qu'ils se présentent moins naturellement à l'esprit, ce sont ceux qui concer-

nent le mode de mise en charge et surtout la forme et les dimensions des éprouvettes soumises aux essais.

On a remarqué que la résistance à l'écrasement, estimée par unité de surface, diminue quand la section de l'éprouvette augmente et que la forme même de cette section a son influence, une forme circulaire résistant mieux qu'une forme quadrangulaire. On a expérimenté également sur l'influence de la hauteur du bloc essayé et l'on a reconnu que la résistance est d'autant meilleure que cette hauteur est plus faible.

Pour se rendre compte d'une manière précise de la valeur du béton dans la construction définitive, il importe donc que l'on procède à des essais spéciaux, reproduisant le plus exactement possible les conditions prévues. La nature des matériaux, le mode de fabrication doivent être les mêmes qu'en exécution. Les formes et dimensions de l'éprouvette doivent se rapprocher autant que possible de celles de l'ouvrage en projet, et, si forcément on est limité dans cette voie, le taux de résistance obtenu doit être affecté d'un certain coefficient.

Faute de pouvoir faire les essais directs dont il a besoin pour établir ses projets, l'ingénieur se trouve souvent amené, surtout pour les constructions de peu d'importance, à faire usage de chiffres dont il n'a pas contrôlé la valeur. Aucune précision n'est alors de mise et le travail doit être prévu largement.

Dans ces circonstances, on peut cependant, mais dans le cas où l'épaisseur de la construction ne dépasse pas beaucoup celle des blocs d'essai, soit 0,10 à 0,15 m., et à la condition expresse de faire usage de matériaux de bonne qualité et d'imposer le damage soigné par couches minces avec une quantité modérée d'eau de malaxage, prévoir une résistance à la rupture de 180 kilogrammes par centimètre carré pour un béton de pierraille ou gravier et sable<sup>1</sup>, dosé à 1 : 3 ou 1 : 2 : 4, c'est-à-dire comprenant 275 à 450 kilogrammes de ciment Portland par mètre cube (chap. III, nos 393-395). Ce chiffre de 180 kilogrammes suppose que l'ouvrage n'est pas appelé à supporter les plus fortes charges avant un délai de trois mois à partir de la mise en œuvre du béton. Si l'on désire pouvoir mettre l'ouvrage en service après un mois, ou d'une manière générale, si l'on veut montrer plus de prudence dans l'application, on peut se limiter à un chiffre de résistance de 150 kilogrammes par centimètre carré.

D'une façon générale d'ailleurs, pour la compression comme pour les autres modes de sollicitation, la valeur de la résistance à la rup-

<sup>1</sup> A l'exclusion du béton de mâchefer (voy. chap. III, n° 392).



ture n'a pas d'utilité d'une manière absolue, puisque, pour choisir le taux de travail de la matière, on le réduit d'après un certain *coefficient de sécurité* dont la valeur est toute d'appréciation (voy. n° 554).

**452. Résistance à la traction.** — Les données que fournissent les expériences sur la résistance à la rupture par traction sont encore plus variables que celles des essais à l'écrasement.

Les facteurs de ces variations sont les mêmes, mais ceux qui concernent la forme et les dimensions de l'éprouvette acquièrent une importance plus grande par suite du mode d'application de l'effort qui soumet le corps de la pièce à des fatigues très inégales.

Aussi considère-t-on souvent l'effort de rupture par traction du béton en éprouvettes comme ne donnant pas la mesure de la résistance réelle de la matière dans les conditions ordinaires de sollicitation.

Quoi qu'il en soit, on admet généralement que la résistance à la traction du béton vaut  $\frac{1}{10}$  à  $\frac{1}{12}$  de la charge de rupture par compression. On prend donc, dans les conditions définies au numéro précédent, pour valeur de la résistance à la traction du béton normal : 15 kilogrammes ou 12 kilogrammes par centimètre carré selon le cas.

**453. Élasticité à la compression.** — Les expérimentateurs ne se sont attachés que depuis peu de temps à l'étude des déformations du béton de ciment à la compression. Cette question, si importante pour le calcul des pièces en béton armé, se trouve cependant déjà fort avancée aujourd'hui, grâce aux travaux de MM. LÉON DURAND-CLAYE, HARTIG, BAUSCHINGER, TETMAJER, BAKER, de la *Commission des voûtes de la Société des ingénieurs et architectes de Vienne*, de MM. COIGNET et de TÉDESCO, SOULEYRE et ANGLADE, BACH et CONSIDÈRE.

De même que la limite de résistance à la rupture, le coefficient d'élasticité n'a pas une valeur fixe. Tous les éléments qui sont signalés comme influant sur la résistance paraissent avoir leur répercussion sur la grandeur des déformations.

Les chiffres obtenus par les différents expérimentateurs sont donc difficilement comparables.

Mais si on étudie les résultats des essais au point de vue de l'allure générale du phénomène de la déformation, on voit ressortir des lois bien définies :

Lorsque l'on soumet une éprouvette de béton de ciment à une pres-

sion croissante, le raccourcissement mesuré sur une longueur déterminée, d'abord très faible, augmente graduellement et plus rapidement que l'effort sollicitant. Si l'on construit un diagramme en portant en abscisses les pressions et en ordonnées les variations de longueur, on obtient une courbe telle que  $A M B$  (fig. 789) tournant sa concavité vers le haut.

Supposons ensuite qu'après avoir amené la déformation en  $B$ , on fasse décroître l'effort jusqu'à zéro. L'éprouvette se détend suivant une loi représentée par la courbe  $B N A'$  concave vers le bas et il reste une déformation permanente  $A' A$ .

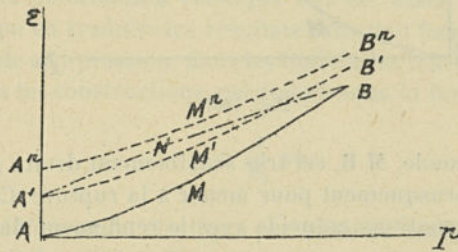


Fig. 789.

Si l'on comprime ensuite l'éprouvette à nouveau sous le même effort, la courbe de compression nouvelle qui part de  $A'$  affecte la forme  $A' M' B'$  et aboutit en un point  $B'$  qui diffère très peu de  $B$ . En renouvelant plusieurs fois l'expérience, on constate que la déformation permanente, qui a pris la première fois la valeur  $A A'$ , n'augmente plus ensuite que fort légèrement et tend vers une valeur limite  $A A''$ . D'autre part, la déformation totale tend aussi vers une valeur définie par  $B''$ , lequel diffère fort peu de  $B$  obtenu dans la première expérience.

Il résulte de là que la déformation permanente du béton est presque entièrement absorbée par le premier chargement et que, dans les opérations subséquentes, le béton fonctionne comme un corps élastique.

De même que la ligne  $A M B$ , les courbes  $A' M' B'$  tournent leur concavité vers le haut, mais la répétition des efforts les rapproche de la ligne droite, en sorte que  $A'' M'' B''$  offre une moindre variation d'inclinaison que la première ligne  $A M B$ .

L'allure des courbes de déformation  $A M B$  et  $A'' M'' B''$  a été établie dans un certain nombre de cas.



MM. SOULEYRE et ANGLADE, ingénieur et conducteur des Ponts et Chaussées à Constantine, distinguent, dans la courbe de compression, trois parties (fig. 790). La première, A M, présente une assez forte

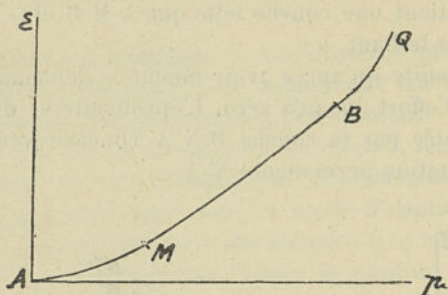


Fig. 790.

courbure ; la seconde, M B, est très sensiblement droite ; la dernière, B Q, se relève brusquement pour mener à la rupture. Cette augmentation des déformations coïncide avec le renflement du solide comprimé.

**454. Expériences de M. Bach.** — Les expériences de M. BACH, professeur à Stuttgart, sont venues confirmer les faits énoncés d'une manière générale par MM. SOULEYRE et ANGLADE. Faites avec précision et méthode, elles ont fourni sur les propriétés élastiques du béton de ciment sollicité à la compression un ensemble de données des plus remarquables. Leurs résultats sont d'autant plus probants qu'elles ont porté sur des pièces de grandes dimensions.

Les éprouvettes, de section circulaire, étaient des cylindres de 0,25 m. de diamètre et de 1 mètre de hauteur. Les raccourcissements étaient mesurés sur une longueur de 0,75 m. à l'aide de deux appareils montés latéralement sur le cylindre dans des positions symétriques.

L'opération était conduite de la façon suivante : On appliquait un effort déterminé, correspondant, par exemple, à une pression de 8 kilogrammes par centimètre carré, puis on déchargeait. On rechargeait au même taux, puis on déchargeait à nouveau, et ainsi de suite jusqu'à ce que la déformation n'augmentât plus. Ayant ainsi obtenu le point B (fig. 789) de la loi de déformation, on appliquait un effort plus grand, soit de 16 kilogrammes par centimètre carré, puis on déchargeait, et l'opération était répétée de même jusqu'à ce qu'on

obtint la déformation définitive pour cette pression. L'expérience se poursuivait ainsi par gradations successives, de façon à déterminer pour une série de taux de pression la déformation totale, la déformation élastique et la déformation permanente.

D'après les résultats de ces essais, on a tracé point par point une série de diagrammes de déformation, dont la forme générale est encore la même que celle des courbes A M B (fig. 790) décrites par MM. SOULEYRE et ANGLADE. On y retrouve les trois parties A M, M B et B Q, mais leur allure est moins accentuée et le changement de courbure s'opère graduellement d'un arc au suivant.

Dans les conditions offertes par les expériences de M. BACH, les courbes de la déformation élastique ont été assez régulières pour que l'on ait pu en traduire les résultats dans une formule. L'équation de la courbe de compression, dans les limites des tensions usuellement admises dans les constructions, est donnée sous la forme suivante :

$$\varepsilon = \frac{1}{E_1} p^n$$

$\varepsilon$  étant la déformation élastique par unité de longueur et  $p$  la pression par unité de surface.  $E_1$  et  $n$  sont des coefficients dont la valeur dépend des qualités de la matière essayée. On peut encore se servir de la formule usuelle (loi de HOOKE) :

$$\varepsilon = \frac{p}{E_p},$$

qui donne la définition du *coefficient d'élasticité*  $E_p$ , rapport entre la pression unitaire  $p$  et la déformation unitaire  $\varepsilon$ , mais ce coefficient  $E_p$ , au lieu d'être supposé constant comme pour le fer et l'acier, devient une fonction de la pression  $p$  de la forme :

$$E_p = \frac{E_1}{p^n - 1}$$

Traduite en diagramme, cette dernière formule fournit la courbe d'élasticité  $a b$  (fig. 791), qui montre l'allure du coefficient d'élasticité. Cette courbe tourne sa concavité vers le haut. La décroissance du coefficient d'élasticité est surtout marquée pour les faibles efforts.

On a établi sur la base des expériences de M. BACH diverses valeurs des coefficients  $E_1$  et  $n$ . Les chiffres obtenus, qui se rapportent à des bétons âgés de trois à quatre mois, varient, pour  $E_1$ , de  $2,17 \times 10^5$  à  $4,57 \times 10^5$  (unités : kilogramme et centimètre) et, pour  $n$ , de 1,09 à



1,21. Les dosages expérimentés allaient du ciment pur au béton dosé à : 1 ciment, 5 sable et 10 gravier. Les expériences ont porté sur deux natures de ciment ainsi que sur diverses espèces de matériaux : sable, gravier et pierraille, mélangés au ciment.

La loi qui lie le coefficient  $E_i$  au dosage n'est pas continue par suite de l'influence qu'exercent la nature du ciment et celle du squelette, mais son allure est bien accusée lorsque l'on compare différents mortiers, composés de ciment et de sable de même pro-

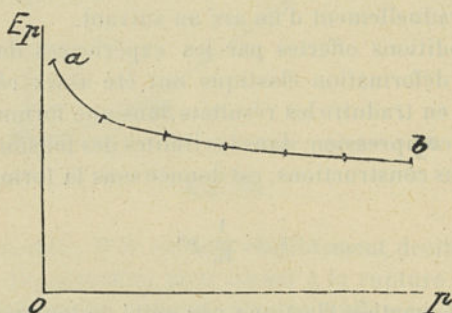


Fig. 791.

venance mélangés en proportions diverses. Si, partant du ciment pur, on augmente graduellement la quantité de sable, on remarque que le coefficient d'élasticité commence par augmenter, atteint une valeur maxima pour le dosage : 1 ciment, 1 1/2 sable ; puis diminue à mesure que le mortier devient plus maigre pour redescendre en dessous du coefficient du ciment pur au delà du dosage : 1 ciment, 3 1/2 sable. M. BACH fait remarquer que le poids spécifique des mortiers comparés varie dans le même sens que le coefficient d'élasticité.

Quant au coefficient  $n$  qui règle la variation de l'élasticité en fonction de la pression, il semble qu'il augmente avec la teneur en matières inertes. Le ciment pur donne pour valeur de  $n$  : 1,09, les mortiers : 1,11 à 1,12, les bétons : 1,14 à 1,21.

Si, d'après les indications fournies par les expériences de M. BACH pour les mortiers et bétons dont le dosage se rapproche le plus de ceux des constructions en béton armé, on construit les courbes d'élasticité  $ab$  (fig. 791) de ces bétons, on voit, dans leur partie d'origine, là où les variations du coefficient sont les plus fortes, s'accuser une chute de 30 à 40 p. 100, depuis  $E_i$  valeur de  $E_p$  pour  $p = 1$  jusqu'à la valeur de  $E_p$  pour  $p = 24$  à 32 kilogrammes par centimètre carré ;

tandis que de  $p = 24$  à 32 jusque  $p = 48$  à 64, c'est-à-dire dans les limites des efforts que l'on fait généralement subir au béton armé, la variation de  $E_p$  ne dépasse guère 10 p. 100.

**455. Valeurs du coefficient d'élasticité.** — Dans le calcul des constructions en béton armé, on définit le coefficient d'élasticité  $E_p$  du béton (à la compression) par rapport à celui  $E$  du métal et l'on pose :

$$m = \frac{E}{E_p}$$

On sait qu'il est d'usage de considérer le coefficient d'élasticité du métal comme constant et de prendre pour sa valeur, dans le cas du fer,  $E = 20 \times 10^5$  (unités : kilogramme et centimètre).

On peut conclure des expériences de M. BACH que, pour les dosages des bétons armés, le rapport  $m$  est compris entre 7 à 4 1/2 environ pour  $p = 1$ , tandis que, dans les limites de pression ci-dessus indiquées, sa valeur moyenne est de 11 à 8.

Par rapport au coefficient d'élasticité de l'acier  $E = 22 \times 10^5$ , ces chiffres doivent être majorés de 10 p. 100.

Les valeurs qui viennent d'être citées ne coïncident pas avec celles qui résultent de plusieurs expériences antérieures à celles de M. BACH. Aussi n'est-il pas rare de voir citer encore aujourd'hui des chiffres différents pour la valeur de  $m$ <sup>4</sup>. Certains essais, notamment, ont conduit à des valeurs plus grandes allant jusqu'à 20. Ces divergences fournissent un argument facile à ceux qui ne croient pas à la possibilité d'appliquer la notion du coefficient d'élasticité au calcul des pièces en béton armé. Ces critiques sont sans portée. On verra, en effet, d'une part (nos 552-553), que la valeur du coefficient d'élasticité n'a qu'une faible influence sur la stabilité des solides en béton armé, de sorte qu'une détermination précise de cette valeur n'est généralement pas nécessaire. D'autre part, il est certain que les divergences constatées proviennent en grande partie du mode d'expérimentation adopté et de l'interprétation donnée aux expériences. Certains expérimentateurs n'ont pas distingué la déformation totale de la déformation élastique; ils n'ont pas opéré, comme M. BACH, par répétition d'efforts. La valeur du coefficient d'élasticité est, pour plusieurs d'entre eux,

<sup>4</sup> Pour mémoire seulement, il convient de noter que beaucoup des chiffres que l'on rencontre dans les ouvrages ne proviennent pas d'expériences directes mais ont été déduits, par voie d'hypothèses, d'essais à la flexion, ce qui leur enlève toute signification au point de vue expérimental.



une valeur moyenne, tandis que, pour d'autres, il s'agit de la valeur déterminée, tantôt au début, tantôt à la fin de la mise à charge.

Il est certain cependant que, comme M. BACH l'a d'ailleurs constaté lui-même, la valeur de  $m$  dépend non seulement du dosage, mais aussi de la qualité des matières entrant dans le béton. M. CONSIDÈRE, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, estime que le coefficient d'élasticité du béton varie dans une assez forte mesure avec la quantité d'eau employée au malaxage et l'importance du pilonnage. Ces influences s'expliquent aisément, mais il est à supposer qu'elles portent surtout sur la déformation permanente. M. CONSIDÈRE indique d'ailleurs comme valeurs du rapport des coefficients d'élasticité des chiffres variant de 8 à 13, ce qui coïncide sensiblement avec ceux des expériences de M. BACH.

Quoi qu'il en soit, il est certain que pour le coefficient d'élasticité comme pour la résistance à la rupture, si on veut faire des calculs précis, il est fort utile d'opérer par expérimentation directe sur le béton que l'on a en vue en se rapprochant autant que possible des conditions offertes par l'ouvrage que l'on étudie.

**456. Limite d'élasticité.** — L'étude des déformations du béton sous les efforts de compression fournit l'occasion de rechercher si le béton possède, comme les métaux, une limite critique qu'il n'est pas prudent de dépasser dans la mise en charge permanente de la matière. Les résultats des expériences ne sont pas concordants à ce point de vue. On a vu plus haut que MM. SOULEYRE et ANGLADE admettent l'existence d'un point critique B (fig. 790) qui marque le début des grandes déformations. Les expériences de M. BACH ne fournissent pas cette constatation. Il semble bien que la limite d'élasticité correspond à une fraction de la charge de rupture assez variable selon les circonstances. D'autre part, la définition même de cette limite est chose assez malaisée pour le béton aussi bien que pour les métaux. Mais, abstraction faite de toute discussion quant à la valeur de la limite d'élasticité proprement dite, on peut conclure des expériences faites, et notamment de celles de M. BACH, qu'il existe une limite en dessous de laquelle on peut impunément répéter la même charge par compression sans que la déformation totale  $B^a$  (fig. 789) produite par quelques répétitions d'efforts, continue encore à augmenter. Cette limite, que l'on peut considérer comme la limite de la *résistance permanente*, se montre en général égale à  $\frac{1}{3}$  environ de la charge de rupture.

**457. Élasticité à la traction** — L'étude des déformations du béton

dans le cas d'efforts de traction est encore aujourd'hui assez peu avancée. Les expériences faites dans ce sens par M. HARTIG, par la *Commission des voûtes de la Société des Ingénieurs et Architectes de Vienne*, par MM. SOULEYRE et ANGLADE, GRUT et NIELSEN et par le *Service français des phares et balises*, n'ont été ni assez nombreuses ni assez méthodiques pour permettre l'établissement de lois générales bien définies, comme on a pu le faire pour la compression.

Les auteurs qui ont voulu en tirer parti ne sont pas arrivés à des conclusions concordantes. Les uns admettent que la loi de déformation à la traction est entièrement analogue à celle de la compression. Ils adoptent donc la formule de M. BACH, mais donnent aux coefficients  $E_1$  et  $n$  de nouvelles valeurs. D'autres croient que la variation du coefficient d'élasticité est d'ordre négligeable et que la courbe de déformation ne présente même pas de point singulier qui puisse définir la limite d'élasticité. D'autres enfin, tout en admettant l'invariabilité du coefficient pour les faibles tractions, reconnaissent dans le béton une période de grands allongements qui débute par une chute brusque du coefficient d'élasticité.

En fait, il est probable que la loi de déformation par extension est très variable. On a vu (n° 452) que la résistance à la rupture par traction est également une donnée assez incertaine. La nature propre du béton, qui manque d'homogénéité et de ductilité, et l'imperfection des méthodes d'essai à la traction sont sans doute la source des divergences que l'on constate.

Les expérimentateurs n'ont généralement opéré qu'en vue de l'étude de l'un des deux genres de déformation : traction ou compression. On n'est donc guère en mesure de comparer avec quelque précision les coefficients obtenus dans les deux cas ; mais il est certain qu'ils ne sont point les mêmes.

Certains auteurs admettent que les deux coefficients d'élasticité sont égaux pour les efforts très faibles. Les essais de M. HARTIG ont confirmé cette manière de voir. Ne fût-ce qu'en vertu de la continuité des propriétés de la matière, il semble d'ailleurs rationnel de supposer que, lorsque la tension change de sens en passant par zéro, le coefficient d'élasticité n'éprouve pas de variation brusque. La différence que les coefficients accusent pour des charges croissantes résulterait donc uniquement de l'allure différente des courbes de déformation.

**458. Résistance au glissement.** — Il est difficile de mesurer directement la résistance d'un corps au cisaillement. Très rarement l'effort de glissement est seul en jeu pour déterminer la rupture. On ne con-



naît d'ailleurs pas la répartition exacte des forces élastiques dans la section sollicitée. Selon le dispositif employé, les résultats peuvent donc être fort variables. Aussi les chiffres de résistance au cisaillement sont-ils peu nombreux. La question a été étudiée spécialement par M. BAUSCHINGER et par M. FERET.

Leurs expériences permettent de conclure que la résistance au glissement est plus grande que la résistance à la traction. M. FERET, directeur du laboratoire des Ponts et Chaussées à Boulogne-sur-Mer, admet que la charge de rupture par cisaillement est proportionnelle à la charge de rupture par compression. Selon le dispositif choisi, il a obtenu pour rapport entre les deux résistances 0,16 à 0,20. La charge de rupture par cisaillement pour les bétons dont il s'agit ici (voy. n° 451) vaudrait donc 29 kilogrammes à 36 kilogrammes ou 24 kilogrammes à 30 kilogrammes selon que l'on admet 180 kilogrammes ou 150 kilogrammes par centimètre carré pour la résistance à la compression.

La plupart des théoriciens admettent cependant que la résistance au cisaillement est, comme dans les métaux, légèrement inférieure à la résistance à la traction, ce qui donne des chiffres notablement plus faibles que ceux que nous venons de citer.

**459. Adhérence au métal.** — Plusieurs expériences ont été faites dans le but de déterminer la limite critique de l'adhérence du béton avec le métal (fer ou acier).

Parmi les essais de rupture de ce genre, on cite notamment ceux de M. BAUSCHINGER, de MM. COIGNET et DE TEDESCO, du *Service français des phares et balises*, et de M. FERET.

Divers chiffres ont été déduits de ces expériences pour définir la limite de l'adhérence et l'on donne souvent, d'après celles de M. BAUSCHINGER, la valeur de 45 kilogrammes par centimètre carré comme résistance à l'arrachement des scellements de fer dans le béton. Mais les essais les plus récents ont montré que la charge qui provoque le décollement n'est pas proportionnelle à la surface d'adhérence et que l'on ne peut établir de coefficient numérique absolu pouvant servir de mesure à ce genre de résistance. Telle est notamment la conclusion de M. FERET.

Cet expérimentateur a pu cependant, en opérant par comparaisons, arriver à reconnaître quels sont les facteurs de l'adhérence. Tout d'abord, la forme de la section des pièces métalliques engagées dans le béton est évidemment un des éléments importants de la résistance. Si l'on expérimente l'adhérence du mortier avec une tôle ou un large

plat, on la trouvera très variable parce que le mortier se contracte ou se dilate pendant la prise (voy. n° 504), ce qui fait naître une tendance au décollement. De même tout doit varier avec le mode de distribution des matériaux dans l'éprouvette soumise aux essais.

M. FERET a opéré sur des barres noyées de toutes parts dans le mortier, suivant le type ordinaire des constructions en béton armé. Ces barres, en acier doux, avaient 20 millimètres de diamètre et 10 centimètres de longueur. Elles étaient insérées dans des blocs cubiques d'environ 7 centimètres de côté.

M. FERET a reconnu que les efforts tangentiels varient d'un bout à l'autre de la tige encastree. L'adhérence est plus forte avec une surface de métal rugueuse qu'avec une surface lisse. Elle ne varie guère avec la qualité de ciment mais augmente avec la finesse de mouture. Le ciment à prise rapide adhère moins que le Portland. Le ciment de laitier a une adhérence assez variable.

Pour les mortiers, la résistance au décollement augmente avec la grosseur des grains de sable jusqu'à une certaine limite. De même la quantité de ciment fait croître l'adhérence avec elle ; mais, au delà d'un certain dosage, il n'y a plus intérêt à la renforcer. Pour les bétons, l'adhérence est plus faible que pour les mortiers et est proportionnelle au poids de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

La nature de l'eau de gâchage a peu d'influence, mais la quantité employée en a beaucoup. L'adhérence augmente rapidement avec la proportion d'eau, mais elle est maxima pour une consistance plastique un peu molle. Cette consistance est plus molle que celle à laquelle correspond le maximum de résistance. L'adhérence augmente avec l'âge parallèlement aux autres résistances.

Les essais du *Service des phares et balises* ont fourni des constatations d'un autre ordre.

Il semble en résulter que, tout au moins dans les conditions où ils ont été faits, c'est-à-dire pour des profondeurs d'encastrement assez grandes<sup>1</sup>, la résistance au décollement ne donne pas en réalité la mesure de l'affinité des deux matières en présence.

Ces essais ont porté sur des barres de fer rondes de 25 à 36 milli-

<sup>1</sup> Des essais d'adhérence exécutés en Amérique sur des barres carrées tordues du système RANSOME (voy. chap. I, n° 22) de 13 millimètres de côté, engagées dans des blocs de 39 cm<sup>2</sup> de section à diverses profondeurs, ont montré que, lorsque la longueur d'encastrement dépasse 0,53 m., la barre casse *hors du béton*. L'effort est alors en moyenne de 57 kilogrammes par millimètre carré de section de métal, soit 34 kilogrammes par centimètre carré de surface adhérente.



mètres de diamètre scellées à l'aide de ciment Portland gâché à 0,60 m. de profondeur dans des blocs en pierre. On a opéré sur deux natures différentes de métal. La résistance a été expérimentée au bout d'un mois de durcissement à l'air. L'effort nécessaire pour faire sortir le fer de sa gaine, rapporté à l'unité de surface adhérente, s'est montré variable, selon le diamètre de la barre, depuis 20 jusqu'à 48 kilogrammes par centimètre carré, les plus grandes résistances correspondant aux barres les plus fortes et au métal dont la limite d'élasticité était le plus élevée.

Mais, en rapportant l'effort à l'unité de section de fer, il s'est trouvé que la charge unitaire qui produisait la cessation de l'adhérence était sensiblement constante pour une même nature de métal et se trouvait correspondre à la limite d'élasticité de celui-ci, soit selon le cas, 24 ou 32 kilogrammes par millimètre carré.

La cessation de l'adhérence entre le métal et le ciment se produisait lorsque la section de la barre commençait à diminuer. On doit donc admettre que l'union des deux matières était rompue par l'intervention d'une cause étrangère à leur affinité et dépendant de la résistance propre du métal.

Dans les expériences précitées, la résistance des scellements s'est montrée indépendante de l'état de la surface du métal engagée dans le ciment. Parmi les barres expérimentées, les unes étaient lisses, les autres barbelées, d'autres rouillées, etc.

On remarque d'ailleurs généralement qu'une barre de fer scellée soumise à l'arrachement entraîne avec elle une partie du ciment. C'est donc le défaut de résistance de celui-ci qui détermine la rupture.

De l'ensemble de ces constatations, il est permis de conclure que l'adhérence du fer au ciment peut être supérieure aux chiffres indiqués par l'expérience, et qu'elle dépasse la résistance propre du béton au cisaillement.

## § 2

### ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU BÉTON ARMÉ

**460. Généralités.** — Depuis longtemps on essaie des pièces en béton armé et les données fournies par l'expérience sont très nombreuses ; mais il s'en faut de beaucoup qu'elles soient de même valeur.

Les essais les plus fréquents sont ceux que l'on effectue à la *réception des ouvrages*. Généralement les expériences faites à cette occa-

sion se réduit à des mesures de flèche sous des charges limitées.

En dehors de ces essais courants, presque tous les systèmes de construction en béton armé ont été expérimentés par voie d'*essais à la rupture* portant sur des pièces isolées. L'étude des déformations se réduit encore dans ce cas à la mesure de la flèche.

Depuis quelques années, on a reconnu l'utilité d'une étude plus complète et l'on a entrepris la mesure des *déformations locales*, c'est-à-dire des raccourcissements et allongements qui se manifestent en certains points du solide en béton armé. Ces déformations se mesurent aussi bien sous une charge limitée que sous un effort voisin de la rupture.

#### 1° ÉPREUVES DE RÉCEPTION

**461. Caractère de ces épreuves.** — Les flèches que prend une construction sous des charges déterminées sont utiles à noter parce qu'elles donnent une idée générale de la raideur du béton armé et de son élasticité. Au point de vue scientifique, l'intérêt de ces constatations est quasi nul par suite de la variabilité extrême des chiffres qu'elles fournissent.

On verra plus loin (n° 464) que déjà sont nombreuses les causes qui influent sur la résistance et sur la déformabilité propre du béton armé et qui se présentent même pour une pièce isolée sollicitée dans des conditions bien déterminées. Or, lorsque l'épreuve porte sur une pièce faisant partie d'une construction, il est d'autres facteurs qui jouent un rôle dans l'importance de la flèche mesurée : ce sont ceux qui ont rapport au mode de sollicitation. Ces facteurs de la déformation, que l'on perd quelquefois de vue, ont en réalité dans les constructions ordinaires, ainsi qu'on va le voir, une influence prépondérante.

Souvent, dans les essais de planchers, l'épreuve ne porte que sur une travée correspondant à une maîtresse-poutre. La surcharge se répartit évidemment alors sur plusieurs d'entre elles et celle que l'on soumet à l'essai n'est affectée que par une portion de la charge en rapport avec l'écartement des poutres et la rigidité du hourdis. De même, si un tablier de pont droit est soumis à une surcharge partielle ou au poids d'un chariot, les différentes poutres se prêtent un mutuel secours. La flèche mesurée dépend donc de la largeur du pont et de la raideur du tablier dans le sens transversal.

S'il s'agit d'un plancher, selon que celui-ci porte sur les quatre murs



d'une salle rectangulaire, ou repose seulement sur deux murs parallèles, le résultat peut être bien différent. Dans le premier cas, la flèche est d'autant plus petite que la forme de la salle se rapproche du carré. Si l'épreuve porte sur une travée de ce plancher voisine d'un mur, elle fournit de bien meilleurs résultats que si l'on fait choix, pour l'essai, d'une travée centrale.

La déformation d'un plancher ou d'un tablier de pont est encore affectée dans une large mesure par le mode de liaison avec les supports. Certains systèmes préfèrent des appuis libres ; d'autres affectent les encastremets. Ceux-ci donnent évidemment des flèches moindres que ceux-là, sans qu'ils soient plus résistants pour la cause. Encore les flèches accusées par les planchers et tabliers encastres dépendent-elles du mode de réalisation de ces encastremets, lesquels peuvent être plus ou moins parfaits.

En résumé, les éléments qui influent sur la déformation sont si nombreux et il semble si difficile de les faire intervenir dans des formules d'application générale, que les chiffres obtenus n'ont guère de valeur que pour l'ouvrage même qui a été soumis aux essais.

Il est utile d'ajouter que ces épreuves ne sont pas généralement faites avec beaucoup de précision.

Cela étant, on conçoit que les nombreux procès-verbaux d'épreuves que les constructeurs d'ouvrages en béton armé ont livrés à la publicité, ne présentent qu'un médiocre intérêt au point de vue théorique. Il suffira de dire quelques mots des résultats de ce genre d'essais.

**462. Planchers et ponts droits.** — Pour les constructions en béton armé et spécialement pour celles du type monolithe (HENNEBIQUE et similaires, voy. chap. II, nos 88 à 116), il est d'usage de faire l'épreuve de réception à l'aide d'une surcharge égale à 1,5 à 2 fois la surcharge prévue dans les calculs. Pour cette surcharge d'épreuve, le constructeur garantit un maximum de flexion, que l'on fixe, selon le cas, à  $\frac{1}{600^e}$ ,  $\frac{1}{800^e}$  ou  $\frac{1}{1000^e}$  de la portée. L'essai a lieu un mois à un mois et demi après l'achèvement de l'ouvrage. Mais, toutes les fois qu'il y a possibilité, les épreuves ne se font qu'à trois mois et même souvent plus tard encore.

Pour les raisons qui viennent d'être indiquées, les résultats sont excessivement variables. Lorsque la construction a été bien exécutée et que le ciment a fait prise dans de bonnes conditions, les flèches obtenues peuvent être beaucoup plus faibles que les chiffres garantis par le constructeur. Des procès-verbaux renseignent des flèches de

$\frac{1}{2000^e}$ ,  $\frac{1}{4000^e}$  et même beaucoup moins encore ; mais ce sont là des résultats exceptionnels.

Au point de vue théorique, il est utile de noter le fait suivant : Après l'enlèvement de la charge, il reste souvent une flèche permanente. Lorsque le plancher est bien combiné, cette flèche ne se renouvelle plus quand on recommence l'épreuve. Le plancher ne prend plus que des déformations élastiques et la flèche totale sous la charge d'épreuve reste la même. On a constaté un phénomène semblable dans l'étude de l'élasticité du béton à la compression (n° 453).

**463. Voûtes et arcs.** — Les épreuves des ponts voûtés et des ponts en arc sont réglées dans les mêmes conditions que celles des planchers. La surcharge uniforme est souvent majorée de 50 p. 100 sur les trottoirs, et 100 p. 100 sur la chaussée. Les charges roulantes prévues sont employées telles quelles aux essais ; mais les influences dynamiques interviennent pour en augmenter l'action. On exige d'habitude les mêmes garanties de flèches que pour les planchers et ponts droits. En réalité cependant, les voûtes se montrent moins déformables. La plupart des procès-verbaux d'épreuve des ponts des divers systèmes décrits au chapitre II (§ 2, 4° et 5°) renseignent des flexions à la clef égales à  $\frac{1}{5000^e}$ ,  $\frac{1}{40000^e}$ , etc., de la portée.

Le déplacement des surcharges sur le tablier des ponts en béton armé permet de faire des constatations intéressantes sur la flexibilité des voûtes. Des mesures de flèches faites à la clef et aux reins d'une voûte en béton armé montrent qu'au passage d'un chariot, celle-ci se déprime et se relève d'après les mêmes lois qu'un arc métallique. De même dans un pont à plusieurs arches, le chargement de l'une d'entre elles produit un relèvement des voûtes des arches voisines.

Les ouvrages en béton armé peuvent donc être considérés comme doués d'une élasticité analogue à celle des constructions métalliques.

## 2° ÉPREUVES A LA RUPTURE

**464. Caractère de ces épreuves.** — Il n'est guère d'inventeur de système de béton armé qui n'ait tenu à montrer par des faits la résistance de ses constructions. Très nombreux sont donc les essais où l'on a soumis une pièce isolée à un chargement jusqu'à rupture. Il est beaucoup de ces expériences où des observations minutieuses ont été faites quant à l'importance de la flexion, au développement des



fissures, etc., de façon à reconnaître la limite dangereuse des efforts. Dans bien des cas cependant, ces expériences sont inutilisables pour le théoricien. Il arrive, en effet, assez fréquemment, que les organisateurs de ces essais ne livrent pas à la publicité toutes les données relatives à la construction éprouvée. Or il va de soi que la valeur de la charge de rupture n'a aucune signification utile si l'on ne prend pas soin de définir les dimensions de la pièce, le dosage et l'âge du béton, la position et la nature des armatures, etc.

Parmi ces essais mêmes, il en est encore dont les résultats ne peuvent être acceptés que sous certaines réserves. Le mode de sollicitation, quoique mieux défini que dans les épreuves de réception (n° 461), n'est pas toujours susceptible d'une évaluation correcte. Lorsque la charge est constituée au moyen de sacs de sable ou de gravier, ou même de gueuses de fonte, posés directement sur la pièce et empilés sur une grande hauteur, il se produit dans cette charge un effet de voûte qui soulage le milieu de la pièce dans une mesure notable. C'est ce qui résulte à l'évidence d'observations faites à l'occasion d'expériences portant sur des hourdis de plancher de faible portée. Il n'en faut pas plus pour expliquer les résistances extraordinaires que l'on constate quelquefois dans ce genre d'épreuves. Lorsque l'effort sollicitant est obtenu au moyen d'une presse hydraulique, on doit s'attendre à ce que des erreurs se produisent du fait d'indications fautives du manomètre. Enfin le mode de déformation du béton sous des charges répétées (voy. n° 453) a pour conséquence que la pièce en béton armé se comporte différemment suivant que l'effort sollicitant est appliqué une fois seulement ou que l'on opère par chargements et déchargements successifs.

Si maintenant, abstraction faite de l'état de sollicitation, on considère la pièce en béton armé en elle-même, il n'est pas douteux que la charge de rupture, ainsi que les déformations, doivent présenter des différences assez notables selon les circonstances. On a signalé plus haut (nos 451-459) que la résistance à la rupture, ainsi que le coefficient d'élasticité du béton, varient d'après un certain nombre d'éléments. La résistance et la flexibilité d'une pièce en béton armé doivent donc différer selon la qualité du ciment, la nature du squelette, la quantité d'eau employée au malaxage, l'importance du pilonnage, la température et l'état hygrométrique pendant la prise, l'état d'humidité de la pièce au moment de l'essai, etc.

Il n'y a donc pas lieu de s'étonner de ce que les épreuves les plus scientifiques donnent des résultats discordants, et la variabilité de leurs résultats n'a aucune cause mystérieuse. Mais, étant donnée la mul-



tiplicité des influences en jeu, il convient d'écarter systématiquement de l'étude théorique du béton armé, sous peine de s'égarer complètement, tout résultat d'épreuves insuffisamment décrites ou faites sans méthode.

Au point de vue scientifique, les épreuves les plus utiles sont celles qui font partie d'un ensemble complet de recherches entreprises par le même expérimentateur d'après un programme bien ordonné. Le système le meilleur consiste à soumettre un certain nombre de pièces à des essais uniformes en faisant varier, de l'une à l'autre, un seul des éléments de la résistance, tous les autres restant les mêmes. Certains expérimentateurs ont entrepris des séries d'essais de ce genre et ils sont parvenus ainsi à établir expérimentalement des relations assez définies pour que la théorie puisse en tenir compte.

Ce sont les constatations de cette espèce qui forment le véritable intérêt de ces épreuves. Quant aux valeurs absolues que l'on a obtenues pour la charge de rupture, la flèche, etc., on ne peut y attacher trop d'importance, étant donné que le nombre de ces expériences méthodiques est encore aujourd'hui manifestement insuffisant. Et si on veut y avoir égard, il faut accepter des écarts assez grands. C'est avec cette restriction que peuvent s'appliquer les quelques chiffres de ce genre que l'on trouvera ci-après.

#### A. — Pièces droites sollicitées à la flexion.

**465. Résultats généraux.** — On a expérimenté à la flexion simple des dalles plates, des poutres de section rectangulaire ou en T (nervure avec hourdis). Ces pièces sont posées librement sur deux appuis. On applique une surcharge uniformément répartie ou centrée.

Par des observations méthodiquement faites, on est arrivé ainsi à reconnaître que lorsque la charge croît uniformément, la flèche varie plus rapidement et suit une loi analogue à celle de la compression simple (fig. 790). Cette courbe est d'allure bien continue ; elle n'offre pas de point singulier. De même, la flèche permanente, qui est négligeable pour les faibles charges (lorsque l'exécution a été soignée), croît plus vite que les poids appliqués à la pièce.

Si l'on opère par chargements et déchargements successifs, le diagramme des flèches en fonction des charges se compose de courbes absolument semblables à celles de la figure 789. La loi de déformation d'ensemble d'une pièce fléchie est donc entièrement analogue à celle qui a été définie au n° 453 pour la compression du béton.



C'est à la partie inférieure que se montre tout d'abord la fatigue de la pièce. Des fissures très minces, à peine perceptibles, partent du bas et montent jusque vers mi-hauteur. Au déchargement, elles se referment et deviennent complètement invisibles.

Ces fissures, qui se déclarent quelquefois alors qu'on n'a atteint qu'une charge relativement faible, ne paraissent pas, au début, affecter la solidité de la pièce. On a d'ailleurs observé qu'une pièce fissurée accidentellement avant l'essai se comporte absolument comme si elle était saine.

Si l'on augmente la pression, les fissures s'élargissent et se multiplient. Lorsque l'on est près de la charge de rupture, ces fissures s'étendent en outre progressivement vers la partie supérieure de la pièce.

La rupture survient par l'élargissement de l'une d'entre elles. A cet endroit, l'armature en fer se plie et le béton comprimé à la partie supérieure s'écrase et se détache par plaques horizontales.

#### a) Dalles.

**466. Expériences.** — Presque tous les essais à la rupture de dalles en béton armé ont porté sur des pièces de 2 à 3 mètres de portée maxima, dont les dimensions représentent celles que l'on adopte d'habitude dans les hourdis de planchers. Des essais de ce genre ont été faits dans des conditions très diverses. Parmi les plus importants, on peut citer ceux de M. TUTEIN-NOLTHENIUS<sup>1</sup>, ingénieur du Waterstaat néerlandais, qui a étudié le système MONIER (voy. chap. I, n° 17, et chap. II, n°s 62-63). M. BAUSCHINGER<sup>2</sup>, ainsi que MM. HANISCH et SPITZER<sup>3</sup>, ont également essayé des dalles du même système. Les dalles armées de *métal déployé* (voy. chap. I, n° 17, et chap. II, n°s 68-69) ont été expérimentées notamment en Angleterre par Sir JOHN FOWLER et B. BAKER<sup>4</sup>, et aux États-Unis par M. GEORGE HILL<sup>5</sup>.

<sup>1</sup> Ces essais exécutés à *Heusden* en 1894-1895 ont porté sur 40 dalles de 0,68 m., 1,90 m. et 2 mètres de portée et de 0,03 m. et 0,05 m. d'épaisseur. Le béton était fait de sable et de ciment. La charge agissait en deux points symétriquement placés.

<sup>2</sup> Essais faits à *Munich* en 1887. 5 dalles de 1 à 2,93 m. de portée et de 3,8 à 10,3 cm. d'épaisseur. Dosage : 1 ciment, 3 sable-gravier. Charge uniforme.

<sup>3</sup> 4 dalles de 1,50 m. de portée ; épaisseur 7,5 cm. et 7,8 cm. Dosage : 1 ciment, 3 1/2 sable-gravier. Charge concentrée au milieu. Essais exécutés à *Vienne* en 1899.

<sup>4</sup> 8 dalles de 1,07 m. et 1,98 m. de portée ; épaisseur 7,6 cm. Dosage : 1 ciment, 1 sable, 2 gravier. Charge uniforme. Essais exécutés en 1896.

<sup>5</sup> 100 dalles, la plupart de 1,52 m. de portée ; quelques-unes jusqu'à 3,05 m. et

Dans ces expériences, on a fait varier l'épaisseur des dalles, le poids de l'armature, le dosage du béton, l'âge, etc. On a obtenu les résultats suivants :

**467. Rupture.** — Les *fissures* qui se déclarent dans ces dalles sous l'effet des charges croissantes sont sensiblement droites et normales à l'axe de la pièce. Ces fissures sont d'autant plus nombreuses que le béton est plus riche en ciment, ce qui montre que l'augmentation du dosage a pour effet d'accentuer la tendance au crevassement (voy. n° 615 et chap. v, n° 625). Elles s'observent dans la partie centrale de la dalle, là où le moment fléchissant est le plus grand. La rupture est donc due aux efforts provoqués par les moments de flexion. On verra plus loin (n° 473) qu'il n'en est pas toujours de même pour les poutres.

Dans les dalles du système MONIER, la rupture est annoncée par un allongement local de l'armature tendue. Cet allongement provoque un glissement du fer dans le béton sur une certaine longueur. Cette constatation confirme ce qui a été dit plus haut de l'adhérence du béton au fer (n° 459), à savoir que celle-ci n'est vaincue que lorsque le fer éprouve de grands allongements. C'est le glissement de l'armature et l'ouverture toujours plus grande de la fissure qui ont pour conséquence l'écrasement du béton à la partie supérieure. L'armature ne rompt pas et la dalle conserve une certaine élasticité. Si on la décharge, elle se relève d'une fraction importante de la flèche et, dans cet état, elle est encore capable d'une certaine résistance; ce fait est de grande importance au point de vue de la sécurité des ouvrages.

Les dalles armées de *métal déployé* ne se comportent pas de la même façon. Le métal peut se rompre en même temps que le béton. Il arrive aussi, lorsque l'armature est relativement forte par rapport à l'épaisseur de la dalle, que le métal ne rompt pas, mais, en tout cas, la rupture suit de plus près l'apparition de la première fissure que dans les dalles ordinaires. On doit donc admettre, d'une part, que le métal déployé glisse moins facilement dans le béton que l'armature MONIER et, d'autre part, que sa limite d'élasticité est plus voisine de la rupture que dans le métal en barres rondes (voy. chap. I, n° 47, et chap. IV, n° 614).

**468. Influence de l'armature.** — Il résulte des expériences de M. TUTEIN NOLTHENIUS que, dans les dalles MONIER de faible portée, les

4,57 m. Epaisseur 7,6 cm. à 20,3 cm. Béton de ciment, sable et gravier, pierre-raille ou scories. Dosages, 1 : 1,6 : 4 à 1 : 3 : 6. Presse hydraulique agissant au milieu. Essais exécutés en 1897-98.



*tiges de répartition* n'ont aucune influence sur la résistance. Il semble indifférent de les attacher ou non aux tiges de résistance. L'entrelacement des barres, comme dans une toile métallique (voy. chap. I, n° 17), est défavorable.

A égalité d'épaisseur de dalle, la charge de rupture augmente avec le poids des *tiges de résistance* de l'armature *tendue*. La loi qui lie la charge de rupture au *pourcentage*, c'est-à-dire au rapport de la section de ces tiges de résistance<sup>1</sup> à celle de la dalle, n'est pas nettement définie.

M. TUTEIN NOLTHENIUS croit pouvoir conclure de ses essais que la résistance des dalles MONIER est proportionnelle au pourcentage. Les expériences de M. BAUSCHINGER ont fourni un résultat semblable. La loi n'est cependant pas absolument rectiligne et le moment de rupture semble augmenter moins rapidement que le poids de métal employé.

D'après M. TUTEIN NOLTHENIUS, il n'y a aucun intérêt, au point de vue de la résistance, à placer des barres dans la partie *comprimée* de la dalle, près de la face supérieure.

**469. Influence de l'épaisseur de la dalle.** — A égalité de pourcentage, la résistance est proportionnelle au carré de l'épaisseur de la dalle. Le moment résistant d'une dalle en béton armé est donc une expression de la forme :

$$M = \mu e h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{M}{\mu e}}$$

si l'on désigne par  $e$  la largeur et par  $h$  l'épaisseur de la dalle (fig. 792).

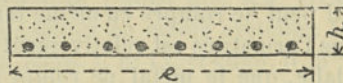


Fig. 792.

**470. Influence du béton.** — D'après M. TUTEIN NOLTHENIUS, la résistance augmente lorsque le *dosage* du mortier de ciment dont la dalle est faite passe de 1 : 3 à 1 : 2; mais le bénéfice obtenu est moindre que l'augmentation de résistance que le béton montre à la compression. Lorsque la teneur en ciment augmente encore, la résistance du béton armé ne croit plus, puis diminue, et le dosage 1 : 1 ne donne pas plus que le dosage 1 : 3. La raideur suit une loi analogue. Cette dernière

<sup>1</sup> Pour le métal déployé, on définit habituellement le pourcentage en métal d'après le poids *total* de l'armature, alors que, dans le système MONIER, on fait abstraction des barres de répartition.

constatation concorde avec les indications données par M. BACH (n° 454) sur la loi qui lie le coefficient d'élasticité du béton au dosage. Il résulte également de là que la résistance d'une pièce fléchie dépend non seulement de la résistance du béton, mais également du coefficient d'élasticité de celui-ci.

En comparant le mode de résistance des dalles à un an à celui que l'on observe à un mois, on trouve une augmentation de résistance et de raideur. La différence dans la charge de rupture est cependant plus faible que l'on ne serait tenté de le croire. Elle n'est pas en proportion de l'augmentation de la résistance du béton à la compression. C'est une nouvelle preuve de ce que celle-ci n'est pas le seul facteur de la résistance des pièces fléchies en béton armé.

**471. Coefficients de résistance.** — Si l'on traduit les résultats donnés par les expériences de M. TUTEIN NOLTHENIUS comme moment résistant des dalles MONIER à la rupture, pour des pièces âgées de un mois, avec dosage : 1 ciment, 3 sable, d'après la formule citée plus haut, on trouve que le coefficient  $\mu = \frac{M}{eh^2}$  présente approximativement les valeurs :

10, 12 à 19, 18 à 20, 23 à 27, et 24 à 28

(unités : kilogramme et centimètre), respectivement lorsque le pourcentage est égal à :

0,4, 0,6, 1, 1,3 et 2,1 p. 100.

Les essais de M. BAUSCHINGER ont fourni pour des dalles âgées de trois mois, au même dosage 1 : 3, une valeur de  $\mu$  allant de 30 à 44 lorsque le pourcentage varie de 1 p. 100 à 1,45 p. 100.

Pour les dalles essayées par MM. HANISCH et SPITZER (âge 9 mois, dosage 1 : 3 1/2), on a obtenu  $\mu = 21$  pour un pourcentage de 0,8 p. 100 et  $\mu = 33$  pour 1,6 p. 100.

On reviendra sur ce sujet à propos des poutres (n° 477).

#### b) Poutres.

**472. Expériences.** — Plusieurs essais à la rupture ont été exécutés sur des poutres en béton armé de grande dimension. Parmi les plus complets et les mieux connus, on peut citer ceux auxquels ont été sou-



mis les systèmes HENNEBIQUE<sup>1</sup> (voy. chap. I, n° 36, et chap. II, nos 95-96), EDMOND COIGNET<sup>2</sup> (voy. chap. I, n° 33, et chap. II, n° 109), COTTANCIN<sup>3</sup> (voy. chap. I, n° 33, et chap. II, n° 112), de la *Société de Crèches*<sup>4</sup> (voy. chap. I, n° 33), MÖLLER<sup>5</sup> (voy. chap. I, n° 31, et chap. II, n° 116) et RANSOME<sup>6</sup> (voy. chap. I, nos 30 et 33, et chap. II, n° 105). Ces essais ont porté sur des poutres rectangulaires et sur des poutres en T ou dalles nervées de 3 mètres à 8 mètres de portée.

En dehors de ces expériences à grande échelle, dont le nombre est forcément assez restreint, on a souvent essayé des poutres de faible portée afin de permettre une étude plus complète des divers facteurs de la résistance.

Les expériences faites par M. VAN DE WIJNPERSE, lieutenant du génie néerlandais, sur des poutres rectangulaires simplement armées de barres rondes, ont été utiles à ce point de vue<sup>7</sup>.

**473. Rupture.** — L'emplacement et la forme des *fissures* que l'on a observées à la rupture sont, parmi les constatations faites à l'occasion

<sup>1</sup> En 1898 une série d'essais a eu lieu à Paris sur des poutres HENNEBIQUE de 5 mètres de portée. On a éprouvé 4 poutres rectangulaires (largeur 0,30 m., hauteur 0,40 m. et 0,60 m.), et 5 poutres en T (largeur de table 1,50 m. à 3 mètres, largeur de la nervure 0,30 m., hauteur totale de la pièce 0,52 m. à 0,64 m.). Le béton était de la composition ordinaire des constructions HENNEBIQUE (voy. chap. III, n° 395). L'armature offrait des dispositions diverses. Le chargement avait lieu par une presse hydraulique agissant au milieu de la portée.

En 1899 on a essayé à *Leipzig* deux planchers à nervures de 5 mètres de portée et à *Magdebourg* un plancher semblable de 7 mètres de portée. Charge concentrée au milieu.

<sup>2</sup> Expériences exécutées à *Asnières* en 1897 — 4 poutres de 6,50 m. de portée. Section rectangulaire de 0,12 m. de largeur et 0,22 m. à 0,26 m. de hauteur. Charge concentrée au milieu. Béton de ciment et sable, dosé à 500 kilogrammes le mètre cube.

<sup>3</sup> A *Hermannstadt* (1898) essai d'une dalle nervée de 4,53 m. de portée. Largeur 1,03 m. Hauteur 0,35 m. Deux nervures de 0,08 m. de largeur. Dosage 1 ciment, 3 sable. Charge uniforme.

<sup>4</sup> Une poutre en T de 6 mètres de portée. Largeur du hourdis 1,38 m. Hauteur totale 0,405 m. Presse hydraulique agissant au milieu de la portée.

<sup>5</sup> En 1894, essai d'un plancher de 6,50 m. de portée. Largeur 2,10 m. Hauteur maxima 0,47 m. Deux nervures. En 1898 à *Leipzig*, essai d'un plancher de 8 mètres de portée. Largeur 2 mètres. Hauteur maxima 0,56 m. Deux nervures. Charge concentrée. Dosage du béton 1 : 2 1/2 : 3 1/2.

<sup>6</sup> Essais effectués en 1900-1901 au *Massachusetts Institute of Technology*. — 14 poutres de 3,35 m. de portée. Section rectangulaire de 20,3 cm. de largeur et 30,5 cm. de hauteur. Charges concentrées. Béton dosé à 1 ciment, 3 sable, 6 pierre.

<sup>7</sup> Essais exécutés en 1899. — 21 poutres de 0,57 m. à 2,60 m. de portée. Largeur 0,10 m. à 0,385 m. Hauteur 0,06 m. à 0,33 m. Dosages divers. Charges concentrées.

de ces diverses épreuves, l'une des plus importantes à noter parce qu'elles ont permis de reconnaître la direction des efforts intérieurs.

A ce point de vue, les poutres se comportent de façon toute différente suivant la forme de leur section. Le mode de rupture est également influencé par le système d'armature et par la répartition de la charge.

Dans les poutres rectangulaires, de même que dans les dalles, les fissures se montrent dans la partie centrale de la poutre et la rupture se fait là où se développent les moments de flexion maxima. Au milieu de la portée, la fente est presque plane et verticale.

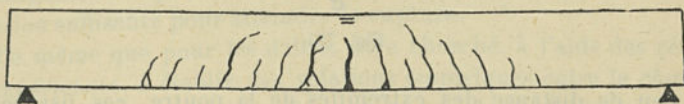


Fig. 793.

Si le chargement a lieu par deux forces isolées symétriquement disposées par rapport au milieu, les fissures restent verticales sur tout l'intervalle compris entre les deux points d'application des charges. Sur cette étendue, le moment fléchissant est constant et l'effort tranchant nul.

Si, au contraire, la charge est appliquée uniformément et surtout lorsqu'elle est concentrée au milieu, de telle sorte que l'effort tranchant se développe à partir de ce point jusqu'aux appuis, les fissures qui se déclarent au voisinage du centre affectent une forme courbe qui s'incline de plus en plus à mesure qu'elles sont plus proches des appuis (fig. 793). Elles convergent toutes vers la partie comprimée de la section de rupture, où se développent les fentes horizontales dont il a été question plus haut (n° 465).

L'obliquité de ces fissures est due à l'action des efforts de glissement combinée avec celle des efforts d'extension. C'est ce qui sera démontré plus loin (n° 513). L'expérience montre qu'elles se développent sur une longueur d'autant plus grande de la pièce que l'effort tranchant a plus d'importance relative.

En règle générale, on observe cependant toujours dans les poutres rectangulaires, comme dans les dalles, que l'action des moments fléchissants précède celle des efforts tranchants, alors même que la poutre est armée uniquement de barres droites sans aucun organe tel que : barres pliées ou courbes, étriers ou ligatures, etc., destiné à combattre les efforts de glissement.

Il n'en est plus de même pour les poutres en T. Si la pièce ne



comporte comme armature que des barres droites, on observe tout d'abord des fentes longitudinales  $aa'$  qui suivent les barres à partir des appuis (fig. 794).

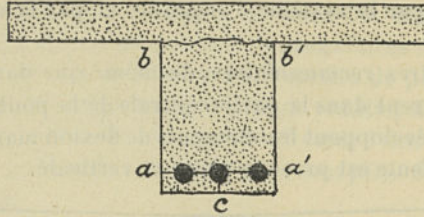


Fig. 794.

A peu de distance des extrémités de la poutre, ces fissures se relèvent jusque  $bb'$  en traversant obliquement l'âme de la pièce, suivant une direction voisine de  $45^\circ$  (fig. 795). Ce sont ces décollements obliques qui amènent la rupture. La pièce cède donc aux efforts tranchants avant que les moments fléchissants aient pu entamer la résistance dans la partie centrale.

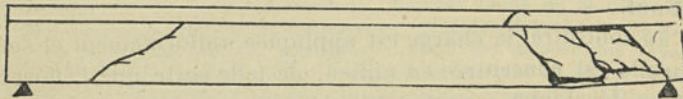


Fig. 795.

Pour les poutres dotées d'une armature complète, et si les barres courbes, étriers ou ligatures offrent la résistance voulue, le mode de rupture change et les fissures affectent à nouveau la forme de la figure 793.

Mais on observe aussi des fissures de la forme fig. 795 même avec une armature complète lorsque la nervure n'offre qu'une faible largeur par rapport à celle du hourdis.

La rupture par extension à la partie inférieure est quelquefois accompagnée de la production de fentes longitudinales, telles que  $c$  (fig. 794) dans la face inférieure. Ces fentes se montrent aussi en même temps que les fissures  $aa'$  dues aux efforts de glissement.

L'expérience montre que l'écueil de la construction des poutres en T est la réduction de résistance provenant de l'action des efforts de glissement sur l'âme en béton, de faible épaisseur relative, que constitue la nervure. Pour les pièces de cette forme, l'étude de la *stabilité de glissement* est donc indispensable.

Des expériences faites par M. HENNEBIQUE sur des poutres armées de façon différente, il semble résulter que les barres pliées de son système donnent plus de résistance aux efforts de glissement que les étriers. Le système MÖLLER, qui ne comporte que des barres courbes, a d'ailleurs montré dans les essais une résistance très notable à la stabilité de glissement.

On a fait remarquer plus haut (n° 467) que, dans les dalles MONIER, le fer ne rompt pas. Il en est, en général, de même dans les poutres. Que la rupture ait lieu par extension ou par glissement, le béton est désorganisé complètement avant que l'armature ait pu éprouver une tension suffisante pour atteindre la rupture.

De même que pour les dalles, on a cherché, à l'aide des résultats d'expériences, à établir des relations empiriques entre la *charge de rupture* d'une poutre et les divers éléments de la résistance tels que : les dimensions extérieures de la pièce, le pourcentage en métal, etc.

**474. Influence des dimensions et de la forme de la pièce.** — Considérant d'abord les poutres *rectangulaires*, on peut admettre, avec la plupart des expérimentateurs, que le moment résistant est proportionnel au carré de la hauteur de la pièce et écrire comme pour les dalles en adoptant les notations ci-dessous (fig. 796) :

$$M = \mu eh^2$$

Si la poutre présente une *section en T*, il faut distinguer le cas où la rupture a lieu dans la partie centrale de la pièce, ou près des appuis.

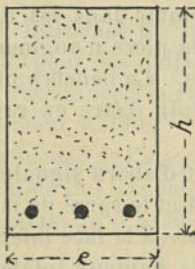


Fig. 796.

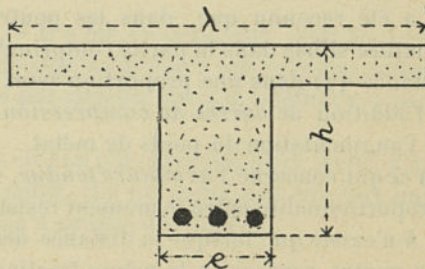


Fig. 797.

Dans le premier cas, c'est encore le *moment fléchissant* dû à la charge de rupture qui doit servir à exprimer la résistance de la pièce. Si l'on prend les notations de la figure 797 et que l'on traduise la valeur du moment résistant par la formule :

$$M = \mu \lambda h^2$$



l'expérience montre que le coefficient  $\mu$  reste le même, à égalité de pourcentage en fer, que si la section était rectangulaire, étant entendu que le pourcentage est évalué par rapport à la section de la pièce comptée au grand carré, soit :  $\lambda h$ . On peut donc admettre que, dans ce cas, la poutre en T résiste comme une poutre rectangulaire de même largeur totale ( $e$  ou  $\lambda$ ) et de même hauteur totale  $h$ .

Mais il n'en est plus ainsi lorsque la rupture a lieu par glissement. C'est alors l'effort tranchant maximum dû à la charge de rupture qui donne la mesure de la résistance de la pièce. L'expérience indique que cet effort, qui est proportionnel à la section  $eh$  de la pièce dans le cas de la poutre rectangulaire (fig. 796), reste proportionnel à  $eh$  dans la poutre en T (fig. 797), la lettre  $e$  désignant alors la largeur de la nervure. L'effort tranchant à la rupture peut donc être exprimé par la formule :

$$K = \mathcal{K}eh$$

et l'on peut dire qu'au point de vue de la stabilité de glissement, la résistance de la poutre en T ne dépasse pas, à égalité d'armature, celle de la poutre rectangulaire d'une largeur égale à celle de la nervure.

**475. Influence de l'armature.** — Les coefficients  $\mu$  et  $\mathcal{K}$  entrant dans les formules dépendent notamment de l'armature de la pièce.

Considérons d'abord le coefficient  $\mu = \frac{M}{eh^2}$  ou  $\frac{M}{\lambda h^2}$  relatif au moment fléchissant.

Il a été reconnu que, dans les poutres comme dans les dalles, l'armature située dans la partie comprimée de la pièce n'augmente la résistance que dans une proportion assez faible<sup>1</sup>. Le bénéfice obtenu par l'addition de barres de compression est loin d'être en rapport avec l'augmentation du poids de métal.

En ce qui concerne l'armature tendue, il faut d'abord signaler que la proportionnalité entre le moment résistant  $M$  et le carré de la hauteur  $h$  n'existe que lorsque la distance des barres à la face inférieure de la poutre représente la même fraction de la hauteur totale. Il a été observé que, si l'armature est plus éloignée de la face inférieure

<sup>1</sup> Les expériences exécutées en 1898 à Paris sur des poutres HENNEBIQUE ont porté notamment sur deux poutres rectangulaires de même section dont l'une était armée uniquement en tension et dont l'autre comportait, outre la même armature tendue, des barres de compression. La charge de rupture n'a été augmentée que de 10 p. 100 par ces barres de compression, dont la section valait les  $\frac{2}{3}$  de celle des barres tendues.

dans une poutre que dans une autre, la résistance de la première peut être notablement plus faible que celle de la seconde.

L'influence de la section de l'armature tendue a été étudiée par M. VAN DE WJNPERSE. Celui-ci a cru pouvoir admettre pour les poutres (comme M. TUTEIN NOLTHENIUS pour les dalles) que le coefficient  $\mu$  de la résistance à la rupture est, au moins dans certaines limites, proportionnel au pourcentage. Cette loi n'est certainement pas absolue et a été contestée par certains auteurs. Il est cependant avéré que des séries d'expériences faites dans les mêmes conditions ont montré de façon très frappante une progression de la résistance assez voisine de la loi rectiligne. Mais la charge de rupture n'augmente pas indéfiniment. On verra plus loin (nos 555 et 572) qu'elle est limitée par la résistance propre du béton à la compression.

Le coefficient  $\mathcal{R} = \frac{K}{eh}$ , qui exprime la résistance unitaire à l'effort tranchant, n'a pas fait l'objet jusqu'aujourd'hui de recherches directes. Mais, si l'on compare les résultats des épreuves dans lesquelles la rupture a eu lieu par glissement, on peut arriver à se faire une idée approximative de ce mode de résistance. Cette comparaison fournit en effet des chiffres à peu près égaux, quel que soit le pourcentage de l'armature.

La résistance des poutres aux efforts de glissement semble donc être indépendante de l'armature principale. Seule la présence de barres courbes a pour effet d'augmenter notablement la valeur de  $\mathcal{R}$ . Quant aux étriers ou liens transversaux, l'expérience ne fournit pas d'indication bien nette sur leur rôle.

**476. Influence du béton.** — Il a été reconnu que, pour les poutres comme pour les dalles, le dosage du béton a une certaine influence sur la résistance à la rupture par flexion, mais la relation n'a pas été exactement établie.

L'influence de l'âge n'a pas été non plus bien reconnue, mais, d'après l'ensemble des expériences faites, elle ne paraît pas être fort importante, ainsi qu'il a été dit déjà à propos des dalles.

**477. Coefficients de résistance.** — En résumé, si l'on considère spécialement les poutres à armature simple, âgées d'un mois et formées de béton des dosages habituels, on peut conclure des expériences citées plus haut que le coefficient  $\mu = \frac{M}{eh^2}$  ou  $\frac{M}{\lambda h^2}$  du moment résistant à la rupture présente, comme valeurs approximatives :

4 à 10, 12 à 14, 20, 40 et 70



(unités : kilogramme et centimètre) respectivement lorsque le pourcentage en métal, c'est-à-dire le rapport de la section de l'armature tendue<sup>1</sup> à la section totale de la poutre estimée au grand carré vaut :

$$0,2, 0,5, 0,8, 2 \text{ et } 3,5 \text{ p. } 100.$$

On a vu plus haut (n° 471) que les expériences faites sur les dalles ont donné des chiffres analogues.

En désignant par  $\varphi$  le pourcentage en fer, on pourrait donc, d'une façon assez grossière, définir le coefficient  $\mu$  par la relation :

$$\mu = 2000 \varphi$$

Ces valeurs de  $\mu$  sont applicables quelle que soit la forme (rectangulaire ou en T) de la section de la poutre, mais sous la condition que la stabilité de glissement soit satisfaite. Les expériences dont il est question plus haut montrent qu'il en est ainsi lorsque le coefficient  $\mathcal{K} = \frac{K}{ch}$  est inférieur à 8 ou 9 environ (unités : kilogramme et centimètre). Lorsque la valeur de  $\mathcal{K}$  dépasse 9, la rupture a lieu par glissement, à moins que l'armature ne présente des barres courbes. Dans ce cas, le coefficient peut s'élever jusque 12 à 14.

Il est à peine nécessaire de faire remarquer à nouveau que ces chiffres ne sont qu'approximatifs.

#### B. — Pièces courbes sollicitées à la flexion. Voûtes et arcs.

**478. Expériences.** — De tous les systèmes de voûtes en béton armé, le système MONIER (voy. chap. I, n° 43, et chap. II, nos 80, 118 et 242) est celui qui a été le mieux étudié.

Les essais les plus importants et les mieux connus sont ceux qui ont été effectués à Berlin en 1886, par la Société des constructions Monier<sup>2</sup>; à Munich en 1887, par M. BAUSCHINGER<sup>3</sup>; en Autriche en

<sup>1</sup> Certains auteurs calculent la valeur du pourcentage d'après la section totale de l'armature y compris les barres de compression. Lorsque l'armature est symétrique, ils ont donc encore en vue une valeur double de celle qui est considérée ici.

<sup>2</sup> Ouverture 4,50 m.; flèche 0,40 m.; épaisseur à la clef 0,05 m., largeur 0,60 m.; un réseau à l'intrados; section totale des barres de résistance 7,62 cm<sup>2</sup>; dosage du béton 1 ciment, 3 sable-gravier; rupture sous charge de 2409 kilogrammes par mètre carré sur une demi-ouverture.

<sup>3</sup> Ouverture 10 mètres; flèche 1 mètre; épaisseur 9,9 cm. à 12,3 cm., à la clef 10,7 m.; largeur 1 mètre; un réseau à l'intrados; section totale des barres de résistance 14,9 cm<sup>2</sup>; âge 3 mois; rupture sous charge de 4116 kilogrammes par mètre carré sur une demi-voûte et de 3252 kilogrammes par mètre carré sur l'autre.



1890-92, par la *Commission des voûtes de la Société des ingénieurs et architectes autrichiens*<sup>1</sup>; en Angleterre en 1896, par M. BEER<sup>2</sup>, et à Bruxelles en 1901, par la *Société anonyme du Canal et des installations maritimes de Bruxelles*<sup>3</sup>. On a atteint, dans l'une de ces expériences, une portée de 23 mètres.

<sup>1</sup> Ces essais ont porté notamment sur cinq voûtes MONIER :

*Première voûte* : Ouverture 2,70 m. ; flèche 0,26 m. ; largeur 2 mètres ; épaisseur uniforme de 0,05 m. ; rupture à 5 940 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture.

*Deuxième voûte* : Mêmes dimensions générales ; extradors plat ; épaisseur à la clef 0,055 m. ; rupture à 6 444 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture.

*Troisième voûte* : Ouverture 4,05 m. ; flèche 0,40 m. ; largeur 2 mètres ; épaisseur à la clef 0,05 m. ; rupture à 4 360 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture.

*Quatrième voûte* (essai de Matzleinsdorf) : Ouverture 10 mètres, flèche 1 mètre ; largeur 4 mètres ; épaisseur à la clef 0,15 m. ; aux naissances 0,20 m. ; un réseau à l'intrados, directrices de 10 millimètres, génératrices de 7 millimètres, mailles de 0,055 m. ; dosage du béton 1 : 3 ; âge 7 mois ; la voûte porte des murs de tête et un remblai ; poids mort 1 500 kilogrammes par mètre carré ; rupture à 9 810 kilogrammes par mètre carré de surcharge sur demi-ouverture (figg. 799-800).

*Cinquième voûte* (essai de Purkersdorf) : Ouverture 23 mètres, flèche, 4,60 m. ; largeur 2 mètres ; épaisseur à la clef, 0,35 m. ; aux naissances 0,60 m. ; deux réseaux, directrices de 14 millimètres, génératrices de 7 millimètres, mailles de 0,065 m. ; dosage du béton, 1 : 3 ; âge 3 mois ; rupture sous charge de 6 350 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture.

<sup>2</sup> Trois voûtes de mêmes dimensions : Ouverture 3,66 m. ; flèche 0,32 m. ; épaisseur 10,2 cm. ; largeur 1,22 m. ; un réseau à l'intrados, mailles de 10,2 cm., barres de résistance de 9,5 mm., barres de répartition de 6,4 mm. ; dosage du béton, 1 : 3, pour la 1<sup>re</sup> voûte avec pierraille de granit à l'anneau de 9,5 mm. ; pour la 2<sup>e</sup> avec cendre de coke à l'anneau de 16 mm. ; pour la 3<sup>e</sup> avec briquillons de même dimension ; rupture pour la 1<sup>re</sup> voûte sous charge uniforme de 6 640 kilogrammes par mètre carré (y compris poids mort) ; pour la 2<sup>e</sup> sous charge de 2 800 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture ; pour la 3<sup>e</sup> sous charge de 4 030 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture.

<sup>3</sup> Ces essais, effectués en vue de la construction d'un voûtement, ont porté sur trois tronçons représentant l'ouvrage complet. Fondation sur terrain compressible. Dosage du béton : 0,8 m<sup>3</sup> gravier, 0,49 m<sup>3</sup> sable, 325 kilogrammes ciment. Age 4 mois.

*Premier tronçon* : Deux pertuis de 6 mètres d'ouverture, séparés par une pile de 0,30 m. d'épaisseur ; flèche des voûtes 0,98 m. ; piédroits de 1,74 m. de hauteur soutenus par des contreforts et contrebutés par un remblai ; largeur 5 mètres ; fondation sur radier général ; voûtes de 0,25 m. d'épaisseur uniforme armées de deux réseaux, directrices de 8 millimètres espacées de 0,07 m. ; les voûtes portent un remblai de 1 mètre d'épaisseur sur la clef ; la rupture n'a pas été atteinte pour une surcharge uniforme de 6 000 kilogrammes par mètre carré sur tout l'ouvrage ; premières fissures à 3 000 kilogrammes.

*Deuxième tronçon* : Un pertuis de 8 mètres d'ouverture ; même type que le précédent ; flèche de la voûte 0,88 m. ; piédroits de 1,76 m. de hauteur ; largeur 4,75 m. ; épaisseur et armature de la voûte comme dans le précédent ; remblai de 1,10 m. d'épaisseur sur la clef ; rupture sous une surcharge de 3 000 kilogrammes par mètre carré sur une demi-voûte et 2 000 kilogrammes par mètre carré sur l'autre.



D'autres systèmes de voûtes ont fait l'objet d'études expérimentales du même genre et notamment le système MELAN<sup>1</sup> (voy. chap. I, n° 43, et chap. II, nos 84 et 256) et le système WÜNSCH<sup>2</sup> (voy. chap. I, n° 44, et chap. II, nos 85, 120 et 270).

Parmi les systèmes d'arcs, on peut citer le système GOLDING<sup>3</sup> (voy. chap. I, n° 46, et chap. II, n° 87) comme ayant également été soumis à des essais de cette nature.

*Troisième tronçon* : Un pertuis de 7,44 m. d'ouverture ; voûte de 2,72 m. de flèche prenant appui directement sur le sol par deux semelles inclinées indépendantes ; largeur 4,20 m. ; épaisseur de la voûte 0,25 m. ; un réseau à l'intrados interrompu à la clef ; directrices de 8 millimètres placées par couples à des distances de 9,5 cm. ; la voûte porte un remblai de 1,06 m. d'épaisseur sur la clef ; la rupture n'a pas été atteinte pour une surcharge de 5 000 kilogrammes par mètre carré sur tout l'ouvrage ; premières fissures à 3 000 kilogrammes par mètre carré.

Dans chacun de ces essais, la surcharge de 2 000 kilogrammes par mètre carré est restée en place 24 heures, de même que chaque millier de kilogrammes par mètre carré supplémentaire.

<sup>1</sup> *Essai à Brünn* (1892). Deux voussettes de planchers accolées ; ouverture 2 mètres ; flèche 0,20 m. ; largeur 3,20 m. ; épaisseur 0,08 m. ; armature 4 arcs, poutrelles de 80 millimètres de hauteur pesant 7 kilogrammes le mètre ; dosage du béton 1 : 7 aux naissances, 1 : 6 aux reins, 1 : 5 à la clef ; fissures sous charge de 4 750 kilogrammes par mètre carré sur une voûte, l'autre étant libre ; la rupture n'a pas été atteinte ; on a continué l'essai sous charge concentrée.

*Essai de la Commission des voûtes* de la Société des ingénieurs et architectes autrichiens (1892). Ouverture 4 mètres ; flèche 0,29 m. ; largeur 3 mètres ; épaisseur 0,08 m. ; 4 arcs de 80 millimètres de hauteur (poutrelles) ; dosage du béton 1 : 5 ; premières fissures pour 5 000 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture ; on a atteint 6 900 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture sans rupture.

*Essais de M. George Hill* à New-York (1895). Voussettes de planchers ; portée 4,83 m. ; flèche  $\frac{1}{12}$  ; épaisseur 10 centimètres et 7,5 cm. ; arcs en fers T ou poutrelles ; essai par charge concentrée (presse hydraulique). Il est difficile de comparer l'effet d'une telle force à celui d'une charge uniforme.

<sup>2</sup> Essais effectués à *Budapest* en 1891 par la maison ROB. WÜNSCH pour comparer divers types d'armature. On a essayé 6 voûtes de 2,50 m. à 10 mètres d'ouverture. Les données suivantes sont relatives à la voûte du type WÜNSCH proprement dit :

Ouverture 5 mètres ; flèche 0,50 m. ; largeur 4,20 m. ; épaisseur à la clef 0,10 m. ; extrados horizontal ; armature formée de 3 fermes en arc dont chaque lisse comporte un fer T de  $\frac{33 \times 33}{5}$  mm. ; culées de 0,50 m. d'épaisseur aux naissances ; ancrages verticaux de  $40 \times 10$  mm. à chaque ferme ; dosage du béton 1 : 8 ; rupture sous une surcharge de 5 047 kilogrammes par mètre carré sur demi-ouverture.

<sup>3</sup> *Essai à Beckton* (Angleterre) en 1899. Ouverture 5,20 m. ; nervures écartées de 1,45 m. d'axe en axe, reposant sur des fers U cintrés de  $152 \times 62$  mm. pesant 18,5 kg. le mètre ; flèche 0,61 m. ; hourdis de 15 centimètres d'épaisseur armé d'une feuille de métal déployé n° 10 (voy. chap. II, n° 69) ; dosage du béton, 1 ciment, 4 sable-gravier ; âge 2 mois ; premières fissures à 1 750 kilogrammes par mètre carré sur toute la surface ; on a atteint 8 300 kilogrammes par mètre carré sans rupture.

**479. Déformations.** — Les essais des voûtes de béton armé ont fait reconnaître, en ce qui concerne les flexions, des phénomènes d'ordre semblable à ceux que l'on a signalés dans les pièces droites (n° 465).

Ici encore, les déformations, tant dans le sens vertical que dans le sens horizontal, obéissent à une loi semblable à celle de la figure 790 (n° 453) et augmentent plus rapidement que les charges. On observe également des flèches permanentes.

**480. Rupture.** — Lorsque l'on soumet une *voûte à extrados courbe* (types MONIER et MELAN) à un essai à outrance, on remarque que sa résistance est influencée très fortement par la stabilité de ses points d'appui. Dans la majeure partie de ces essais, la rupture est la conséquence d'un déplacement des culées.

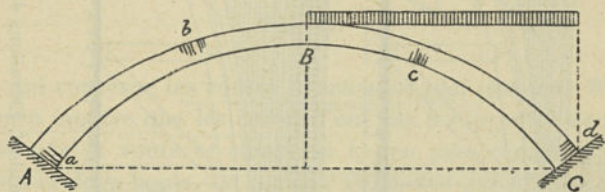


Fig. 798.

Lorsque ce déplacement prend une certaine importance, la voûte se rompt comme le ferait une poutre. Des fentes s'ouvrent à l'intrados à la clef et la voûte se détache de ses culées par des fissures qui se montrent d'abord à l'extrados dans les sections d'encastrement.

Mais si la stabilité des appuis est suffisamment assurée pour que la poussée puisse se développer, on observe le fonctionnement caractéristique de la voûte dont l'exemple le plus complet se montre dans le cas où la flèche est relativement importante. Lorsque la voûte est chargée sur une demi-ouverture BC (fig. 798), des fissures se forment en *a* et *b* dans la partie non chargée, et en *c* et *d* dans la partie chargée. Toutes ces fissures sont sensiblement normales à l'axe de la voûte. Au moment de la rupture, on constate dans la section qui s'ouvre un effeuillage de la partie comprimée du béton.

Les figures 799-800 représentent une variante relative à une voûte surbaissée à  $\frac{1}{10}$  sollicitée de la même manière, mais dont les culées ont éprouvé un glissement. La première fissure s'est produite en *a*, aux naissances de la demi-voûte chargée. Les fissures *c*, au milieu de la demi-voûte non chargée, se sont déclarées plus tard. La clef ne s'est ouverte en *b* qu'au moment de la rupture.



Lorsque la voûte est soumise à une surcharge uniformément répartie, les fissures se montrent à l'intrados à la clef et à l'extrados aux naissances ou dans une section voisine (dite joint de rupture), selon le surbaissement relatif.

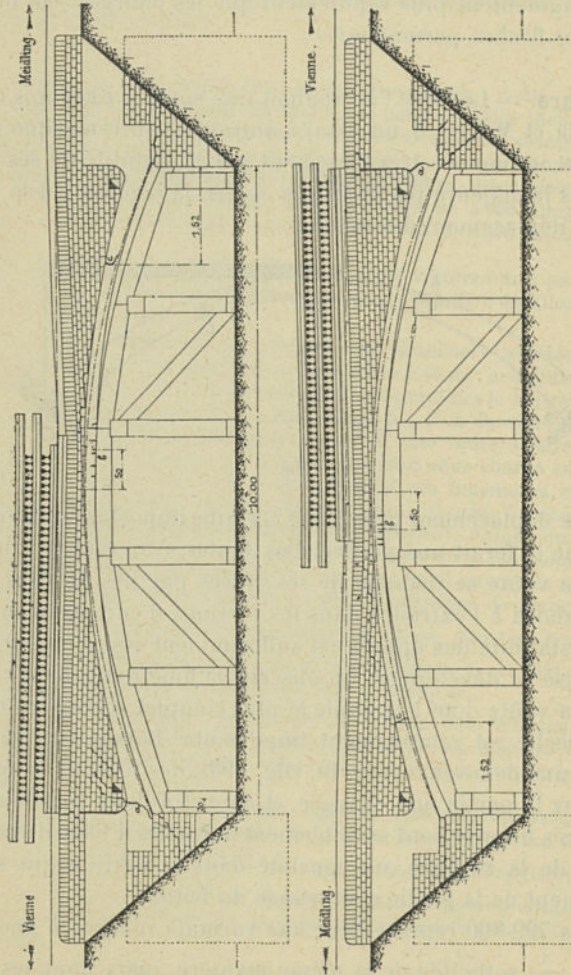


Fig. 799-800. — Voûte d'essai à Matzeinsdorf. Elevations des deux têtes après la rupture <sup>1</sup>.

<sup>1</sup> La ligne en trait mixte représente le tracé de l'intrados avant le chargement.

En résumé, les fissures peuvent se développer à l'intrados ou à l'extrados depuis les naissances jusqu'à une certaine hauteur, tandis qu'à la clef elles se déclarent à l'intrados quel que soit l'état de charge.

A part les fendillements provoqués par l'écrasement du béton dans la partie comprimée, on n'observe pas, en général, dans les voûtes, la production de fissures longitudinales indiquant le développement d'efforts de glissement. Cependant, lorsque la voûte reçoit des charges isolées par l'intermédiaire de piliers verticaux, la forme des fentes voisines de ces montants trahit l'existence de glissements résultant d'une flexion locale (fig. 801), car il se produit alors des fissures courbes et des décollements longitudinaux.

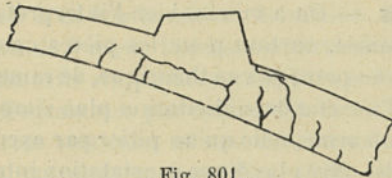


Fig. 801.

En ce qui concerne les *voûtes à extrados plat* (système WÜNSCH), l'expérience montre que les culées n'ont pas à supporter de poussée notable et que la voûte se comporte à peu près comme une pièce encastree aux deux bouts. La rupture s'annonce par un arrachement qui sépare la voûte de ses culées. Celles-ci s'ouvrent horizontalement au niveau des naissances du côté extérieur. La partie supérieure fait corps avec la voûte, tandis que la partie inférieure reste immobile. La voûte, séparée de ses culées, fléchit ensuite et se fissure à la clef du côté de l'intrados.

**481. Influence de l'armature.** — Le nombre d'essais de voûtes est encore trop restreint et les conditions dans lesquelles elles ont été effectuées sont trop peu comparables, pour qu'il soit possible de déduire de l'expérience une relation quelconque entre la charge de rupture et les divers facteurs de la résistance, tels que : épaisseur de la voûte, pourcentage en métal, dosage du béton, etc.

Tout ce qu'il est possible de conclure des essais, c'est qu'il y a grand avantage, au point de vue de la résistance finale de la voûte, à armer toutes les parties étendues, c'est-à-dire celles où l'on observe la production de fissures dans le béton.

Dans une *voûte à extrados courbe* du système MONIER, on majore considérablement la résistance en ajoutant, indépendamment du réseau général d'intrados, des réseaux d'extrados montant des naissances jusqu'au delà des joints de rupture (voy. chap. I, n<sup>os</sup> 40 et 43, figg. 72, 74).



Pour les *voûtes à extradados plat*, il convient d'armer de même l'extrados de la voûte. Il est utile en outre, dans la construction des ponts de ce type, d'ancrer l'armature dans les culées par des tiges verticales voisines de la face postérieure de celle-ci et descendant jusque dans les fondations (voy. chap. II, n° 270). C'est ce que l'on a observé dans les essais du système WÜNSCH.

### C. — Pièces droites sollicitées à la compression.

**482. Expériences.** — On a vu combien l'interprétation des essais à la flexion est malaisée, surtout pour les pièces courbes. Il est donc d'un grand intérêt, au point de vue théorique, de ramener l'étude expérimentale à celle d'un état de sollicitation plus simple. L'essai d'une pièce droite en béton armé, telle qu'un pilier par exemple, soumis à la compression simple, offre plus d'une constatation intéressante à faire, tant en vue des constructions de ce genre que pour l'étude des sollicitations plus complexes.

Les expérimentateurs n'ont cependant guère porté leurs efforts de ce côté et, jusque dans ces derniers temps, on a été réduit à des hypothèses pour évaluer dans quelle proportion la résistance du béton à la compression est augmentée par l'incorporation d'une armature.

Cette lacune de la science expérimentale vient heureusement d'être comblée par la nouvelle *Commission des voûtes* de la *Société des ingénieurs et architectes autrichiens*<sup>1</sup> et par M. GARY, de l'École polytechnique de Charlottenbourg<sup>2</sup>.

**483. Résistance du béton armé à la compression.** — Les expériences de la Commission viennoise ont donné, pour des prismes de grande dimension, formés d'un béton de ciment dosé à 1 : 3 1/2, une résistance moyenne à la rupture de 270 kilogrammes par centimètre carré à l'âge de trois ou quatre mois.

L'armature était du système WAYSS (voy. chap. I, n° 52). Les tiges verticales en fer rond, dont la section totale représentait environ 1 p. 100 de celle du bloc, régnaient sur toute la hauteur.

<sup>1</sup> Le rapport de cette commission, publié en 1901, donne le détail d'expériences portant sur la résistance à la compression de prismes en maçonnerie parmi lesquels figurent 13 blocs en béton armé. Les uns présentaient 0,40 m. × 0,40 m. de section et 0,40 m. de hauteur; les autres 0,50 m. × 0,50 m. de section et 1 mètre de hauteur. L'âge des blocs variait de 8 semaines à 6 mois.

<sup>2</sup> M. GARY a essayé en 1899 un pilier en béton armé système HENNEBIQUE (voy. chap. I, n° 52) de 0,25 m. × 0,25 m. de section et 3,22 m. de hauteur armé de 4 barres rondes de 30 mm. Les entretoises étaient formées de plats de 3 × 80 mm. et distantes de 0,50 m.



La rupture était annoncée par un flambage des barres verticales et par la destruction de l'enveloppe en béton qui entourait l'armature. Le noyau céda ensuite en se fissurant verticalement. On n'est pas arrivé à produire une désagrégation complète des prismes.

Des résultats beaucoup moins satisfaisants ont été obtenus dans des blocs armés d'après un autre système comportant des réseaux MONIER noyés dans le béton parallèlement aux faces des prismes qui recevaient l'effort de compression.

Dans l'expérience de M. GARY, le pilier système HENNEBIQUE avait une hauteur égale à 13 fois le côté de la section. Le béton était dosé à 1 : 4. L'âge était de 3 mois. Les barres verticales avaient pour section 4,5 p. 100 de celle du pilier. La rupture a été produite par une charge de 256 kilogrammes par centimètre carré.

Les quatre barres verticales se sont courbées dans l'intervalle compris entre deux entretoises, lesquelles n'ont pas cédé. Au même endroit, le béton, désagrégé par des cassures obliques, s'est formé en deux pyramides opposées par le sommet.

### 3° ÉTUDE DES DÉFORMATIONS LOCALES

**484. Utilité de cette étude.** — Dans toutes les expériences dont il vient d'être parlé, il n'a été question que de déformations d'ensemble ou de phénomènes de rupture.

Mais la flèche prise par une pièce soumise à la flexion ne donne qu'une idée générale de son fonctionnement.

Quant à la rupture, ce n'est qu'un fait sans signification précise au point de vue théorique. Il permet bien de reconnaître la direction des forces intérieures; mais il n'établit pas leur importance sous l'action des charges ordinaires alors que la matière est encore saine.

Pour déterminer le mode de résistance du béton armé, il faut mesurer en un certain nombre de points du solide les déformations qui se manifestent depuis le début du chargement. La valeur et la loi de ces déformations locales doivent fournir la solution du problème, plus ou moins précise selon les conditions de l'expérience.

**485. État de la question.** — Les essais ayant pour but l'étude détaillée des phénomènes de la déformation sont encore bien peu nombreux malgré l'intérêt considérable qu'ils présentent, mais ils fournissent déjà quelques points de repère utiles.

Le *Service français des phares et balises* a fait exécuter en 1896



et 1897, au laboratoire de l'École des ponts et chaussées de Paris, une série d'essais à la traction sur des éprouvettes en béton armé, pendant lesquels on a relevé la loi des allongements du béton. Ces essais ont été rapportés et étudiés par M. DE JOLY, ingénieur des ponts et chaussées.

M. CONSIDÈRE, ingénieur en chef des ponts et chaussées, a publié et commenté dans des études récentes les résultats d'expériences de flexion qu'il a exécutées sur des prismes en béton armé de petites dimensions et dans lesquelles il a mesuré les déformations des faces extérieures.

En novembre 1898, nous avons eu l'occasion de faire nous-même des expériences sur l'élasticité à la flexion de pièces en béton armé. Ces essais ont porté sur des pièces plus fortes que les précédentes et exécutées dans des conditions de fabrication moins soignée. Ils ont été faits à la demande de M. l'ingénieur principal GRENIER, à l'occasion des travaux d'essai de consolidation des berges du *Canal de Gand à Terneuzen* (voy. chap. II, n° 314).

Ce ne sont pas les seules expériences qui aient été entreprises dans cet ordre d'idées. Dès 1894, on a exécuté à Lausanne des essais de ce genre sur des poutres HENNEBIQUE; mais, au lieu d'observer les allongements et raccourcissements du béton, c'est le fer de l'armature dont on a voulu constater les déformations. Pour placer les appareils de mesure, il a donc fallu faire des entailles dans le béton, ce qui a dû, semble-t-il, modifier les conditions de la flexion.

D'autres essais, plus complets et méthodiquement conduits, ont été exécutés en 1898 à Paris sur des poutres HENNEBIQUE de grande dimension<sup>1</sup>. Jusqu'à présent les résultats n'en ont pas été publiés.

**486. Expériences du Service des phares et balises.** — Les éprouvettes essayées étaient des barres prismatiques de 12 cm  $\times$  16,6 cm = 200 centimètres carrés de section et de 1,20 m. de longueur, prolongées aux deux extrémités par des têtes élargies que saisissaient les griffes de la machine. Les déformations ont été relevées sur une longueur d'un mètre.

Parmi ces éprouvettes, les unes ont été faites en pâte de ciment pur, d'autres en mortier, d'autres en béton. L'armature était formée de barres de fer rondes disposées de diverses façons.

Les résultats des expériences sont particulièrement intéressants en

<sup>1</sup> Il a été question plus haut (n° 472) de ces expériences à propos des essais à la rupture.



ce qu'ils permettent de vérifier si le métal obéit aux déformations du béton.

Admettant que les allongements pris par l'éprouvette suivant les différentes fibres soient égaux aussi bien dans l'armature que dans la gangue, on a, en partant de la valeur du coefficient d'élasticité du ciment, déterminée sur des éprouvettes témoins non armées, et de celle du coefficient d'élasticité du fer, calculé la déformation résultante correspondant à un certain effort. Comparant cette valeur avec celle fournie par l'expérience, on voit que l'allongement réel est supérieur, de 10 p. 100 au maximum, à l'allongement théorique pour les éprouvettes armées d'une barre centrale unique, et inférieur à cet allongement pour les éprouvettes armées de deux barres symétriques. Cette réduction d'allongement augmente (jusque 14 p. 100) à mesure que les barres se rapprochent de la face extérieure de la pièce.

L'effort sous lequel ces observations ont été faites vaut environ le tiers de la charge de rupture.

Les divergences signalées peuvent, d'après M. DE JOLY, s'expliquer par le mode de sollicitation des éprouvettes : Les forces de traction, étant appliquées sur les ailes des têtes, doivent donner des allongements plus forts sur les bords de l'éprouvette qu'au milieu. Il en résulte que les barres de fer centrales, placées dans la région de moindre allongement, doivent soulager moins le ciment que les barres logées vers les bords de l'éprouvette dans une région plus étendue.

Cette interprétation des faits n'est cependant pas complète. Il est facile de voir (fig. 802 et 803), en effet, que si les différences entre

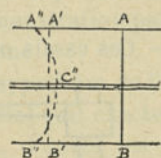


Fig. 802.

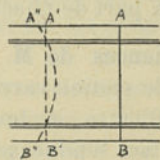


Fig. 803.

l'observation et la théorie proviennent uniquement de l'allongement inégal des fibres de la gangue et si le fer est supposé participer complètement aux déformations du ciment, l'allongement réel  $AA''$  mesuré sur les faces extérieures de l'éprouvette doit être, dans tous les cas, plus grand que l'allongement théorique  $AA'$ . En effet, puisque la somme des tensions produites par la déformation qui amène la section  $AB$  dans sa position théorique  $A'B'$  est égale à la somme des tensions produites par la déformation réelle en  $A''C''B''$ , la courbe  $A''C''$



$B''$  doit couper la droite  $A'B'$ . Pour que l'allongement réel ait été inférieur à l'allongement théorique dans le cas des armatures excentriques, il faut donc que le phénomène signalé plus haut se combine avec un glissement élastique du fer dans le ciment.

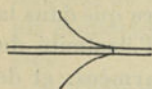


Fig. 804.

Adoptons cette manière de voir et supposons, pour simplifier, que, dans une éprouvette en béton non armé, les fibres de ciment s'allongent uniformément. Admettons ensuite que dans l'allongement de l'éprouvette en béton armé le métal reste en arrière du ciment, en sorte que, dans les sections déformées, chaque tige de fer forme le fond d'un cône (fig. 804). On voit aisément que, si l'armature est placée

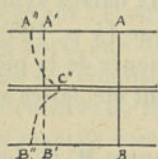


Fig. 805.

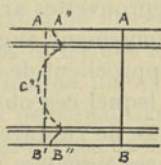


Fig. 806.

dans l'axe (fig. 805), l'allongement apparent à l'extérieur sera plus grand que l'allongement théorique, tandis qu'il sera plus petit si l'armature est excentrique (fig. 806) et il diminuera de plus en plus à mesure que le fer se rapprochera de la face extérieure.

Dans la réalité, les deux phénomènes signalés (déformation de la section plane due au mode d'application des efforts, déformation due à l'hétérogénéité de la matière) additionnent leurs effets et l'on ne saurait faire la part de chacun d'eux.

**487. Expériences de M. Considère.** — Ces essais ont porté sur des prismes de section carrée de 0,06 m. de côté et de 0,60 m. de longueur armés du côté de la face tendue par des barres de fer rondes. Les prismes étaient placés verticalement, encastrés à leur partie inférieure et soumis à leur tête à un moment de flexion produit par une charge appliquée à l'extrémité d'un bras de potence (fig. 807). Par suite de la disposition

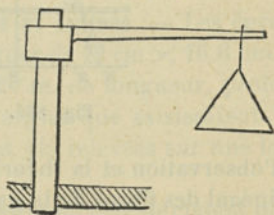


Fig. 807.

adoptée, le moment de flexion était constant sur toute la longueur du prisme. L'effort tranchant était donc nul. On a mesuré les allongements de la face tendue et les raccourcissements de la face comprimée sous des charges croissantes.

M. CONSIDÈRE prend comme type des résultats fournis par ses essais ceux qu'il a obtenus sur un prisme déterminé. Ce prisme était formé de mortier pilonné, gâché à raison de 433 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable de mer quartzeux. Il était armé de trois fils de 4,25 mm. de diamètre (fig. 808). Le moment de flexion a été augmenté, sans provoquer de rupture, jusqu'à déterminer dans la face tendue des allongements de 2 millimètres par mètre. Puis on a répété 139 000 fois un moment de flexion variant de 44 à 71 p. 100 du moment maximum réalisé la première fois, en revenant chaque fois à la position d'équilibre. Ces efforts répétés ont donné des allongements variant de 0,545 mm. à 1,27 mm. Après cette épreuve le prisme semblait encore intact, sauf

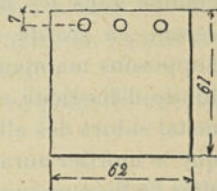


Fig. 808.

deux fissures superficielles. Ayant détaché du prisme des baguettes de  $15 \times 12$  millimètres de section et d'une longueur égale à plus de la moitié de celle comprise entre les encastresments, on a reconnu qu'à la flexion le mortier présentait encore une résistance très notable et voisine de celle du mortier neuf.

Or, il résulte des essais à la traction effectués sur des éprouvettes de mortier de ciment que l'allongement à la rupture doit se maintenir dans les environs de 0,1 mm. à 0,2 mm. M. CONSIDÈRE conclut de là que dans une pièce en béton armé le métal donne au ciment la propriété de supporter sans se rompre des allongements beaucoup plus considérables que lorsqu'il est seul.

En dehors de la preuve directe que nous venons de rapporter, il a donné une démonstration par le calcul, basée sur les résultats de l'essai du même prisme.

Adoptant l'hypothèse de l'invariabilité des sections planes et admettant que le métal suit exactement les déformations du béton, M. CONSIDÈRE calcule, d'après les déformations mesurées sur les faces du prisme, le moment produit par les fibres tendues du béton. Le calcul étant fait pour une charge croissante, on voit que ce moment résistant augmente d'abord avec la déformation jusqu'à une certaine valeur, puis reste à peu près constant jusqu'à la limite des efforts produits.

M. CONSIDÈRE donne de ce fait l'explication suivante : On sait que, lorsqu'on soumet à la traction une barre de métal doux, celle-ci prend d'abord un allongement uniforme sur toute sa longueur, puis s'étrangle à un endroit déterminé où elle subit des allongements locaux très considérables. Si donc l'allongement à la rupture mesuré entre



repères peut en apparence n'être que de 20 p. 100, il est en réalité 10 à 15 fois supérieur dans la partie rompue.

Admettons que ce phénomène, connu sous le nom de *striction*, se produise également dans les mortiers de ciment. L'allongement mesuré entre repères dans les essais à la traction ne serait donc, comme dans les métaux, qu'un allongement moyen et le mortier serait, en réalité, capable d'un allongement beaucoup supérieur. Supposons maintenant que l'on associe le mortier au métal, dont la limite d'élasticité est beaucoup plus élevée. Pendant la traction le métal subira des allongements uniformes sur toute sa longueur, alors que le mortier aura déjà tendance à s'étrangler en un point déterminé. Mais l'adhérence qui le fait obéir aux déformations du métal le forcera à suivre celui-ci dans son extension. Il pourra donc, en tous les points de l'éprouvette, subir la déformation limite dont il est capable et la rupture ne se produira, en réalité, que pour des allongements totaux (entre repères) beaucoup plus élevés que s'il était seul.

L'explication donnée par M. CONSIDÈRE est très plausible, si le phénomène de la *striction* se produit réellement dans les mortiers. Pour en montrer la réalité, il faudrait, dans des essais à la traction sur éprouvettes en mortier, mesurer l'allongement sur des distances de repères différentes de façon à constater que l'allongement local dépasse de beaucoup la déformation totale rapportée à l'unité de longueur. C'est ce qui n'a pas été fait jusqu'à présent. On ne peut donc admettre l'explication qu'à titre d'hypothèse.

Il n'en est pas moins prouvé que, dans les conditions des expériences de M. CONSIDÈRE, le mortier était rendu, par la présence des armatures, capable d'allongements beaucoup plus considérables que ceux que l'on admet d'habitude<sup>1</sup>.

Les faits que nous venons d'exposer se rapportent à des expériences de laboratoire. Les prismes essayés étaient de petites dimensions, exécutés en mortier, et celui-ci était pilonné avec un soin exceptionnel.

M. CONSIDÈRE fait remarquer que des réserves s'imposent si l'on veut étendre les conclusions de ces expériences aux conditions de la pratique, lesquelles sont bien différentes. Il croit cependant pouvoir géné-

Dans l'expérience citée plus haut, l'armature était faite de fil de fer non recuit dont l'élasticité dépassait 38 kilogrammes. Pour un métal ordinaire (dont la limite d'élasticité est de 18 à 23 kilogrammes pour le fer et de 20 à 26 kilogrammes pour l'acier doux), l'allongement sans fissures du mortier ne peut dépasser celui qui correspond à la limite d'élasticité du métal, soit 1 millimètre par mètre.



raliser ses déductions et, pour appuyer son opinion, il rappelle que, dans les essais de pièces en béton armé, on ne constate jamais dans les courbes de déformation de point singulier pouvant correspondre à la rupture du béton étendu.

Le fait est exact, mais il peut ne pas paraître suffisamment probant, et pour montrer que le béton des travaux ordinaires est capable de se prêter à de grandes déformations, lorsqu'il est sollicité par l'adhérence du métal, des expériences directes sont nécessaires.

Nous allons tâcher de tirer des conclusions, à ce point de vue, des essais que nous rapportons ci-après.

**488. Expériences du canal de Gand à Terneuzen.** — Les pièces essayées étaient des palplanches en béton armé, du système HENNEBIQUE (voy. chap. II, n° 314). Leur longueur était de 5,50 m. Elles présentaient une section rectangulaire de 0,40 m.  $\times$  0,15 m. creusée

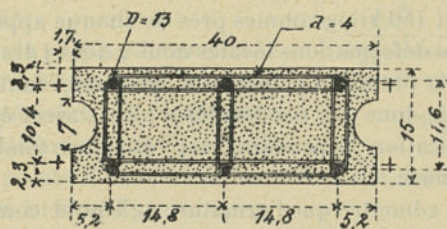


Fig. 809.

de deux gorges demi-circulaires de 0,07 m. de diamètre (fig. 809). L'armature, du type symétrique, était formée de six barres de fer rond de 13 millimètres de diamètre entretoisées tous les 0,25 m. par des liens en fil de fer de 4 millimètres.

Le béton comprenait, pour 300 kilogrammes de ciment, 0,87 mètre cube d'un mélange à mi-parties de gravier du Rhin et de plaquettes de Quenast et de 0,43 mètre cube de sable du Rhin. Le métal était du fer n° 3. Au moment des essais, les pièces avaient deux mois et demi d'âge de fabrication.

Ces palplanches ont été essayées à plat sur une portée de 4 mètres. La charge était appliquée en sacs de sable de 50 kilogrammes chacun, répartis sur la longueur de la pièce.

Les déformations locales ont été relevées au moyen d'appareils MANET-RABUT, semblables à ceux que l'on emploie dans l'étude expérimentale des ponts métalliques. Ces appareils, dont la longueur de tige était de 0,20 m., étaient montés sur des griffes prenant sur les bords



supérieur et inférieur de la gorge de chaque côté de la pièce. Les tiges occupaient les emplacements cotés sur la figure 809.

Trois palplanches ont été essayées dans ces conditions. La première s'est rompue sous une surcharge totale de 1 750 kilogrammes, dont 1 650 kilogrammes uniformément répartis et 100 kilogrammes concentrés au milieu de la portée. A l'action de cette charge il faut ajouter celle du poids mort de la pièce, soit 560 kilogrammes environ pour la partie entre appuis. Les deux autres palplanches ont cédé sous une surcharge de 1 650 kilogrammes uniformément répartie<sup>1</sup>.

Les premières fissures ont été observées pour la première palplanche sous une charge uniforme de 1 150 kilogrammes; elles se sont refermées lors de l'enlèvement de cette surcharge. Dans la deuxième et la troisième palplanche, on a pu observer leur formation dès l'application d'une charge uniforme de 600 kilogrammes, mais ces fissures, très ténues au début et à peine visibles, ne prenaient de l'importance que pour une charge de 1 450 kilogrammes (1 150 kilogrammes uniformément répartis et 150 kilogrammes près de chaque appui).

La mesure des déformations locales nous a donné des résultats assez réguliers dans la première palplanche, très discordants dans les deux autres. Il semble donc que ces dernières pièces aient été entachées de défauts de fabrication. Cependant, leur résistance finale n'en a pas été beaucoup diminuée.

On doit donc admettre que l'armature agit pour compenser la non-homogénéité du béton de façon à donner à la pièce en béton armé un fonctionnement d'ensemble assez régulier.

Le mode de déformation à l'extension par voie de fissures de plus en plus nombreuses, est un indice de la variabilité des déformations locales. Une fissure vient-elle à se déclarer dans l'intervalle soumis à l'observation, l'appareil MANET marche rapidement; si, au contraire, la fissure se produit à côté de l'appareil, l'aiguille de celui-ci ralentit aussitôt.

Le solide en béton armé présente donc, dans ses diverses sections, un état de sollicitation différent. Dans les unes, le béton résiste bien et l'armature n'est que peu sollicitée; dans les autres, le béton vient à faire défaut et c'est l'armature qui supplée.

Dans la première palplanche, le fonctionnement régulier et concor-

<sup>1</sup> Le moment résistant a donc atteint au minimum  $M = \frac{1}{8} (1650 + 560) \times 400 = 110\,500$  kgcm. ce qui donne pour coefficient unitaire (voy. n° 477) :  $\mu = \frac{M}{eh^2} = \frac{110\,500}{37,4 \times 13^2} = 13,1$  (la section étant, pour simplifier, transformée en un rectangle). Le pourcentage (armature tendue) est égal à 0,7 p. 100.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 2000 \varphi = 2000 \times \frac{0,7}{100} = 14 \\ \varphi = 0,7\% \end{array} \right. \quad \text{ambroise}$$



dant des appareils MANET, montés dans deux emplacements différents, montre une distribution uniforme des sections faibles, indice d'une homogénéité plus grande et d'une fabrication plus soignée que dans les autres palplanches.

Pour vérifier ce que devient, dans notre cas, le principe démontré par M. CONSIDÈRE, nous choisissons les résultats donnés par l'essai de la première palplanche dans la section du milieu de la portée.

Dans nos expériences, les déformations sur une même ligne verticale ne sont définies que par deux appareils, dont les tiges sont écartées de 10,4 centimètres. Pour étudier l'équilibre des forces intérieures, cette donnée ne suffit pas si l'on n'adopte une hypothèse sur la loi de répartition des déformations. Nous admettrons celle de l'invariabilité des sections planes, parce qu'elle est la plus simple et qu'elle a servi de base aux calculs de M. CONSIDÈRE<sup>1</sup>.

La flexion de la palplanche amène la section AB en A' B' (fig. 810); les deux armatures supérieure et inférieure obéissent aux déformations C C' et D D' et les deux points E et F situés au niveau des tiges des appareils MANET viennent en E' et F'.

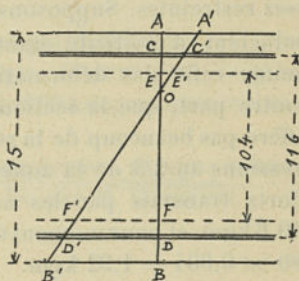


Fig. 810.

Considérons une charge uniforme de 600 kilogrammes. Elle a donné les déformations moyennes ci-dessous, mesurées aux appareils :

$$E E' = - 0,04 \text{ millième}$$

$$F F' = + 0,24 \quad -$$

On obtient pour position en hauteur de la fibre neutre :

$$A O = 3,8 \text{ centimètres}$$

$$O B = 11,2$$

et pour déformation maxima du béton :

$$A A' = - 0,10 \text{ millième}$$

$$B B' = + 0,30 \quad -$$

Les tiges inférieures s'allongent de  $D D' = 0,26$  millième. Elles

<sup>1</sup> Il est à remarquer que, si la pièce essayée avait eu plus de hauteur, on aurait pu vérifier cette hypothèse en plaçant plus de deux appareils MANET sur une même verticale.



fatiguent à  $0,00026 \times 20 \times 10^3 = 5,2$  kg. par millimètre carré. La section des trois barres de 13 millimètres étant de 400 millimètres carrés, elles fournissent un effort total de  $5,2 \times 400 = 2\,080$  kg.

De même, les tiges supérieures se raccourcissent de  $C C' = 0,06$  millième et travaillent à 1,2 kg. par millimètre carré en donnant un effort de 480 kilogrammes.

Prenons le moment des forces intérieures par rapport au centre d'application des pressions qui s'exercent sur la hauteur A O. La position exacte de ce point nous est inconnue, car elle dépend de la loi de répartition des pressions; mais elle ne peut varier que dans des limites assez restreintes. Supposons donc ici, à titre d'approximation, que, le coefficient d'élasticité étant constant, la ligne des pressions soit, comme celle des déformations O A', une droite. Si nous admettons, d'autre part, que la section de la pièce est un rectangle, ce qui ne diffère pas beaucoup de la réalité, nous pourrions placer le centre des pressions au  $\frac{2}{3}$  de la zone A O et nous aurons pour moment des efforts transmis par les armatures inférieures  $2080 \times 0,120 = 249,6$  kgm. et pour moment de ceux transmis par les tiges supérieures  $480 \times 0,004 = 1,92$  kgm.

Les armatures équilibrent donc à elles seules un moment de  $249,6 - 1,92 = 247,68$  kgm.

Or, le moment des forces extérieures a pour valeur :

$$M = \frac{1}{8} \times 600 \times 4 = 300 \text{ kilogrammètres.}$$

Le béton dans sa zone tendue développe donc une résistance dont le moment est égal à  $300 - 247,68 = 52,32$  kgm.

Or, l'expérience nous conduit à admettre pour la déformation maxima du béton tendu B B' = 0,30 millième, valeur qui, ajoutée à celle provoquée par l'action du poids mort de la pièce, dépasse largement l'extension maxima d'une éprouvette soumise à la traction simple, mais qui reste en dessous de la valeur des déformations éprouvées par les prismes essayés par M. CONSIDÈRE. Le béton devait donc, si l'on généralise les conclusions de cet expérimentateur, se trouver ici dans la période de ductilité. A titre d'approximation, nous pouvons admettre que la tension du béton était uniforme sur toute la hauteur de la zone O B. Nous obtenons donc pour effort développé par le béton  $\frac{52,32}{0,081} = 646$  kilogrammes, ce qui répond à un effort unitaire de  $\frac{646}{40 \times 11,2 - \frac{3,14 \times 7^2}{4}} = 1,6$  kg. par centimètre carré.



Il est permis de supposer que la tension totale du béton, sous charge complète, atteint au plus le double de ce chiffre, si l'on tient compte de l'effet du poids mort. Or, nous savons que le béton dont était formée la palplanche, devait présenter une résistance limite que l'on peut estimer à 12 kilogrammes par centimètre carré. L'application des hypothèses suivies par M. CONSIDÈRE pour l'interprétation de ses résultats d'expérience, nous conduit donc à une impossibilité matérielle. Si nous admettons le bien fondé des hypothèses qui nous ont fourni la valeur de 52,32 kgm. pour le moment du béton tendu, nous devons croire qu'il y a eu rupture sur une partie notable de la zone O B.

Notre raisonnement s'applique à celle des palplanches essayées que nous considérons comme la plus homogène. D'autre part, la pièce dont il s'agit ne montrait, sous la charge de 600 kilogrammes, aucune fissure visible.

Malgré ces circonstances favorables, l'expérience ne nous permet donc pas de généraliser la propriété signalée par M. CONSIDÈRE.

### § 3.

#### ÉTUDE THÉORIQUE DU BÉTON ARMÉ

**489. Généralités.** — Une méthode de calcul rationnelle doit, nous l'avons dit, répondre aussi exactement que possible à la réalité. C'est à cette condition qu'elle peut donner à la fois sécurité et économie.

Mais il importe aussi que les calculs soient simples et d'une application facile. On a fait déjà un grief à certaines théories du béton armé d'aboutir, dans l'espoir trompeur d'arriver à une exactitude parfaite, à compliquer le problème au point de le rendre inabordable dans la pratique courante des calculs. Ayant pour but de vulgariser le nouveau procédé de construction, nous éviterons ce défaut et nous ferons choix des hypothèses les plus simples.

On verra d'ailleurs qu'il n'est pas possible, quel que soit le désir que l'on ait de résoudre correctement la question, d'éliminer toute chance d'incertitude. Les théories les plus complètes, celles qui tiennent compte avec le plus de rigueur des propriétés élastiques des deux matières en présence, le béton et le fer, ont encore leur base même entachée d'hypothèses, ce qui leur ôte le mérite de la précision que l'on serait peut-être tenté de leur attribuer, à voir la minutie avec laquelle le problème a été quelquefois traité.



Dans l'état actuel de la question, il convient donc, à notre avis, plutôt que de rechercher une exactitude trompeuse par le perfectionnement d'un point spécial du problème, de se contenter d'une *théorie approchée*, mais il faut avoir soin d'en contrôler soigneusement les bases. C'est ce que nous ferons dans ce paragraphe en nous servant des faits d'expérience déjà exposés. Tout en se confinant dans le rôle modeste d'une méthode de calcul courante, la théorie que nous développerons aura donc au moins le mérite d'avoir été discutée et approfondie, ce qui aura permis de l'entourer des réserves que commandent les hypothèses admises.

La première division de ce paragraphe est un exposé général de la question dans lequel nous examinons successivement les diverses *hypothèses* que l'on est amené à faire pour traduire la réalité en formules. Cette étude nous donnera l'occasion de passer en revue différentes *méthodes théoriques* de calcul. Nous ferons, bien entendu, abstraction, dans cet exposé, des méthodes empiriques qui ne peuvent prétendre à aucune exactitude scientifique. Il ne sera question de celles-ci qu'au paragraphe suivant consacré aux calculs pratiques d'application immédiate.

Les hypothèses ayant été choisies (voy. n° 506), nous en ferons usage pour établir les *formules générales* dans les divers états de sollicitation.

Dans tout ce paragraphe, il ne sera question que de l'étude des *forces intérieures* du solide en béton armé. On ne s'occupera que de la détermination des tensions élastiques qui se développent dans une section isolée d'un solide sous l'action de forces extérieures définies par un effort résultant ou un moment fléchissant connus.

#### 1° HYPOTHÈSES

**490. Solidarité du béton et du métal.** — Dans l'étude théorique du béton armé, il est de règle générale d'admettre que le béton est associé aux déformations du métal. Désignant par  $E$  le coefficient d'élasticité du métal et par  $E'$  celui du béton, on suppose donc que les *tensions élastiques de l'armature et celles du béton directement en contact avec elle, sont entre elles dans le rapport de  $E$  à  $E'$* . La plupart des théoriciens ont pris cet axiome comme point de départ de leurs formules sans chercher à en vérifier l'exactitude. Il importe cependant de serrer cette question de plus près, afin de reconnaître si le principe est admissible ou s'il est possible de s'en affranchir.



L'expérience est très pauvre en résultats à ce point de vue. Les seules constatations que nous ayons pu faire concernent les expériences à la traction du *Service des phares et balises* (n° 486). Nous avons montré que les faits décelés par ces expériences peuvent s'expliquer par un glissement de l'armature dans le béton, mais il ne nous a pas été possible de chiffrer la valeur de ce glissement.

M. HAREL DE LA NOË admet que, dans la déformation d'un solide en béton armé, la section transversale présente au contact de l'armature un point de rebroussement (fig. 804), mais d'après lui, il en serait ainsi surtout lorsque la limite d'élasticité du béton est dépassée. Le glissement de l'armature est, selon cet auteur, provoqué soit par un allongement du fer dépassant la limite d'élasticité, soit par un cisaillement du béton.

Cette manière de voir est absolument confirmée pour les phénomènes de rupture que l'on constate dans les essais à outrance de pièces fléchies (nos 467 et 473). Lorsque la rupture se produit dans la partie centrale, la cessation de l'adhérence entre le béton et le fer est la conséquence d'un grand allongement de celui-ci (voy. aussi n° 459). Si, au contraire, la rupture a lieu près des appuis par voie de glissement, le fer peut sortir de son alvéole par l'effet d'un cisaillement.

Il est donc certain que l'adhérence entre le béton et le fer est sollicitée par des efforts qui arrivent à la rompre à une certaine limite. Mais ce qu'il nous importe de savoir pour le moment c'est si, avant que cette limite ne soit atteinte, ces efforts n'impriment pas au solide une déformation élastique telle que l'on ne puisse regarder les deux matières comme solidaires.

Au point de vue purement théorique, il est évidemment inexact de considérer comme également étendues ou comprimées les fibres de béton et de métal en contact.

Alors même qu'il n'existe aucun effort de glissement dû aux forces extérieures, l'hétérogénéité de la matière doit avoir pour effet de créer dans la déformation un point singulier au contact du béton et du fer. Il ne faut pas perdre de vue, en effet, que la théorie de l'élasticité ne s'applique rigoureusement qu'aux corps formés d'une manière *continue*. La résistance des matériaux, impuissante à résoudre exactement tous les cas de discontinuité dans la forme des solides, ne sait pas davantage expliquer la déformation des corps dont la structure comporte des vides, des fissures et des changements brusques de constitution moléculaire. Les corps hétérogènes ne sont donc pas du domaine de l'étude scientifique pure.



Si maintenant nous considérons les *efforts de glissement* qui, sous l'influence des charges extérieures, se développent, proportionnellement à l'effort tranchant, au contact de l'armature et de la gangue, nous y trouvons une nouvelle cause de déplacement du fer par rapport au béton. On rappellera plus loin (n° 492) que la section transversale d'un solide homogène soumis à la flexion est déformée par les efforts de glissement. Dans le solide en béton armé, le cisaillement intense que le fer exerce sur le béton doit avoir un effet du même genre. Mais l'expérience ne nous fournit aucune donnée sur la valeur du coefficient d'élasticité de glissement, et, d'autre part, il n'est pas d'usage, dans le calcul des corps homogènes, de tenir compte de ce genre de déformation. Il est donc rationnel et conforme à la pratique des calculs de stabilité de ne pas avoir égard à la déformation spéciale due aux efforts tranchants.

En résumé, il faut se contenter de conclure à l'existence de glissements élastiques au contact de l'armature et du béton, tout en reconnaissant l'impossibilité de tenir compte de leur rôle dans les déformations.

Dans les expériences citées plus haut (n° 486) les différences qui ont été notées entre les valeurs réelles des allongements et celles que l'on a calculées dans l'hypothèse de la solidarité ne sont pas bien importantes. D'une manière générale, du reste, la pratique ne semble pas montrer entre la théorie et l'expérience des divergences notables que l'on puisse attribuer à cette hypothèse.

**491. Homogénéité du béton armé.** — Une réserve cependant s'impose au sujet de l'hypothèse de la solidarité parfaite du fer et du béton. Lorsque l'armature est formée, comme dans le système MONIER, d'un grand nombre de barres de petite section réparties dans le béton d'une manière régulière et à de courtes distances, les deux matières en présence sont aussi intimement réunies qu'il est possible de le faire. Il est rationnel alors d'admettre que toutes les molécules de la gangue participent aux efforts que subit l'armature. Mais si la section de métal est concentrée en quelques barres de fort diamètre, ou encore si elle se compose de fers profilés posés à de grands écartements, on conçoit que la solidarité ne soit plus du même ordre, surtout lorsque les tiges de résistance ne sont pas entretoisées.

C'est ce que les praticiens ont parfaitement compris et l'on a pu constater, dans les descriptions données aux chapitres I et II, que la plupart des systèmes de béton armé procèdent de ce principe : *rendre la matière aussi homogène que possible.*

Si ce principe est perdu de vue, la combinaison de fer et de béton



ne peut plus guère être considérée comme du béton armé proprement dit et l'hypothèse de la solidarité n'est plus applicable, à moins que l'on n'assume largement la sécurité voulue.

Cette réserve, notons-le dès maintenant, s'applique spécialement aux pièces *fléchies* dans la sollicitation desquelles interviennent des efforts de glissement. Elle ne s'impose pas au même degré dans les pièces *comprimées* et notamment dans les voûtes, où les efforts de glissement sont peu importants. Aussi voyons-nous employer dans celles-ci avec succès les systèmes MELAN, WÜNSCH, etc., qui se calculent comme les autres, dans l'hypothèse de la solidarité complète du fer et du béton.

**492. Invariabilité des sections transversales.** — La théorie usuelle de la résistance des matériaux est basée sur l'hypothèse suivante :

*Dans tout corps prismatique soumis à l'action de forces extérieures, une section transversale quelconque reste plane et identique à elle-même pendant la déformation.*

Tous les auteurs qui se sont occupés du calcul des pièces en béton armé ont admis ce même principe comme point de départ de leurs recherches.

En réalité cependant, cette hypothèse peut être inexacte.

On a cité plus haut (n° 486) le cas des éprouvettes en béton et en béton armé soumises à la traction et l'on a rappelé à ce propos que l'effort d'extension qui sollicite ces pièces ne se distribue pas uniformément dans leur section transversale. Ce qui se produit dans ces expériences existe sans doute aussi dans la pratique pour les pièces soumises à des efforts de compression ou d'extension simple.

Que l'on considère notamment un pilier ou un mur en béton. L'hypothèse usuelle est certainement faussée, au moins dans le voisinage du point d'application de l'effort, par le mode de répartition de celui-ci. La charge est toujours concentrée sur une partie plus ou moins grande de la surface de la pièce. Mais l'impossibilité où l'on est généralement, en pratique, de définir et de prévoir ce mode de répartition rend illusoire toute recherche dans ce sens.

Lorsque l'on examine ensuite le cas d'un solide soumis à la flexion, on ne trouve pas encore que l'hypothèse en question ait une base bien scientifique. Si l'on remonte, en effet, aux principes de la flexion telle qu'elle est enseignée aujourd'hui, on constate que l'hypothèse de l'invariabilité des sections planes puise avant tout son origine dans la nécessité d'une simplification des calculs. Elle a bien, il est vrai, été vérifiée dans certaines limites par des expériences por-



tant sur des solides de section rectangulaire; mais rien ne semble prouver qu'elle ne soit pas en défaut pour les pièces de forme irrégulière, et, d'autre part, on sait que cette hypothèse est inconciliable avec l'existence d'efforts de glissement, car ceux-ci ont pour effet de courber les sections en forme d'S.

Dans nos pièces en béton armé, aucune expérience n'a, que nous sachions, porté sur la vérification de l'hypothèse en question. On ne peut non plus invoquer à son appui des considérations théoriques. Ce n'est donc que par analogie avec les pièces jusqu'ici étudiées que l'on a appliqué au béton armé l'hypothèse usuelle de la flexion, et cette analogie n'a rien qui s'impose, puisque les propriétés élastiques du béton sont très différentes de celles des métaux tels que le fer et l'acier.

Mais ici encore, comme pour la question de la solidarité du béton et du métal, notre conclusion doit être : En l'absence de toute donnée précise relative aux déformations des sections planes, il ne peut être question de rejeter l'hypothèse usuelle, mais il faut la considérer comme ne traduisant la réalité que d'une manière approchée.

Cette dernière constatation a son importance, ainsi qu'on le verra plus loin (n° 499).

**493. Loi des forces élastiques.** — Les deux hypothèses précédentes ayant défini le mode de *déformation* des solides en béton armé, il reste à exprimer la loi qui, dans les équations d'équilibre, définira les *forces élastiques* du béton par rapport aux déformations correspondantes.

Cette question a donné lieu, de la part des théoriciens du béton armé, à de longues controverses. Elle est le point de départ de toutes les divergences d'opinion qui se sont produites et que nous avons déjà personnifiées par quelques noms en traçant l'aperçu historique de la théorie du béton armé (voy. chap. I, n° 6).

Afin d'en rendre l'exposé aussi clair que possible, nous considérerons uniquement, dans ce qui suit, l'état de sollicitation d'un solide prismatique soumis à la *flexion simple*<sup>1</sup>.

En vertu des hypothèses déjà adoptées, si AB (fig. 811) est une section de la pièce avant la déformation, A'B' représente la même section après la déformation. Les pressions et tensions déterminées dans le béton au-dessus et en dessous de la fibre neutre O sont fonctions des

<sup>1</sup> Les méthodes spéciales au calcul des *voûtes* seront exposées plus loin (nos 588 et 591).

déformations uniformément croissantes de  $O$  en  $AA'$  et de  $O$  en  $BB'$ , ainsi que de la forme du solide. Elles sont représentées par deux courbes  $OA''$  et  $OB''$  qui, dans le cas d'une pièce de section rectangulaire, ne sont autres que les lois de déformation du béton par compression et extension simple construites en prenant comme axes des coordonnées, d'une part  $O\beta$  et  $OA$ , d'autre part  $Oz$  et  $OB$ , respectivement pour les taux de fatigue et les déformations. De même, puisque l'armature participe aux déformations du béton, on suppose que les sections  $C$  et  $D$  des tiges métalliques viennent en  $C'$  et  $D'$  sur  $A'B'$ , ce qui détermine le taux de fatigue en fonction du coefficient d'élasticité. Si l'on connaît toutes les relations qui unissent les tensions aux déformations, on peut arriver par deux conditions, l'une de moment, l'autre de projection, à déterminer les forces élastiques longitudinales qui se transmettent entre les deux tronçons de la pièce séparés par la section  $AB$ .

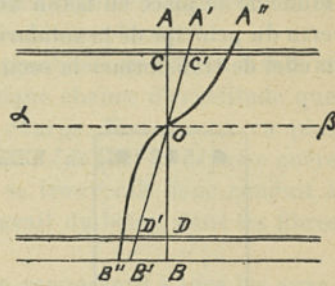


Fig. 811.

Le problème est donc résolu si l'on peut définir l'équation des courbes  $OA''$  et  $OB''$ .

Nous allons passer en revue, en les discutant, les diverses hypothèses que l'on a proposées à ce sujet.

**494. Méthode de Mazas-Neumann.** — M. l'ingénieur des ponts et chaussées de MAZAS en France et M. le professeur NEUMANN en Autriche paraissent avoir été les premiers à appliquer au béton armé la théorie de l'élasticité. La méthode dont ils se sont servis a été reprise et développée plus tard par différents auteurs et notamment par MM. LEFORT et RÉSAL, ingénieurs en chef des ponts et chaussées (France), et par M. MANDL, capitaine du génie (Autriche).

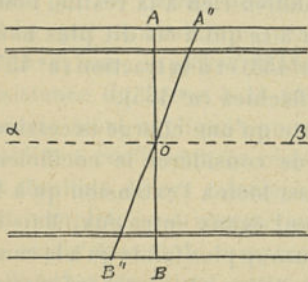


Fig. 812.

Cette méthode suppose que la loi des tensions élastiques  $A''OB''$  est une droite (fig. 812), ce qui implique les hypothèses suivantes : *Le coefficient d'élasticité du béton de ciment est le même à la traction*



*qu'à la compression. Il reste constant dans les limites de charge usuelles.*

On ne peut certes refuser à cette méthode le mérite de la simplicité. Le béton étant assimilé à une matière absolument semblable au fer et douée de propriétés élastiques bien uniformes, il est facile de ramener l'étude de la pièce en béton armé à celle d'une pièce homogène. En vertu du principe de la solidarité du béton et du métal (n° 490), il suffit en effet de transformer la section de la pièce (fig. 813-814) en multi-

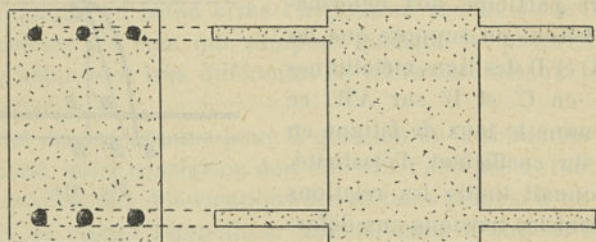


Fig. 813-814.

pliant la surface de chaque armature par le facteur  $m = \frac{E}{E'}$ , rapport du coefficient d'élasticité  $E$  du métal à celui  $E'$  du béton. La nouvelle section ainsi obtenue, traitée par les formules usuelles de la flexion des pièces homogènes, donne directement le taux de travail du béton à la compression et à l'extension. Quant au taux de travail de l'armature, il est égal à celui du béton calculé à la même hauteur et multiplié par  $m$ .

Malheureusement cette théorie ne répond en rien à la réalité. Pour s'en rendre compte, il suffit de se reporter à ce qui a été dit plus haut de l'élasticité du béton à la compression (n° 453) et à la traction (n° 457) ainsi que du mode de rupture des pièces fléchies (n° 465).

Lorsque la pièce en béton armé ne porte qu'une charge excessivement faible, il est sans doute possible de considérer le coefficient d'élasticité du béton comme constant aussi bien à l'extension qu'à la compression et même d'admettre qu'ils sont égaux entre eux. Mais la résistance du béton à l'extension étant beaucoup plus faible qu'à la compression (voy. n° 452), les fibres de béton situées à la partie inférieure de la pièce se trouvent rapidement sollicitées au delà de leur limite d'élasticité. Il arrive donc un moment où, la loi des compressions  $OA''$  (fig. 812) étant encore droite, celle des extensions  $OB''$  ne l'est certainement plus et prend la forme d'une courbe telle que celle de la

figure 814. En même temps la fibre neutre O se rapproche de la face supérieure de la pièce. Cet état d'équilibre incessamment variable persiste jusqu'au moment où la limite de résistance à la traction du béton est atteinte par la tension BB''. Il se forme alors à la partie inférieure une fissure qui supprime le rôle du béton dans une partie de la zone tendue. Dans cet état, le solide est encore capable d'une résistance notable et la rupture ne survient que beaucoup plus tard.

Il résulte de ce qui précède que les hypothèses de MM. DE MAZAS et NEUMANN ne peuvent traduire avec quelque chance d'exactitude que les conditions du *début de la mise en charge*. Nous avons vu plus haut que la résistance à la traction du béton (n° 452) ne dépasse guère 42 à 45 kg. par centimètre carré. On se trouverait donc conduit à limiter à un taux très peu élevé le travail du béton dans les fibres inférieures.

En se posant semblable condition, on renoncerait à tous les avantages de l'armature.

M. RÉSAL admet que la loi de proportionnalité des tensions aux déformations est encore valable jusqu'à 8 à 10 kilogrammes par centimètre carré à la traction et il a soin d'ajouter que la théorie qu'il développe n'est plus applicable lorsque ces chiffres sont dépassés. Il reconnaît d'ailleurs que, dans la pratique, on ne saurait s'astreindre à cette limitation du taux de travail. La théorie dont il s'agit *ne convient donc pas*, d'après lui, *pour étudier les conditions usuelles de résistance*.

Cette manière de voir est absolument correcte, mais ce n'est pas celle de plusieurs des partisans de cette méthode de calcul, qui en généralisent l'application en dehors de toute limite admissible. C'est ainsi que M. LEFORT adopte, pour le travail du béton, le chiffre de 56 kg. par centimètre carré, tant à la traction qu'à la compression. Cette valeur, rapprochée de celles que nous avons citées pour la résistance du béton à la traction simple, suffit à montrer que la théorie ainsi appliquée ne présente plus rien de scientifique. Pour établir ce coefficient de résistance, M. LEFORT se borne à comparer les résultats de ses calculs à ceux des essais de poutres fléchies. Il fait complètement abstraction des propriétés du béton données par les essais directs de compression et de traction.

Dans ces conditions, cette méthode devient impuissante à expliquer les rôles respectifs de l'armature et du béton dans la résistance finale et il ne faut la considérer que comme une méthode empirique. Encore n'a-t-elle pas pour elle la sanction de la pratique.



**495. Méthode Melan.** — M. le professeur MELAN a voulu corriger l'inexactitude de la méthode précédente en admettant qu'il existe une inégalité entre les coefficients d'élasticité du béton à la traction et à

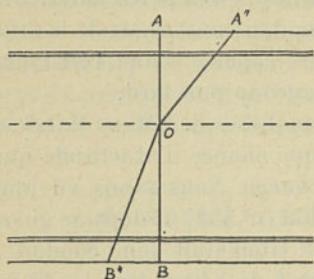


Fig. 815.

la compression. Mais il continue à supposer que chacun de ces coefficients a une valeur constante.

La loi des forces élastiques prend alors la forme  $A''OB''$  (fig. 815) composée de deux droites d'inclinaison différente.

Cette méthode de calcul prête encore à des critiques sérieuses. A moins d'admettre pour le taux d'extension  $BB''$  une limite très réduite, il n'est pas possible de considérer

comme droite la loi des forces élastiques  $OB''$  dans la zone inférieure. Celles-ci peuvent d'ailleurs disparaître lorsque le béton est fissuré. A supposer même que l'on n'admette pas la production de fissures, la loi  $OB''$  est indéterminée car le rapport qui existerait entre les deux coefficients d'élasticité du béton n'a pu être établi par l'expérience.

M. MELAN n'a pas d'ailleurs proposé d'introduire cette méthode dans la pratique. Il n'en fait pas usage pour le calcul des voûtes de son système. Celles-ci sont établies à l'aide d'une méthode spéciale dont il sera question plus loin (n° 591).

**496. Méthode Coignet et de Tedesco.** — La plupart des praticiens du béton armé admettent, comme point de départ des formules empiriques dont ils font usage (voy. nos 537-546), qu'il n'y a pas lieu de tenir compte de la résistance du béton à la traction.

MM. EDMOND COIGNET et DE TEDESCO, ingénieurs civils à Paris, ont cherché les premiers une théorie qui, prenant pour base cette même supposition, ait égard aux propriétés élastiques des matières en présence.

Comme les auteurs précédents, ils adoptent pour le coefficient d'élasticité du béton (à la compression) une valeur constante. La loi  $OA''$  des forces élastiques dans la zone comprimée est donc encore droite. Dans la partie tendue  $OB$  le béton n'intervient plus. Seule la tension de l'armature est prise en considération.

La théorie de MM. COIGNET et de TEDESCO est malheureusement faussée par des erreurs de calcul. C'est ainsi que le centre d'application de la

pression résultante sur OA est supposé se trouver au milieu de cette hauteur, alors que sa position réelle est aux  $\frac{2}{3}$  de OA. (v. p. 510)

**497 Méthode von Thullie.** — M. le professeur VON THULLIE, dans la série d'études qu'il a publiées sur le calcul des constructions en béton armé, a donné le premier un exposé complet du mode de résistance de la matière hétérogène.

M. VON THULLIE considère qu'un solide en béton armé fléchi par une charge extérieure passe successivement par deux phases distinctes : la première, pendant laquelle le béton travaille tant à la traction qu'à la compression, et la seconde, qui débute par la rupture du béton dans la zone tendue.

Pour la première phase, M. VON THULLIE adopte les hypothèses NEUMANN (fig. 812).

Dans la seconde, il a commencé par admettre, comme MM. COIGNET et DE TEDESCO, que la loi OA'' des pressions reste rectiligne. Plus tard, il a voulu traiter la question plus exactement et a considéré le lieu OA'' comme formé de deux droites OF'' et F''A'' (fig. 816). La première de ces droites forme le prolongement de la loi des tractions qui s'étend jusqu'au point E tel que la tension EE'' représente la résistance limite du béton à la traction. Toutefois, comme les tensions du triangle OEE'' ne donnent par rapport à la fibre neutre O qu'un moment très faible, celui-ci est négligé dans le calcul.

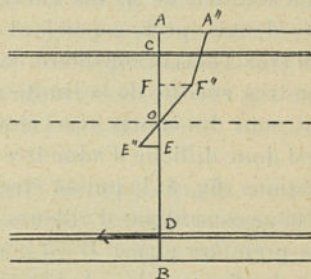


Fig. 816.

M. VON THULLIE donne donc au coefficient d'élasticité du béton deux valeurs successives. La première, applicable à la traction comme à la compression, est introduite dans le calcul de la première phase et dans celui de la seconde jusqu'à la limite FF''. Au delà de cette limite, qu'il égale à 50 kg. par centimètre carré, il prend une valeur plus faible<sup>4</sup>.

D'après M. VON THULLIE, la résistance des pièces fléchies en béton armé doit être déterminée en vue de deux limites de sécurité se

<sup>4</sup> M. VON THULLIE admet pour la première valeur  $E = 200\,000$  kilogrammes par centimètre carré d'où  $m = \frac{E}{E'} = 10$ . Pour la seconde il prend  $E' = 100\,000$  d'où  $m = 20$ .



rapportant respectivement à chacune des deux phases du travail.

Il convient, tout d'abord, de s'assurer que le béton ne sera pas fissuré dans la partie tendue. A l'aide des formules relatives à la première phase (fig. 812), il faut donc vérifier si le taux d'extension  $BB''$  ne dépasse pas la résistance à la traction. M. von THULLIE est d'avis cependant que cette limitation de fatigue ne doit pas être exagérée et il admet des efforts de traction allant jusqu'à 20 kg. par centimètre carré, chiffre que l'on peut réduire à 15 kg. si l'on veut, dit-il, se mettre à l'abri de tout danger de rupture.

M. von THULLIE conseille de ne pas se contenter de cette vérification et de s'assurer en outre que si le béton venait à se rompre, c'est-à-dire dans les hypothèses de la seconde phase, le béton (à la compression) et le fer (à l'extension) n'atteindraient leur limite de rupture que pour une charge bien supérieure à celle que la pièce doit supporter.

La méthode de M. von THULLIE, quoique de beaucoup préférable aux précédentes, prête cependant encore à quelques objections :

M. von THULLIE considère dans la première phase des taux d'extension très voisins de la limite de rupture. Or il est plus que probable que, sous des efforts aussi élevés, l'élasticité du béton est déjà altérée. Il est donc difficile d'admettre que dans ces conditions, la loi  $OB''$  des tractions (fig. 814) puisse être représentée par une droite.

On ne conçoit pas d'ailleurs quelle peut être l'utilité du calcul relatif à la première phase. Il est certainement désirable d'éviter la production des fissures dans le béton, mais la condition dont il s'agit ne peut être assurée avec les taux de travail indiqués par M. von THULLIE. La sécurité qu'ils donneraient, même en réduisant le taux des tractions, ne serait d'ailleurs qu'illusoire, car le béton peut être fissuré avant la mise en charge. C'est ce qui sera démontré plus loin (n° 504).

La condition relative à la seconde phase présente une importance beaucoup plus grande. Elle seule permet, avec les hypothèses de M. von THULLIE, d'expliquer le rôle important de l'armature dans la résistance. Si l'on se place, en effet, dans la première phase, la traction du béton étant inférieure à 20 kilogrammes par centimètre carré, on constate, en admettant pour le rapport  $m = \frac{E}{E'}$  des coefficients d'élasticité la valeur 10, que le fer de l'armature tendue ne développe qu'un effort au plus égal à  $20 \times 10 = 200$  kilogrammes par centimètre carré ou 2 kilogrammes par millimètre carré. Aussi longtemps que le béton n'est pas rompu, il n'y aurait donc, d'après la théorie de M. von THULLIE, à retirer qu'un bénéfice insignifiant



de la présence de l'armature. Celle-ci n'entre vraiment en ligne de compte que dans la seconde phase.

M. VON THULLIE admet d'ailleurs lui-même que ce sont les conditions de cette phase qui doivent servir à déterminer la section de l'armature. Mais il se place à nouveau, pour faire ce calcul, dans un état de sollicitation très voisin de la rupture<sup>4</sup>. Or, si l'on agit ainsi, la courbe de compression  $OA''$  n'est sans doute pas droite, ce qui justifie la deuxième hypothèse de M. VON THULLIE (fig. 816), mais la déformation du métal n'est plus soumise non plus à la loi de proportionnalité puisque la limite d'élasticité du métal est dépassée.

Le mieux est donc, semble-t-il, que le calcul de la seconde phase soit fait en vue des taux de travail usuels, tant pour le béton que pour le métal. En agissant ainsi, on se conforme à l'usage adopté pour le calcul des pièces homogènes. M. VON THULLIE admet, en se basant sur les expériences de M. HARTIG (voy. n° 453), que le coefficient d'élasticité du béton est constant jusqu'à un effort de 50 kg. par centimètre carré. Le taux de travail du béton étant généralement limité au-dessous de ce chiffre, on peut, en vertu des hypothèses mêmes de M. VON THULLIE remplacer dans la figure 816 le tracé  $E''F''A''$  par une droite. Les hypothèses ainsi définies sont, à notre avis, les plus rationnelles.

M. VON THULLIE a fait d'ailleurs remarquer lui-même que la complication des formules données par sa deuxième hypothèse (fig. 816) n'est guère justifiée, les résultats n'étant pas fort différents de ceux auxquels conduit celle qu'il avait d'abord admise.

**498. Méthode Ostenfeld.** — La méthode de calcul proposée par M. le professeur OSTENFELD est absolument analogue à la précédente.

Comme M. VON THULLIE, M. OSTENFELD envisage deux phases dans l'état de sollicitation.

Ainsi que nous l'avons fait remarquer, M. VON THULLIE s'écarte de la réalité en supposant rectiligne, dans la première phase (fig. 812), la loi des tractions  $OB''$  alors que le taux de travail  $BB''$  est voisin de la rupture; M. OSTENFELD a voulu corriger cette cause d'erreur. Se basant sur les résultats de quelques expériences effectuées par MM. GRUT et NIELSEN (voy. n° 457), il admet que la loi des tractions peut être représentée par deux droites telles que  $OG''$  et  $G''B''$ .

<sup>4</sup> M. VON THULLIE considère la réalisation d'un taux de 125 kilogrammes à 200 kilogrammes par centimètre carré pour le béton à la compression et de 35 kilogrammes par millimètre carré pour le fer à la traction.



(fig. 817). Le coefficient d'élasticité relatif à la partie GO de la section, telle que  $GG'' = 8$  kg. par centimètre carré, est égal à celui de la compression, qui lui-même est supposé constant. Il diminue ensuite brusquement et conserve une valeur constante jusqu'au taux limite  $BB''$  égal à 14 ou 16 kg.<sup>1</sup>.

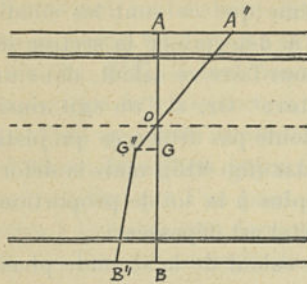


Fig. 817.

Pour la seconde phase, M. OSTENFELD adopte la première des hypothèses de M. VON THULLIE.

La méthode de M. OSTENFELD aurait quelque chance d'être préférée à celle de M. VON THULLIE s'il était utile

de considérer le béton comme travaillant à la traction, ce que nous contestons (voy. n° 497). Mais l'hypothèse choisie n'a pas de base expérimentale suffisante.

**499. Méthode Sanders.** — D'autres auteurs encore ont cherché à perfectionner le calcul du béton armé en adoptant une définition irréprochable de la courbe  $A''OB''$  (fig. 811) des tensions élastiques.

M. SANDERS, ingénieur de la Société néerlandaise « *Amsterdamsche fabriek van cement-ijzerwerken* », a été dans cette voie aussi loin que possible.

On a vu plus haut (n° 454) que, d'après les recherches de M. BACH sur l'élasticité du béton à la compression, la loi de la déformation en fonction de la pression peut être exprimée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{1}{E_1} p^n$$

M. SANDERS adopte cette formule telle quelle pour l'équation de la courbe  $OA''$  (fig. 818).

Quant à la loi de déformation par traction, il admet, *par hypothèse*, qu'elle présente une forme analogue et il définit la courbe  $OB''$  par

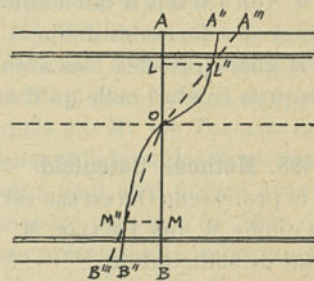


Fig. 818.

<sup>1</sup> M. OSTENFELD adopte comme valeurs des coefficients d'élasticité : 250 000 et 70 000 kilogrammes par centimètre carré, ce qui donne pour le rapport  $m = \frac{E}{E'}$  respectivement : 8 et 29 par rapport au fer.

une formule semblable en adoptant pour les paramètres  $E_1$  et  $n$  des valeurs différentes.

M. SANDERS s'en tient du reste à l'étude du cas où le béton travaille à l'extension. Pour lui, la résistance de la pièce doit être telle que le béton ne se fissure pas à la traction<sup>1</sup>.

Pour les raisons développées à propos de la méthode VON THULLIE (1<sup>re</sup> phase), nous devons d'abord signaler comme très peu rationnelle cette condition qui enlève tout moyen d'expliquer le rôle de l'armature.

La complication extraordinaire des formules auxquelles parvient M. SANDERS n'est, d'autre part, justifiée par aucune nécessité réelle. La loi de l'invariabilité des sections planes (voy. n° 492), qui sert de base à ces recherches, n'est qu'une hypothèse dont nous ignorons le degré d'exactitude. Il n'y a donc pas de raison de croire que les courbes  $OA''$  et  $OB''$  tracées par M. SANDERS soient, plus que d'autres, conformes à la réalité.

Rien n'empêche, notamment, de supposer que la partie comprimée  $OA$  de la section  $AB$ , au lieu de rester plane dans la déformation comme en  $OA_1'$  (fig. 819), prenne en réalité une forme courbe telle que  $OA'$  de façon que le lieu  $O A''$  des pressions devienne rectiligne; et nous ne sommes pas éloigné de croire que l'allure spéciale des courbes de compressibilité du béton lui vaut en effet ce mode particulier de déformation dans la flexion.

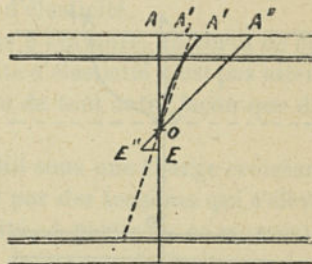


Fig. 819.

La loi de BACH n'est d'ailleurs valable que dans les limites des tensions usuelles. A la traction, en B, on ne pourrait donc dépasser un taux de travail trop élevé sans la mettre en défaut.

En vue des applications de la pratique, M. SANDERS a donné également une théorie simplifiée en remplaçant les courbes  $OA''$  et  $OB''$  par des droites  $OA'''$  et  $OB'''$  (fig. 818) qui les coupent à la hauteur des points L et M situés aux deux tiers de la hauteur des zones comprimée et tendue. Cette méthode n'est autre que celle de M. MELAN (n° 495).

**500. Méthode Spitzer-Lütken.** — Dans le même ordre d'idées que

<sup>1</sup> M. SANDERS n'indique pas les taux de travail à admettre dans l'application de ses formules.



la méthode précédente, M. SPITZER, ingénieur en chef de la maison G. A. WAYSS à Vienne<sup>1</sup> et M. le professeur LÜTKEN ont proposé de considérer les courbes OA'' et OB'' comme des paraboles du second degré.

Ces théories prêtent aux mêmes critiques que la méthode SANDERS et elles n'ont même pas pour excuse de traduire fidèlement une loi de déformation vérifiée par la pratique. Dans la formule de BACH, le coefficient  $n$  est plus voisin de 1 que de 2 (voy. n°454). La loi se rapproche donc plus d'une droite que d'une parabole lorsque les taux de travail restent dans les limites ordinaires. La parabole semble mieux convenir pour la loi de variation des tractions.

**501. Méthode Ritter.** — M. le professeur RITTER a proposé également d'assimiler la loi des tensions élastiques du béton à une parabole, mais il ne fait cette hypothèse que pour les compressions

(fig. 820) et néglige les efforts d'extension du béton au-dessous de la fibre neutre.

En dehors de ces hypothèses, qu'il envisage spécialement dans le cas où l'état de sollicitation est voisin de la rupture, M. RITTER a développé une autre méthode plus simple et qu'il considère comme suffisante pour la pratique.

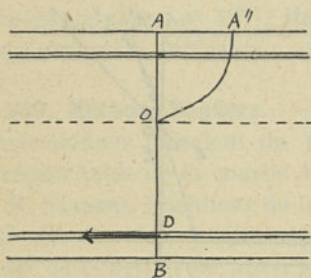


Fig. 820.

Cette méthode est basée sur les hypothèses DE MAZAS-NEUMANN (n° 494, fig. 812), car c'est en partant de ces hypothèses que M. RITTER détermine la position de la fibre neutre. Toutefois, considérant que le béton ne peut supporter en traction les efforts considérables que la pratique lui demande, il calcule l'armature en supposant le béton fissuré, mais il ne modifie pas la position de la fibre neutre. Or il est évident que la suppression de l'effort du béton tendu, en changeant l'état d'équilibre des forces élastiques, a pour effet de faire remonter la fibre neutre, ce qui augmente le bras de levier de l'armature<sup>2</sup>. C'est d'ailleurs ce que l'expérience confirme.

Dans ces conditions, il vaut autant, comme le fait remarquer

<sup>1</sup> M. SPITZER n'a donné cette méthode de calcul qu'à titre d'étude théorique. Pour la pratique, il préconise plutôt les méthodes empiriques.

<sup>2</sup> Les hypothèses NEUMANN appliquées à une pièce à armature simple placent la fibre neutre au-dessous de la mi-hauteur. Lorsque le béton est rompu, elle passe au-dessus.



d'ailleurs M. RITTER lui-même, supposer que la fibre neutre est invariablement située à mi-hauteur de la pièce. Si l'on adopte cette hypothèse, on retombe sur la méthode empirique de KOENEN dont il sera question ci-après (n° 537).

*Théorie du C<sup>armé</sup>*  
**502. Méthode Considère.** — Nous avons déjà eu l'occasion (voy. n° 487) d'exposer les idées si originales que M. l'ingénieur en chef CONSIDÈRE a développées à la suite de ses expériences sur le mode de résistance des solides en béton armé soumis à la flexion.

Nous avons vu que M. CONSIDÈRE attribue au béton de ciment la faculté d'éprouver sans rupture, lorsqu'il est associé aux déformations du métal, des allongements beaucoup plus grands que lorsqu'il est essayé isolément. D'après lui, le béton pourrait, dans la région tendue de la pièce fléchie, être soumis à des déformations atteignant celles que le métal éprouve à sa limite d'élasticité.

La production de fissures n'étant pas à craindre, en vertu de cette hypothèse, aussi longtemps que la limite d'élasticité n'est pas atteinte dans l'armature, la question s'envisage de tout autre façon que dans les théories précédentes :

Lorsque le solide en béton armé fléchit sous une charge croissante, le béton de la zone tendue est sollicité par des tensions qui s'élèvent rapidement jusqu'à la limite d'élasticité. A partir de ce moment, le béton, forcé par l'armature à prendre dans toute la longueur de ses fibres, tout l'allongement moléculaire dont il est susceptible, s'étire de plus en plus sans que sa tension s'accroisse notablement. Le béton tendu continue donc à fournir un moment résistant qui s'ajoute à celui de l'armature.

Alors que plusieurs des autres théories, et notamment celle de M. VON THULLIE, prennent pour principe de limiter la traction du béton au-dessous de sa résistance à la rupture, M. CONSIDÈRE est d'avis que le plus ou moins d'allongement imposé au béton n'a pas grande importance. Par contre, au point de vue de la résistance aux moments de flexion, il importe, d'après lui, de s'assurer, d'une part, que le béton comprimé n'éprouve pas de pression voisine de la limite d'écrasement et, d'autre part, que l'armature n'est pas sollicitée au delà de la limite d'élasticité.

Se basant sur ces hypothèses, M. CONSIDÈRE a établi diverses méthodes de calcul plus ou moins complètes. Il nous suffira d'indiquer la plus simple, celle que M. CONSIDÈRE juge suffisante pour les besoins de la pratique.

La pièce en béton armé est envisagée dans la seconde phase de sa



résistance, c'est-à-dire dans la période de ductilité du béton tendu, au moment où la limite d'élasticité est sur le point d'être atteinte dans l'armature. Le lieu  $OA''$  des pressions dans la zone comprimée est

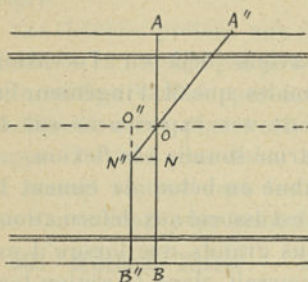


Fig. 821.

supposé rectiligne (fig. 821). Le lieu des tractions est formé de deux droites : l'une  $ON''$  prolongeant  $OA''$ , l'autre  $N''B''$  parallèle à  $OB$ , la tension du béton étant constante sur toute la hauteur  $NB'$ . L'état de sollicitation ainsi défini peut être complètement déterminé en fonction des charges extérieures, lorsque l'on connaît la valeur de la tension limite, ainsi que le coefficient d'élasticité à la compression<sup>2</sup>.

La méthode de M. CONSIDÈRE présente sur toutes les autres des avantages précieux : Elle seule permet d'expliquer le rôle, certainement considérable, de l'armature dans la résistance, sans que l'on soit obligé de supposer le béton fissuré. De toutes les méthodes qui tiennent compte de la résistance du béton tendu, elle est la plus rationnelle, puisqu'elle s'applique à la phase de résistance dans laquelle se trouve la pièce sous les charges admises en pratique.

Mais il importe de savoir si cette méthode est applicable en toute sécurité. M. CONSIDÈRE porte en compte une résistance supplémentaire due au béton tendu. N'est-il pas prudent de la négliger ? Peut-on affirmer, d'une manière absolue, que le béton soumis à l'étirage ne sera jamais fissuré en un point ou l'autre de la pièce ?

Nous avons donné plus haut (n° 488) les résultats d'une expérience effectuée dans les conditions ordinaires de la pratique, et nous avons montré que l'appoint fourni par les fibres tendues du béton était négligeable, ce qui nous a fait conclure à l'existence d'une fissure.

En dehors même de cette démonstration directe, l'observation des

<sup>1</sup> On peut aussi, par approximation, substituer au lieu  $ON''B''$  la droite unique  $O''B''$ . C'est l'hypothèse que M. CONSIDÈRE a admise dans sa première publication. Dans ses travaux ultérieurs, il a adopté la loi  $ON''B''$ . M. PIKETY a donné pour les poutres en T des formules basées sur cette seconde hypothèse.

<sup>2</sup> M. CONSIDÈRE adopte pour  $NN''$  le chiffre de 12 kilogrammes par centimètre carré lorsque le béton est dosé à 300 kilogrammes de ciment par mètre cube et pour le coefficient d'élasticité à la compression  $E' = 190\,000$  kilogrammes par centimètre carré, d'où par rapport au fer  $m = \frac{E}{E'} = 10,5$ . M. PIKETY prend pour  $NN''$ , 8 kilogrammes par centimètre carré et pour  $m = \frac{E}{E'}$ , les valeurs 10 à 6.



faits courants doit amener à regarder comme optimiste la méthode de M. CONSIDÈRE. Contrairement à ce que pense cet auteur, il n'est pas rare d'observer des fissures sous des charges qui certainement ne sollicitent pas l'armature au delà de sa limite d'élasticité. Les praticiens du béton armé, qui ont l'intuition des propriétés réelles du béton, ne tiennent jamais compte, dans leurs calculs empiriques, de la résistance du béton tendu, alors qu'ils auraient tout intérêt à le faire.

Le béton n'est pas, en effet, une matière absolument homogène. Les joints de reprise sont des points faibles où les fissures se montrent toujours plus rapidement qu'ailleurs. Enfin il peut se faire, ainsi que nous le montrerons ci-après (n° 504), que le béton soit fissuré avant toute mise en charge.

Une difficulté se pose d'ailleurs en pratique lorsque l'on veut calculer l'appoint fourni, en vertu de la théorie, par les fibres tendues du béton. Ce calcul nécessite la connaissance de la valeur de la tension limite  $NN''$  (fig. 821) du béton. Or c'est là une donnée qu'il est bien difficile de fixer exactement, car on sait que les résultats fournis par les essais ordinaires à la traction ne donnent de la résistance réelle du béton qu'une idée fort approximative (voy. n° 452).

Ces objections n'ôtent rien à la valeur scientifique de la thèse de M. CONSIDÈRE, mais, du moment où l'on croit possible l'existence d'une fissure, c'est évidemment la section ainsi affaiblie qu'il faut prendre pour effectuer les calculs.

D'après M. CONSIDÈRE lui-même, une poutre fissurée ne donne pas un moment résistant beaucoup moins élevé qu'une poutre intacte sauf lorsque le pourcentage en fer est peu élevé. Pour un béton dosé à 300 kilogrammes de ciment par mètre cube et une armature en fer, la perte de résistance est nulle lorsque le pourcentage atteint 3 p. 100 et passe successivement à 12 et 36 p. 100 pour des pourcentages respectifs de 2 p. 100 et 1 p. 100.

Il est utile d'ajouter que, si l'on détermine les tensions dans l'hypothèse du béton ne fonctionnant pas en traction, on n'envisage que les conditions offertes par une section fissurée. Les taux de travail et déformations ainsi calculés ne sont donc pas valables pour les parties de la pièce comprises entre les fissures. Si on veut calculer la déformation d'ensemble d'un solide, telle que la flèche par exemple, la méthode préconisée ici pour la détermination des taux de travail devient inapplicable.

**503. Tensions initiales.** — Dans toutes les théories qui précèdent, il a été admis implicitement que, lorsque la charge qui sollicite



la pièce en béton armé part de zéro, les forces élastiques partent également de zéro. Il semble cependant qu'en réalité il n'en soit pas tout à fait ainsi et que les pièces en béton armé subissent, indépendamment des tensions développées directement par les charges (poids mort compris), certaines tensions préexistantes. Différents auteurs ont émis à ce sujet des hypothèses fort intéressantes dont il est utile de donner un aperçu.

Les tensions initiales peuvent être dues : 1° à la *température* ; 2° à la *prise* du ciment et à l'*état hygrométrique* ; 3° aux *déformations permanentes* du béton.

L'effet de la température est négligeable lorsque la pièce est libre d'obéir aux dilatations et contractions et que l'échauffement est égal dans toutes les parties ; c'est ce qui sera démontré plus loin (chap. v, n° 624). Cette influence ne doit être prise en considération que dans les voûtes (voy. n° 594) et dans certaines constructions soumises à des températures très inégales sur leurs deux faces. Dans tous les cas, la question se pose comme pour les pièces homogènes. Il n'y a donc pas lieu de s'y arrêter ici.

Examinons les deux autres actions.

**504. Influence des variations de volume résultant de la prise et de l'état hygrométrique.** — Dès les débuts de l'étude théorique du béton armé, M. PLANAT s'était déjà demandé si les variations de volume résultant de la prise du ciment n'auraient pas pour effet, par suite de la présence de l'armature, de faire naître dans celle-ci et dans le béton un travail moléculaire. M. MANDL avait également examiné cette hypothèse. Mais la question n'avait pu être élucidée, faute de bases expérimentales.

De nombreux essais avaient bien été faits touchant les variations de volume des mortiers, notamment en France au laboratoire de l'*Ecole des ponts et chaussées de Paris*, et en Allemagne par MM. MEIER et SCHUMANN ; mais l'attention des expérimentateurs n'avait pas été appelée sur l'influence que peuvent exercer à ce point de vue les armatures métalliques. Cette lacune a été comblée récemment par M. l'ingénieur en chef CONSIDÈRE.

M. CONSIDÈRE a fait simultanément, avec les mêmes mortiers, des prismes armés et des prismes non armés, dont les variations de longueur ont été observées dans les mêmes conditions. Les uns ont été conservés dans l'eau douce, les autres ont été laissés à l'air. On a expérimenté des prismes en pâte de ciment pur et d'autres en mortier dosé à 600 kilogrammes par mètre cube de sable siliceux.

Les prismes *conservés dans l'eau douce* se sont *allongés* suivant une loi très régulière, avec une vitesse qui diminuait chaque jour. Les observations n'ont duré que sept semaines ; mais, en les complétant au moyen de celles qui ont été faites à l'Ecole des ponts et chaussées et en Allemagne, on peut dire que, en moyenne, l'allongement du mortier de ciment pur non armé, conservé dans l'eau douce, atteint 0,5 mm. par mètre en moins d'un mois, 1 millimètre en moins d'un an ; il paraît tendre vers la valeur de 1,5 mm. à 2 millimètres. qu'il atteint au bout de deux ou trois ans. Les dilatations des mortiers dosés à 600 kilogrammes paraissent être trois fois moindres que celles du ciment pur.

Les prismes armés essayés par M. CONSIDÈRE, dans lesquels l'armature représentait 5,8 p. 100 de la section totale, se sont allongés quatre à cinq fois moins que les prismes non armés correspondants.

On a observé que les armatures sont de véritables dynamomètres dont les allongements traduisent un effort de tension égal à un effort de compression qui limite l'allongement du mortier de ciment.

Il n'est pas possible de déterminer d'une manière précise, par le calcul, les efforts intérieurs ainsi développés ; d'une part, parce que le coefficient d'élasticité du ciment est variable ; d'autre part, parce que les sections transversales planes du prisme se déforment par suite d'un glissement de l'armature dans le mortier. M. CONSIDÈRE estime que, à soixante-trois jours, dans les prismes en ciment pur, l'armature était en tension de 5,5 kg. par millimètre carré et le ciment comprimé à 32 kilogrammes par centimètre carré. Dans les prismes en mortier à 600 kilogrammes, l'armature travaillait à 1,5 kg. par millimètre carré et le mortier à 9 kilogrammes par centimètre carré.

Il résulte de là qu'une construction en béton armé qui fait prise sous l'eau met ses armatures en tension et son béton en pression avant l'application de toute surcharge. Lorsqu'ensuite on vient à le soumettre à un effort général de tension, celui-ci commence par décharger le béton, tandis qu'il augmente la tension de l'armature.

Au lieu de se dilater, les mortiers et ciments conservés *dans l'air* se *contractent* pendant la prise, mais en suivant une loi moins régulière.

Les expériences de M. CONSIDÈRE, rapprochées de celles de l'Ecole des ponts et chaussées et de MM. MEIER, et SCHUMANN, conduisent à admettre que le ciment pur non armé conservé dans l'air subit en quelques heures une contraction voisine de 0,5 mm. par mètre, que



cette contraction atteint 1 millimètre en quinze jours à un mois et qu'en deux ou trois ans elle arrive au maximum de 1,5 à 2 millimètres.

La contraction finale du ciment conservé à l'air semble donc égale à la dilatation du ciment conservé dans l'eau ; mais elle s'opère, dans les premiers temps, avec une rapidité beaucoup plus grande.

Pour les mortiers dosés à 600 kilogrammes, la contraction semble être, comme la dilatation, trois fois moindre que pour le ciment pur.

Les prismes en mortier armé à 5,8 p. 100 se sont contractés quatre à cinq fois moins que les prismes en mortier non armé. Le phénomène est semblable à celui des prismes conservés dans l'eau, mais ici l'armature est comprimée et le mortier étendu.

Des chiffres cités par M. CONSIDÈRE, il semble résulter que la tension intérieure développée dans un prisme de mortier par l'action d'armatures de section suffisante est, à chaque phase de la prise, voisine de la rupture par traction que possède, au même âge, un mortier identique essayé sans armature. Le mortier armé conservé à l'air est donc, pendant toute la durée de sa prise, étiré au delà de sa limite d'élasticité.

Une construction en béton armé se comporte donc de façon toute différente suivant que la prise se fait sous l'eau ou à l'air. De plus les variations de volume et, par suite, les tensions intérieures qu'elle subit dépendent dans une très large mesure du dosage du béton.

En pratique, les conditions extrêmes offertes par les expériences ci-dessus ne sont pour ainsi dire jamais réalisées. Il est excessivement rare qu'une pièce en béton armé fasse prise sous l'eau. En décrivant les procédés employés dans les fondations (chap. II, n° 323), nous avons fait remarquer que, tant pour éviter le délavage du béton que pour faciliter la pose de l'armature, on construit toujours les pièces hors de l'eau pour les immerger ensuite après leur prise complète.

Le béton fait donc toujours prise à l'air, mais, précisément afin d'éviter la désagrégation qui serait la suite d'un travail moléculaire trop intense, on a généralement soin d'entretenir une certaine humidité pendant la prise (voy. chap. III, n° 435). Les constructions en béton armé doivent donc éprouver une certaine contraction, mais à un degré moindre que dans les expériences.

D'autre part les mortiers ou bétons employés dans ces constructions sont rarement aussi riches en ciment que ceux dont il est question plus haut. Pour les dosages habituels de 300 à 400 kilogrammes de

ciment par mètre cube, il n'y a pas à craindre les forts retraits signalés par les expériences <sup>1</sup>.

Il n'en est pas moins vrai que les pièces en béton armé sont le siège de tensions intérieures qui ont pour effet de soumettre le béton à la traction et de comprimer l'armature. Il en résulte que tout effort de traction résultant de l'application de la surcharge a pour effet de décharger l'armature et d'augmenter encore la tension du béton.

*Celui-ci doit donc atteindre rapidement sa limite de rupture, s'il ne l'a dépassée avant l'application de la charge.*

Il est, par suite, très probable que nombre d'ouvrages en béton armé, surtout ceux qui ont fait prise à l'air sec ou dont le dosage au ciment est trop élevé <sup>2</sup>, sont parsemés de fissures capillaires invisibles à l'œil nu, les mêmes qui se montrent ensuite plus tard sous la charge. Le fait n'a rien d'inquiétant pour leur stabilité, mais le calcul doit en tenir compte.

Cette conclusion n'est pas celle que M. CONSIDÈRE tire lui-même de ses expériences. Il reconnaît cependant que sa méthode de calcul comporte en pratique des tempéraments. D'après lui, il faudrait, pour pouvoir calculer exactement les tensions du béton armé dans chaque cas, faire des expériences directes sur le chantier à l'aide de pièces normalement exécutées et, après avoir appliqué les formules de sa théorie (n° 502) aux conditions de ces expériences, déduire des résultats de la comparaison les paramètres dont ces formules doivent être affectées pour l'application pratique que l'on a en vue.

Cette manière de faire sera sans doute rarement suivie par manque de temps et de moyens d'exécution. Nous croyons donc préférable de renoncer à une hypothèse aussi sujette à caution que celle du béton fonctionnant à la traction.

D'après notre manière de voir, la seule influence des variations de volume du béton qu'il y ait lieu de prendre en considération est la mise en pression de l'armature.

Pour l'armature tendue, elle a pour effet de réduire le taux de travail calculé. On peut en faire abstraction par mesure de sécurité.

Pour l'armature comprimée, elle augmente le taux de travail. Mais celui-ci, ainsi qu'on le verra plus loin (n° 559), est toujours bien inférieur à la limite admissible. On peut donc ne pas s'occuper de cette action dans les calculs.

<sup>1</sup> On reviendra sur ce sujet chap. v, n° 625.

<sup>2</sup> Nous avons signalé plus haut d'après M. TUTEIN NOLTHENIUS (n° 467) que le béton riche montre dans les essais à la rupture plus de tendance à se fissurer que le béton ordinaire.



**505. Influence des déformations permanentes du béton.** — M. HAREL DE LA NOË admet, comme M. CONSIDÈRE, que le béton associé au métal peut éprouver sans se rompre de grands allongements; mais il attribue ce fait, tout au moins en partie, au phénomène dont il va être question :

Nous avons déjà eu l'occasion, à diverses reprises et notamment à propos de l'étude expérimentale directe du béton (n° 453), de signaler que des déformations permanentes s'observent dès le début de la mise en charge. Ces déformations permanentes, accusées par les premiers chargements, ne se renouvellent plus par la suite. C'est ce que les praticiens nomment la prise de contact.

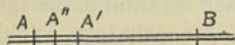


Fig. 822.

Ces déformations permanentes ne se produisent pas dans l'armature. Considérons deux fibres en contact et solidaires.

l'une en fer, l'autre en béton (fig. 822), et sur ces fibres une section commune A amenée en B par un effort de traction. Lorsque cet effort viendra à cesser, la première fibre tendra à revenir en A tandis que la seconde s'arrêterait en A' si elle était seule, la déformation permanente propre au béton étant AA'. Mais, si les deux fibres restent parfaitement solidaires, la section commune s'arrêtera dans une position intermédiaire A'' telle que la tension produite dans l'armature par la déformation AA'' soit égale à la compression développée dans le béton par la déformation A''A'.

Si donc, après avoir éprouvé une pièce en béton à la flexion, on la décharge, le béton de la zone tendue se comprime et, lorsque l'on procède ensuite à un second chargement, le béton commence d'abord par revenir à l'équilibre élastique (en A) avant de subir de nouvelles tractions. Il est donc, par le fait du premier chargement, rendu capable d'une plus grande résistance à la traction.

L'hypothèse de M. HAREL DE LA NOË est confirmée dans une certaine mesure par l'expérience. On observe, en effet, quelquefois que, dans les intervalles de repos entre deux chargements, les pièces fléchies en béton armé ont une tendance à se relever. La contre-flexion qui se produit alors et qui détermine des tractions dans les fibres supérieures montre l'existence d'une tension persistante dans l'armature.

Quoi qu'il en soit, les efforts intérieurs développés par ces discordances de déformation, ne peuvent avoir qu'une importance bien minime. Il n'y a donc pas d'inconvénient à en faire abstraction.

**506. Conclusion.** — En résumé, pour les raisons que nous avons développées précédemment, nous estimons que les hypothèses sui-

vantes peuvent servir de base à une méthode pratique de calcul :

1° *Solidarité du béton et du métal*, sous la réserve que l'armature soit disposée en vue de réaliser une homogénéité suffisante du béton armé (voy. nos 490-491).

2° *Invariabilité des sections planes* (voy. n° 492).

3° *Invariabilité du coefficient d'élasticité du béton à la compression* dans les limites des taux de travail usuels (voy. nos 493-502).

4° *Rupture du béton soumis à la traction*, sous réserve que la méthode ne soit pas appliquée au calcul des déformations (voy. nos 493-502 et 504).

5° *Absence de tensions initiales* (voy. nos 503-505).

La méthode de calcul à laquelle nous sommes ainsi conduits, et qui sera développée ci-après, est donc celle que M. VON THULLIE a établie pour la seconde phase de résistance du béton armé dans une première hypothèse relative au béton comprimé (voy. n° 497). Elle offre également une grande analogie de principes avec celle de MM. COIGNET et DE TEDESCO (voy. n° 496).

Cette méthode a reçu dans la pratique d'assez nombreuses applications. La maison BOUSSINON de Paris (voy. chap. II, n° 103) l'applique actuellement au calcul de ses constructions<sup>4</sup>.

Mais, la sanction pratique de cette théorie, nous la trouverons surtout, ainsi qu'on le verra plus loin (§ 4), en la comparant avec les méthodes empiriques d'usage courant, dont elle ne constitue, en fait, qu'une généralisation.

## 2° FORMULES GÉNÉRALES

### A. — Compression.

**507. Pièces faiblement armées.** — Considérons une pièce, droite ou courbe, soumise à un effort de compression agissant suivant son axe. La section est de forme quelconque (rectangulaire, circulaire, etc.). L'armature est formée de fers ronds ou profilés de section quelconque.

Nous prenons d'abord le cas, absolument général en pratique (pour la construction en béton armé proprement dite), où la section de l'armature ne représente qu'une très faible partie de la section totale de la pièce.

Considérons une section transversale. La déformation due à la charge la déplace parallèlement à elle-même.

<sup>4</sup> M. BOUSSINON avait tout d'abord préconisé une autre méthode qu'il a abandonnée depuis.



Désignons par :

$P$  l'effort sollicitant,

$\Omega$  l'aire de la section totale de la pièce,

$\omega$  l'aire de la section de métal,

$p$  le taux de la pression du béton,

$\tau$  — — — — — métal,

$E'$  le coefficient d'élasticité du béton à la compression,

$E$  le coefficient d'élasticité du métal,

Nous admettons, par approximation, que  $\Omega$ , section totale, représente également la section du béton seul.

L'effort  $P$  se répartit d'après l'équation :

$$P = p\Omega + \tau\omega. \quad (1)$$

Les déplacements du béton et du métal sont égaux. On a donc la condition :

$$\lambda = \frac{p}{E'} = \frac{\tau}{E} = \frac{P}{L} \quad (2)$$

Si l'on désigne par  $m = \frac{E}{E'}$  le rapport des coefficients d'élasticité des deux matières, ces formules peuvent être remplacées par les suivantes :

$$P = p(\Omega + m\omega) \quad (3)$$

et

$$\tau = mp \quad (4)$$

Ces formules sont d'un emploi très simple. S'il s'agit d'une *construction existante* dont on connaît les éléments  $\Omega$  et  $\omega$ , et pour laquelle on désire calculer les taux de travail développés par une charge connue  $P$ , on écrit :

$$p = \frac{P}{\Omega + m\omega} \quad (5)$$

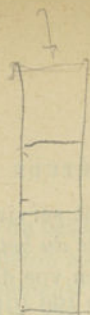
$$\tau = mp \quad (4)$$

Les formules (3) et (4) permettent, de même, de calculer la charge  $P$  correspondant à un taux de travail imposé pour le béton ou le métal.

S'il s'agit, au contraire, d'un *projet* à dresser, et que, connaissant  $P$ , effort à supporter, on veuille déterminer  $\omega$  et  $\Omega$ , les formules sont :

$$\Omega + m\omega = \frac{P}{p} \quad (6)$$

$$\tau = mp \quad (4)$$



Le taux de travail du béton étant choisi, la seconde relation définit le taux de travail du métal, mais la première est la seule qui donne les éléments de la pièce. Le problème est indéterminé si l'on ne se donne une relation ou une condition supplémentaire. Dans un grand nombre de cas, les conditions d'aspect ou de construction déterminent  $\Omega$  section totale de la pièce. On peut aussi s'imposer  $\omega$  section de l'armature; mais la condition la plus rationnelle, si l'on peut disposer de la valeur de  $\Omega$  et de  $\omega$ , consiste à s'imposer la valeur de  $\frac{\omega}{\Omega}$ , que l'on dénomme le *pourcentage* en métal. Nous verrons plus loin (n° 604) quelle est la valeur de  $\frac{\omega}{\Omega}$  qui donne le maximum d'économie. Cette valeur étant adoptée, on peut poser :

$$\Omega = \frac{P}{p \left( 1 + m \frac{\omega}{\Omega} \right)} \quad (7)$$

ce qui revient à calculer la pièce en béton armé comme un solide homogène soumis à une pression unitaire égale à :

$$p \left( 1 + m \frac{\omega}{\Omega} \right)$$

**508. Pièces fortement armées.** — Lorsque l'armature présente une certaine importance, il faut évaluer plus exactement l'aire de la section de béton. Déduction faite de l'espace occupé par les armatures, elle est égale à  $\Omega - \omega$ .

L'équation (1) devient :

$$P = p (\Omega - \omega) + \tau \omega \quad (8)$$

La condition relative aux déformations restant telle quelle, on a pour les équations finales :

$$P = p [\Omega + (m - 1) \omega] \quad (9)$$

$$\tau = mp \quad (10)$$

## B. — Extension.

**509. Cas général.** — Pour toute pièce en béton armé soumise à un effort d'extension agissant suivant son axe, on doit admettre, en vertu des hypothèses définies plus haut, que le béton n'entre pas en compte dans la résistance. On détermine donc la fatigue de l'armature comme si elle était seule, ce qui donne simplement :

$$T = \tau \omega.$$



T étant l'effort sollicitant,  $\tau$  le taux de fatigue de l'armature et  $\omega$  sa section.

### C. — Flexion simple.

#### a) Dalles et poutres rectangulaires.

**510. Pièces faiblement armées.** — Considérons une pièce de *section rectangulaire* représentée par une portion de *dalle* ou par une *poutre*.

Supposons d'abord que l'armature, comme dans la majeure partie des systèmes de béton armé, ne présente qu'une section relativement faible par rapport à celle de la pièce. Admettons en outre que les barres, de section quelconque (fers ronds, plats ou profilés), dont elle est formée, sont réparties en deux séries situées l'une dans la zone tendue, l'autre dans la zone comprimée de la pièce, et que chacune d'elles ne présente qu'une hauteur relativement faible par rapport à la hauteur de la pièce.

Nous nous occuperons successivement des *tensions longitudinales* (compression et extension) correspondant aux moments fléchissants des forces extérieures et des *efforts de glissement* correspondant aux efforts tranchants.

**511. Tensions longitudinales.** — Adoptons les notations représentées dans les figures 823 et 824 et désignons en outre par :

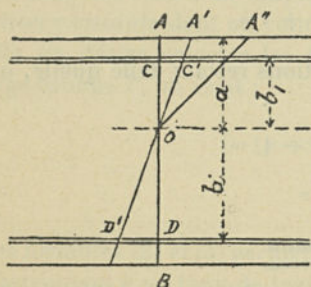


Fig. 823.

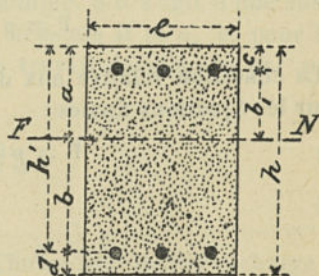


Fig. 824.

M le moment fléchissant dans la section considérée,  
 $\omega$  la section totale de l'armature tendue,  
 $\omega_1$  la section totale de l'armature comprimée,  
 $p$  la pression maxima du béton (en A),

$\tau$  le taux de travail moyen du métal dans l'armature tendue.

$\tau_1$  le taux de travail moyen du métal dans l'armature comprimée.

La dimension des barres en hauteur étant supposée très faible, nous admettrons que les différentes fibres d'une même armature ont même tension. C'est ce qui nous permet de n'introduire dans le calcul que l'expression de la tension moyenne  $\tau$  et  $\tau_1$  évaluée au niveau de l'axe des barres.

On sait que la flexion simple résulte de l'action de forces extérieures normales à la fibre moyenne. La projection de ces forces sur l'horizontale est donc nulle. Il en résulte que les tensions longitudinales qui agissent dans la section normale considérée se font équilibre.

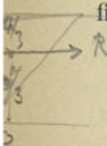
Ces forces intérieures comprennent : d'un côté de la fibre neutre (au-dessus, dans les figures 823-824), des efforts de compression agissant sur le béton et sur l'armature ; de l'autre côté, l'effort d'extension agissant sur l'armature seule, le béton étant supposé fissuré sur la hauteur O B.

Les efforts de compression du béton sur la hauteur AO sont figurés par la loi rectiligne OA". Leur somme est égale à la surface du triangle OAA" multipliée par la largeur de la pièce  $e$ , soit :  $\frac{1}{2} p a e$ . L'armature comprimée n'ayant qu'une section relativement faible, il n'y a pas lieu de déduire l'effort du béton qu'elle remplace. Les efforts qui sollicitent les armatures sont égaux respectivement à  $\tau_1 \omega_1$  et  $\tau \omega$ . On a donc comme première équation :

$$\frac{1}{2} p a e + \tau_1 \omega_1 = \tau \omega \quad (1)$$

La seconde est fournie par la condition d'équilibre des moments. On sait que le moment fléchissant M des forces extérieures est égal au moment des forces intérieures. Calculons celui-ci autour de la fibre neutre.

L'effort de compression du béton a pour bras de levier moyen  $\frac{2}{3} a$ . Quant aux deux armatures, leur centre d'action est distant de la fibre neutre respectivement de  $b_1$  et  $b$ . On a donc :



$$M = \frac{2}{3} a \times \frac{1}{2} p a e + \tau_1 \omega_1 b_1 + \tau \omega b \quad (2)$$

Nous avons admis que la section transversale AB reste plane en A'B' pendant la déformation. Cette condition nous permet d'établir



des relations entre les tensions des armatures et celles du béton. Nous avons :

$$\frac{AA'}{OA} = \frac{CC'}{OC} = \frac{DD'}{OD}$$

d'où, en désignant encore par E le coefficient d'élasticité du métal et par E' celui du béton (à la compression) :

$$AA' = \frac{p \cdot x}{L} = \frac{p}{E' L} \quad \tau = \frac{p}{a E'} = \frac{\tau}{b E} \quad (3)$$

$$\text{et : } CC' = \frac{p \cdot x_1}{L} = \frac{p}{E' L} \quad \tau_1 = \frac{p}{a_1 E'} = \frac{\tau_1}{b_1 E} \quad (4)$$

Les équations (3) et (4) peuvent s'écrire, si on pose  $m = \frac{E}{E'}$  :

$$\tau = p m \frac{b}{a} \quad (5)$$

$$\tau_1 = p m \frac{b_1}{a} \quad (6)$$

Substituant ces expressions dans (1) et (2) on a :

$$\frac{1}{2} a^2 e + m (\omega_1 b_1 - \omega b) = 0 \quad (7)$$

$$\text{et : } M = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{3} a^3 e + m (\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \right] \quad (8)$$

Cette dernière formule peut s'écrire :

$$p = M \frac{a}{I} \quad (9)$$

$$\text{en posant : } I = \frac{1}{3} a^3 e + m (\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \quad (10)$$

Cette expression peut être considérée comme le moment d'inertie de la pièce hétérogène. Elle est égale au moment d'inertie de la zone comprimée du béton augmenté de ceux des deux armatures multipliés par le coefficient  $m$ .

En fonction du moment d'inertie, on peut également obtenir les tensions des armatures par les formules suivantes déduites de (5) et (6) :

$$\tau = m M \frac{b}{I} \quad (11)$$

$$\tau_1 = m M \frac{b_1}{I} \quad (12)$$

Les équations ci-dessus se complètent par les relations :

$$a + b = h' = h - d \quad (13)$$

et :

$$b_1 = a - c \quad (14)$$

S'il s'agit, par exemple, de calculer le taux de travail développé par un moment fléchissant dans une section déterminée dont on connaît tous les éléments on opère comme suit :

L'équation (7) donne la position de la fibre neutre. On obtient en effet en remplaçant  $b$  et  $b_1$  par les expressions tirées des relations (13) et (14) :

$$\frac{1}{2} a^2 e + m (\omega_1 + \omega) a - m (\omega_1 c + \omega h') = 0$$

d'où on tire :

$$a = -\frac{m (\omega_1 + \omega)}{e} + \sqrt{\frac{m^2 (\omega_1 + \omega)^2}{e^2} + \frac{2m}{e} (\omega_1 c + \omega h')} \quad (15)$$

L'emplacement de la fibre neutre dépend donc exclusivement des éléments de la section et de la valeur de  $m$ , rapport des coefficients d'élasticité du métal et du béton.

Connaissant la valeur de  $a$  et par suite celles de  $b$  et de  $b_1$ , on obtient les taux de travail par les formules (9), (5) et (6) ou (11) et (12).

On calculerait de même le moment qui répond à un taux de travail donné pour le béton ou le métal. Il est à remarquer à ce propos que les valeurs de  $p$ ,  $\tau$  et  $\tau_1$  sont liées entre elles de telle façon que l'une ne peut être fixée sans que les autres en résultent.

Lorsqu'il s'agit d'une construction en projet, on se donne la valeur des taux de travail maxima du béton et du métal, c'est-à-dire celle de  $p$  et de  $\tau$ . Pour déterminer complètement le problème, il faut encore se donner soit  $h'$ , soit  $\omega_1$ , soit définir une relation entre  $\omega_1$  et  $\omega$ . Mais, en général, la marche la plus pratique consiste à se donner tous les éléments et à opérer par vérification comme il vient d'être dit.

**512. Efforts de glissement.** — L'étude des efforts de glissement a été laissée de côté par presque tous les auteurs qui se sont occupés du calcul des pièces en béton armé. Les quelques notions publiées sur cette question sont généralement fort peu exactes.

Le calcul de ces efforts ne peut cependant être négligé. En rapportant les phénomènes que l'on relève dans les épreuves à la rupture par flexion des pièces en béton armé (§ 2, 2°, A), nous avons appelé



l'attention sur l'importance de ces efforts. Nous avons constaté (n° 473) que, dans une poutre en T, la rupture peut se faire, non pas au milieu de la portée par arrachement dans la zone étendue, mais bien vers les appuis par glissement. Dans les poutres rectangulaires, la forme des fissures trahit également l'importance des efforts de glissement. La présence de liaisons transversales (étriers, ligatures, etc.) dans la plupart des systèmes de poutre montre que l'existence de ces efforts a été reconnue par les praticiens. Il importe donc que la théorie se rende compte de ce mode de sollicitation.

Dans l'étude des poutres en métal, on se borne, pour établir la valeur des efforts de glissement, à une théorie approximative. L'hypothèse de la conservation des sections planes est encore invoquée pour établir que les taux de fatigue longitudinale suivent, sur une même section transversale, une loi rectiligne. C'est en se basant sur cette loi que l'on pose la formule qui conduit au calcul des taux de glissement, alors que, comme nous l'avons fait remarquer déjà plus haut (n° 492), l'existence de ces glissements doit donner lieu à des déformations qui détruisent l'hypothèse première.

Ce mode de calcul étant admis couramment, il n'y a pas lieu de se montrer plus difficile dans le choix des hypothèses à faire pour les pièces en béton armé. Nous ferons donc abstraction des déformations dues au glissement des couches de béton sur elles-mêmes.

Les autres hypothèses seront également les mêmes que pour le calcul des tensions longitudinales (n° 506). Nous supposons donc encore que celles-ci ont été déterminées en faisant abstraction du béton dans la zone tendue. Il ne faut pas se dissimuler que cette dernière hypothèse est également contradictoire avec l'existence d'efforts de glissement, puisque le béton dans la zone tendue a précisément pour objet de transmettre ces efforts. C'est en réalité entre les fissures, c'est-à-dire là où le béton travaille à la traction, que les efforts de glissement s'exercent. Mais ils s'y développent avec d'autant plus d'intensité que les fissures sont plus nombreuses. On ne saurait donc trouver de base bien précise pour un calcul correct, et le mieux est d'opérer comme pour les pièces homogènes, c'est-à-dire de s'en tenir aux hypothèses admises pour les tensions longitudinales.

Dans l'étude des efforts tangentiels, deux cas sont à considérer : ou bien la poutre est armée uniquement de barres droites et ne comporte pas de pièces métalliques destinées à combattre l'effort tranchant, ou bien le solide est pourvu de barres courbes ou d'armatures spéciales qui sont disposées de façon à rencontrer les surfaces de glissement.

Considérons d'abord le premier cas, et reprenons la pièce de section rectangulaire étudiée plus haut au point de vue des efforts longitudinaux.

Soient AB et A<sub>1</sub>B<sub>1</sub> deux sections infiniment voisines (figg. 825-826). Détachons, à la partie supérieure du prisme qu'elles comprennent, une portion limitée par le plan MM<sub>1</sub> parallèle à la fibre moyenne. Déterminons l'effort tangentiel qui s'exerce dans ce plan et qui, en vertu du principe de la réciprocité des composantes tangentielles, est égal à l'effort de glissement dirigé dans le sens de l'effort tranchant dans le plan de la section AB.

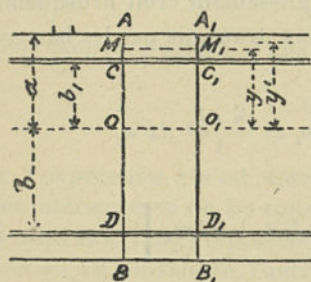


Fig. 825.

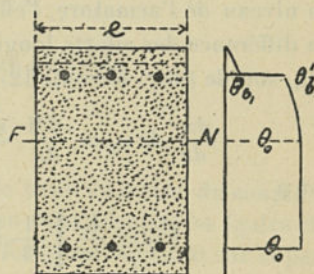


Fig. 826.

Cet effort tangentiel est égal et de sens contraire à la différence des résultantes des actions normales qui agissent sur les parties de sections AM et A<sub>1</sub>M<sub>1</sub>. Sa valeur dépend donc uniquement de celle de ces actions normales.

Supposons d'abord que MM<sub>1</sub> se trouve au-dessus de l'armature supérieure. La portion de prisme étudiée ne comprend que du béton. En vertu des hypothèses admises, nous avons, à une hauteur quelconque y' au-dessus de la fibre neutre, une pression égale à :

$$p_{y'} = \frac{p y'}{a}$$

*p pression max*

d'où :

$$p_{y'} = \frac{M y'}{I}$$

*car p = Ma / I*

$$d b_y = p_{y'} \cdot d \Omega = \frac{K}{I e} \int_{y'}^a y' d \Omega$$

*K, effort tranchant*

Cette formule étant entièrement analogue à celle des pièces homogènes, l'expression du taux de glissement reste la même que dans la théorie usuelle et nous pouvons poser :

$$\theta_y = \frac{K}{I e} \int_{y'}^a y' d \Omega \tag{16}$$



ou :

$$\theta_y = \frac{K}{2I} (a^2 - y^2) \quad (17)$$

en fonction de l'effort tranchant  $K$ .

Si on abaisse graduellement le plan  $MM_1$  depuis  $AA_1$  jusqu'au niveau de l'armature supérieure, on obtient par cette formule un effort de glissement qui croît jusque :

$$\theta_{b1} = \frac{K}{2I} (a^2 - b_1^2) \quad (18)$$

Au niveau de l'armature, l'effort de glissement croît brusquement de la différence des efforts longitudinaux transmis par les barres en  $C$  et  $C_1$ , soit de (voy. formule 12) :

$$\frac{d\tau_1}{dx} dx \omega_1 = \frac{dM}{dx} \frac{mb_1}{I} dx \omega_1 = \frac{K mb_1}{I} dx \omega_1$$

et l'on a :

$$\theta'_{b1} = \frac{K}{Ie} \left[ \frac{1}{2} (a^2 - b_1^2) e + mb_1 \omega_1 \right] \quad (19)$$

Plus bas, le taux de glissement croît à mesure que sa distance à la fibre neutre diminue et l'expression devient :

$$\theta_y = \frac{K}{Ie} \left[ \frac{1}{2} (a^2 - y^2) e + m b_1 \omega_1 \right] \quad (20)$$

ce qui donne au niveau de la fibre neutre :

$$\theta_0 = \frac{K}{Ie} \left[ \frac{1}{2} a^2 e + m b_1 \omega_1 \right] \quad (21)$$

C'est le maximum de ces efforts.

Dans la zone étendue, les actions longitudinales sont supposées nulles dans le béton. Elles n'existent que dans le fer de l'armature inférieure. Sur la hauteur de la zone  $OD$ , le taux de glissement ne change donc pas de valeur. Au niveau de l'armature inférieure, on a par conséquent la même expression de  $\theta_0$  qui peut encore s'écrire, d'après la relation (7) :

$$\theta_0 = \frac{K}{Ie} m b \omega \quad (22)$$

Nous avons, dans la figure 826, représenté le lieu des efforts de glissement relatifs à une même section transversale  $AB$ .

Il est facile de reconnaître quelle est la signification de la formule générale (16) et, par suite, des diverses expressions (17) à (22) qui en sont déduites. Posons à cet effet :

$$r = \frac{I}{\int_y^a y' d\Omega}$$

c'est-à-dire

$$r = \frac{\int_o^a y'^2 d\Omega}{\int_y^a y' d\Omega}$$

Nous pourrions écrire, d'une manière générale :

$$\theta_y = \frac{K}{r e} \quad (23)$$

Or, l'expression  $r$  n'est autre que le bras de levier du couple des forces intérieures si on les concentre en deux résultantes égales et de sens contraire : l'une, représentant les forces qui agissent sur la partie de section AM considérée, l'autre, celles qui agissent sur le restant MB de la section.

S'il s'agit, par exemple, de la valeur maxima de l'effort de glissement donnée par les formules (21) ou (22), on l'obtiendra par la formule (23) en prenant pour  $r$  la hauteur comprise entre l'armature inférieure et le centre des pressions agissant sur la zone de la pièce située au-dessus de la fibre neutre.

Nous ne nous sommes occupés jusqu'à présent que des efforts tangentiels qui s'exercent dans la masse même du béton. Il serait encore utile d'évaluer ceux qui tendent à séparer l'armature de sa gangue.

Si nous désignons par  $\chi$  et  $\chi_1$  respectivement le périmètre total des barres de l'armature inférieure et supérieure, nous obtenons pour efforts de glissement, au pourtour de l'armature supérieure :

$$\theta_1 = \frac{K}{l\chi_1} mb_1\omega_1 \quad (24)$$

et au pourtour de l'armature inférieure

$$\theta = \frac{K}{l\chi} mb\omega \quad (25)$$

ou, en prenant la forme (23)

$$\theta = \frac{K}{r\chi} \quad (26)$$



Il ne semble guère possible, cependant, de faire usage de ces trois dernières formules en pratique. Nous verrons en effet plus loin (n° 558) que l'on ne saurait actuellement fixer une valeur précise pour la résistance à l'adhérence et par conséquent pour la limite de  $\theta$ . L'expérience permet seulement de conclure que l'adhérence est plus forte que la résistance propre du béton au cisaillement. Or si l'on admet que ces deux résistances sont les mêmes, il arrive que lorsque  $\chi < e$ , c'est la condition relative à l'adhérence qui est la plus défavorable. L'expérience ne confirme pas cette conclusion. Elle montre (voy. n° 609) que l'adhérence est généralement suffisante pour qu'aucun organe spécial ne doive l'assister, tandis que les étriers et liaisons destinés à renforcer le béton sont souvent indispensables.

Il est à remarquer, du reste, que les expressions (24) à (26) fournissent évidemment des valeurs exagérées pour le taux de glissement  $\theta$ . Comme nous l'avons dit plus haut, le béton fonctionne à la traction dans les sections de poutres comprises entre les fissures. L'effort  $\theta_0$ , maximum sur la fibre neutre (voy. fig. 826), diminue donc en réalité à mesure que l'on s'approche de l'armature inférieure et le glissement au pourtour de celle-ci est moindre que nous ne le supposons.

**513. Efforts résultants.** — Nous venons de vérifier séparément, d'une part, la résistance aux efforts longitudinaux, d'autre part, celle aux efforts tangentiels. C'est ce qui se fait également dans les pièces homogènes. Mais l'on sait qu'en réalité les deux genres d'efforts se combinent entre eux et donnent naissance à des forces élastiques de direction variable, dont l'intensité peut dépasser celle des efforts élémentaires considérés.

Il serait sans aucun doute fort utile de pouvoir évaluer ces *efforts résultants*, car l'on serait ainsi certain que la stabilité de la pièce ne serait compromise, non seulement dans le sens longitudinal ou transversal, mais non plus dans aucune direction oblique. Cette vérification, plus générale et plus complète que la précédente, ne se fait jamais dans les pièces homogènes, parce que l'on estime la marge de sécurité des calculs ordinaires suffisante et que la théorie des forces élastiques obliques manque de bases expérimentales. Dans les solides en béton armé, on ne peut qu'agir de même pour les mêmes motifs. Le mode de combinaison des forces élastiques longitudinales et tangentielles dépend en effet de la valeur du coefficient d'élasticité du béton au glissement. Cette donnée faisant défaut, on ne pourrait que recourir à des hypothèses.

Tout en s'abstenant d'entrer dans cette voie, il n'est pas sans intérêt cependant de déterminer la direction générale des efforts élastiques maxima. Cette étude, qui ne nécessitera aucune hypothèse spéciale, nous fournira l'explication des phénomènes que l'on constate à la rupture des pièces fléchies en béton armé.

Considérons d'abord les efforts de glissement pris à part.

Supposons (fig. 827) que de deux sections très voisines  $AB$ ,  $A_1B_1$ , l'une  $A_1B_1$  glisse par rapport à l'autre et vienne en  $A'_1B'_1$ . Ce glissement a pour effet de provoquer, dans les molécules comprises entre les deux sections, des modifications de position qui se traduisent par des pressions dans certains sens, des extensions dans d'autres. La diagonale  $BA_1$  se raccourcit, l'autre  $AB_1$  s'allonge. Une file de molécules telle que  $AC$ , formant l'angle  $\varphi$  avec l'axe du solide, s'allonge et devient  $AC'$ . Si  $\gamma$  est le glissement, la dilatation  $\delta_\varphi$  de la droite  $AC$  est égale à :

$$\delta_\varphi = \gamma \sin \varphi \cos \varphi$$

Faisons varier  $\varphi$ ; nous obtenons diverses valeurs allant de 0 pour  $\varphi = 0$  à 0 pour  $\varphi = 90^\circ$  et passant par un maximum pour  $\varphi = 45^\circ$ , auquel cas on a :

$$\delta = \frac{1}{2} \gamma.$$

Si donc, à partir d'un point  $O$  quelconque de la section  $AB_1$ , nous menons deux droites dirigées à  $45^\circ$ , l'une  $OE$  en sens inverse du glissement, l'autre  $OF$  dans le même sens, la première sera la direction des compressions maxima, l'autre celle des extensions maxima engendrées par le glissement. Dès lors, si la matière est douée d'une moindre résistance à la traction qu'à la compression, elle cédera suivant des plans parallèles à  $OE$ .

Lorsqu'une pièce, posée librement sur deux appuis, est soumise à une charge quelconque, le moment fléchissant est nul au droit des appuis, tandis que l'effort tranchant y est maximum. Les extrémités de la pièce sont dans les conditions indiquées ci-dessus. Les joints de rupture sont donc dirigés à  $45^\circ$ . C'est ce que l'expérience nous avait déjà montré (voy. n° 473, fig. 795).

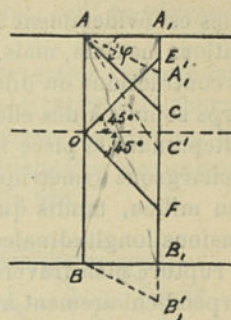


Fig. 827.



Considérons ensuite le cas d'efforts longitudinaux agissant seuls, sans efforts tranchants. La direction des forces élastiques longitudinales est évidemment celle suivant laquelle se développent les déformations maxima, mais, dans le sens perpendiculaire, le solide éprouve les contractions ou dilatations latérales que l'on observe dans tous les corps soumis à des efforts longitudinaux.

Reprenant la pièce fléchie que nous venons de considérer, si nous la chargeons symétriquement, l'effort tranchant sera nul dans la section milieu, tandis que le moment fléchissant sera maximum. Les tensions longitudinales auront pour tendance de développer un joint de rupture plan traversant la zone inférieure jusqu'à la fibre neutre perpendiculairement à celle-ci. En même temps les fibres longitudinales de la partie étendue seront soumises à une contraction transversale dont l'effet se traduira en fissures longitudinales telles que *c* (fig. 794). Dans la zone comprimée, il y aura, au contraire, dilatation transversale et décollement des couches de béton suivant des plans horizontaux (voy. fig. 793).

Considérons en dernier lieu le cas général d'une section soumise à la fois à un moment fléchissant et un effort tranchant. La direction des dilatations maxima, c'est-à-dire des joints de rupture, sera intermédiaire entre celle correspondant aux efforts tangentiels et aux efforts longitudinaux considérés seuls.

Prenons par exemple une section intermédiaire de la poutre fléchie déjà considérée plus haut. Les efforts longitudinaux sont donnés par la figure 823, les efforts de glissement par la figure 826.

A la hauteur de la fibre neutre, l'effort longitudinal est nul. L'effort de glissement, étant seul, se traduit par un joint de rupture incliné à  $45^\circ$ .

Sur l'arête supérieure du solide, c'est l'effort de glissement qui est nul. Les forces élastiques de compression développent des plans de rupture horizontaux. Sur la hauteur de la zone comprimée, la direction dangereuse fait avec l'horizontale un angle variant de  $0^\circ$  à  $45^\circ$  d'une façon continue. Cependant, s'il y a une armature supérieure ou s'il y a un changement brusque dans la largeur de la section (cas d'une poutre en T) cet endroit est le siège d'une variation subite de la direction du plan de rupture.

Sur la hauteur de la zone tendue, les efforts longitudinaux ont été supposés nuls dans la théorie développée plus haut, mais ici, comme nous admettons que les fissures ne sont pas encore produites, nous devons supposer que le béton travaille dans cette direction. A l'extrémité inférieure de la section, le joint de rupture fait un angle de  $90^\circ$

avec l'axe du solide. Depuis la fibre neutre jusque-là, la direction des fissures varie de  $45^\circ$  à  $90^\circ$  d'une façon continue, sauf au niveau de l'armature où se produit un jarret.

En résumé, dans une poutre en béton armé de section rectangulaire munie de deux armatures, appuyée aux deux extrémités et chargée uniformément sur toute sa longueur, les courbes enveloppes des directions correspondant en chaque point aux dilatations maxima présentent la forme générale indiquée dans la figure 828.

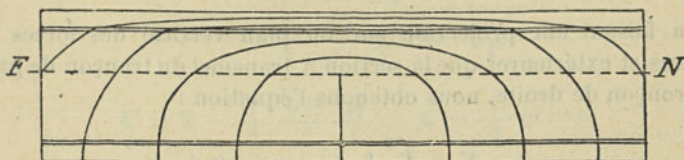


Fig. 828.

Ces courbes représentent bien la direction des fissures que l'on observe à la rupture (voy. n° 473, figg. 793 et 795), à part quelques différences dues à des inégalités de résistance de la pièce. L'expérience confirme donc les déductions de la théorie à ce point de vue.

**514. Armature courbe.** — Nous avons supposé jusqu'à présent que l'armature est formée uniquement de barres droites. Le calcul des efforts se modifie lorsque l'armature comporte des barres dont la direction est oblique par rapport à l'axe de la pièce. Le cas se présente notamment dans les systèmes à *armature courbe* et simple (voy. chap. 1, n°s 18, 23 et 31) et dans ceux à *armature mixte* comprenant à la fois des barres droites et des barres *courbes* ou *pliées* (voy. chap. 1, n°s 20, 25 et 36). Le but de ces dispositions est d'ailleurs précisément de réduire l'importance des efforts de glissement (voy. chap. 1, n° 14).

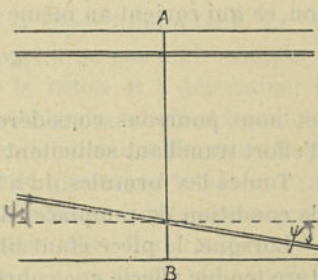


Fig. 829.

Supposons que, l'armature comprimée restant droite, l'armature étendue traverse la section considérée AB (fig. 829), sous un certain angle. Désignons encore par :

K l'effort tranchant,

$\omega$  la section de l'armature tendue.



Prenons en outre la notation  $\tau_c$  pour le taux de travail de cette armature.

Si nous appelons  $\tau$  la composante horizontale de la tension  $\tau_c$ , les équations que nous avons établies au n° 511 pour déterminer les tensions longitudinales dans une pièce à armature droite restent applicables sous la même forme, mais la tension réelle de l'armature est

$$\tau_c = \frac{\tau}{\cos \psi} \quad (27)$$

En faisant une projection sur un plan vertical des forces intérieures et extérieures que la section A transmet du tronçon de gauche au tronçon de droite, nous obtenons l'équation :

$$K = \int_0^{\Omega} \theta_y d\omega + \tau_c \omega \sin \psi$$

L'effort tranchant n'est donc plus simplement équilibré par les forces tangentielles résultant d'un glissement de la section AB sur elle-même. Il trouve également une résistance dans la composante verticale de la tension de l'armature courbe. La somme des forces élastiques de glissement qui s'exercent dans la section AB est réduite de la valeur de cette composante.

Nous écrirons donc :

$$K' = K - \tau_c \omega \sin \psi$$

ou, ce qui revient au même :

$$K' = K - \tau \omega \operatorname{tg} \psi \quad (28)$$

et nous pourrions considérer cette expression comme représentant l'effort tranchant sollicitant la section considérée.

Toutes les formules du n° 512 ci-dessus restent donc applicables, à la condition de remplacer K par K'.

Lorsque, la pièce étant librement appuyée aux deux bouts, l'armature tendue affecte une courbure continue, suivant l'un des dispositifs des figures 2, 3 ou 10 (chap. 1, n° 13), on peut admettre approximativement que la pièce fonctionne comme un pont suspendu dans lequel la traction des câbles serait reçue par un poussard formant semelle comprimée, c'est-à-dire comme une poutre genre « bowstring » à lisse inférieure parabolique et lisse supérieure droite. Le taux de travail de l'armature augmente donc du milieu vers les appuis, mais sa composante horizontale reste constante. Si  $f$  est la flèche de la courbe, on

a approximativement pour une surcharge uniformément répartie :

$$\tau \omega = \frac{1}{8} \frac{q l^2}{f}$$

$q$  étant la surcharge par unité de longueur et  $l$  la portée.

Comme on a sur les appuis :

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{4f}{l}$$

il vient :

$$\tau_c \omega = \frac{1}{8} \frac{q l^2}{f} \sqrt{1 + \frac{16 f^2}{l^2}}$$

et

$$K' = K - \frac{1}{8} \frac{q l^2}{f} \frac{4f}{l} = K - \frac{1}{2} q l = 0$$

L'effort de glissement est donc nul. On sait d'ailleurs que, dans les poutres « bowstring », les diagonales ne travaillent que sous l'action de surcharges inégales.

**515. Calcul des étriers et liaisons transversales.** — Considérons maintenant le cas où le solide en béton armé comporte des armatures spéciales disposées en vue des efforts de glissement. Le plan  $MM_1$  (fig. 825), sur lequel s'exercent les efforts tangentiels, peut alors être traversé par une barre de fer dont la présence introduit une modification dans le fonctionnement du système. L'effort de glissement se partage entre le béton et le métal.

Il serait difficile de fixer les bases de la répartition à faire. Le système le plus simple consiste évidemment à ne pas tenir compte du supplément de résistance apporté par le béton et à déterminer les armatures comme si elles devaient résister seules à l'effort tranchant.

Pour vérifier la résistance d'un étrier d'une poutre HENNEBIQUE, par exemple, il suffit donc d'évaluer l'effort de glissement total s'exerçant sur la longueur comprise entre les milieux des intervalles qui séparent l'étrier considéré des deux étriers voisins. Cet effort, rapporté à la section de cet étrier, donne la mesure du taux limite de travail du métal au glissement.

Si nous désignons par  $\Delta M$  la variation du moment fléchissant sur la longueur considérée et par  $\sigma$  la section de l'étrier, nous obtenons pour taux maximum du cisaillement du métal :

$$\theta_m = \frac{\Delta M}{l \sigma} m b \omega \quad (29)$$



Cette formule remplace la formule (22) qui n'est plus applicable dans le cas actuel. Elle peut encore s'écrire, sous la même forme que la formule (23) :

$$\theta_m = \frac{\Delta M}{r\sigma} \quad (30)$$

Dans le cas d'une armature *courbe* (voy. n° 514), l'expression  $\Delta M$  doit être remplacée dans les formules précédentes par :

$$\Delta M = \int_0^{\Delta x} \tau \omega \operatorname{tg} \psi \, dx$$

ou simplement par :

$$\Delta M = \tau \omega \Delta x \operatorname{tg} \psi \quad (31)$$

si l'on désigne par  $\Delta x$  la longueur considérée et respectivement par  $\tau$  et  $\psi$  la tension et l'inclinaison de l'armature au droit de l'étrier.

Nous avons établi plus haut (n° 512, formules (24) à (26)) la valeur du taux de glissement au contact de l'armature et du béton. Ces expressions ne sont pas modifiées par la présence des liaisons transversales si celles-ci ne sont pas assemblées aux barres principales. C'est ce que nous démontrerons plus loin (n° 609).

Il en est ainsi dans la plupart des systèmes de construction. Cependant quelques-uns fixent à l'armature tendue des organes de butée qui renforcent efficacement l'action de l'adhérence. Nous avons, en décrivant les systèmes (chap. I), attiré l'attention sur ces dispositifs spéciaux qui se rencontrent aussi bien dans les dalles (voy. n° 17, *métal déployé*, n° 23, système KLETT) que dans les poutres (voy. n° 31, système MÖLLER).

Lorsque ce cas se présente, il n'y a plus lieu d'employer les formules (24) à (26). Sur la hauteur des organes de butée, ce sont les formules (29) à (31) qui sont d'application pour la vérification des efforts de glissement. Au-dessus des éléments métalliques, le béton est sollicité à nouveau au glissement. Le taux des efforts est donné par les formules (17) à (23) modifiées, le cas échéant, d'après la formule (28).

Il résulte de là que, si les organes de butée ne s'élèvent pas jusqu'au niveau de la fibre neutre, ce qui se présente généralement dans ces systèmes, le taux de glissement maximum donné par la formule (22) se déclare dans le béton. Dans ce cas, il ne faut plus appliquer les formules (29) à (31) et il suffit de calculer le taux de cisaillement du béton par les formules (22) ou (23) modifiées au besoin d'après (28).

**516. Armature simple.** — Toutes les formules ci-dessus ont été établies pour une pièce à armature double.

Dans le cas où la pièce est *armée uniquement dans la zone étendue*, il suffit de faire disparaître des formules les termes en  $\omega_1$  et  $\tau_1$ .

On obtient ainsi pour le calcul des *tensions longitudinales* (voy. n° 511) :

$$\frac{1}{2} a^2 e = m \omega b \quad (32)$$

$$M = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{3} a^3 e + m \omega b^2 \right] \quad (33)$$

$$\tau = p m \frac{b}{a} \quad (34)$$

$$a + b = h' = h - d \quad (13)$$

L'équation (33) peut encore s'écrire sous la forme :

$$p = \frac{M a}{I} \quad (9)$$

en posant :

$$I = \frac{1}{3} a^3 e + m \omega b^2 \quad (35)$$

On peut aussi la mettre sous la forme suivante, en utilisant la relation (32) :

$$M = \frac{p a e}{6} (2a + 3b) \quad (36)$$

ou encore :

$$M = \frac{p a e}{6} (3h' - a) \quad (37)$$

*à vérifier* S'il s'agit de *vérifier* une construction dont les éléments sont connus, le problème se traite comme pour le cas de l'armature double (n° 511). La position de la fibre neutre est déterminée par la formule :

$$a = -\frac{m \omega}{e} + \sqrt{\frac{m^2 \omega^2}{e^2} + 2 \frac{m \omega h'}{e}} \quad (38)$$

qui est tirée de (32) et (13).

On a ensuite  $p$  par (9) ou par

$$p = \frac{6M}{ae(3h' - a)} \quad (39)$$

tirée de (37). La valeur de  $\tau$  se déduit de (34).

Au lieu de la formule (38), on peut employer le tracé graphique de la figure 830. Au-dessus de la fibre supérieure A, on porte verticalement  $AP = \frac{m \omega}{e}$ , puis on trace une horizontale sur laquelle on porte





Dans l'étude des *efforts de glissement* (voy. n° 512) on obtient, au niveau de la fibre neutre :

$$\theta_0 = \frac{K}{1e} \frac{1}{2} a^2 e \quad (45)$$

Dans la zone comprimée, le taux de glissement diminue graduellement depuis cette valeur jusque 0, tandis que dans la zone étendue il reste constant jusqu'au niveau de l'armature. La formule (45) peut encore s'écrire :

$$\theta_0 = \frac{K}{1e} mb\omega \quad (22)$$

ou :

$$\theta_0 = \frac{K}{re} \quad (23)$$

Comme on a :

$$1 = \frac{1}{6} a^2 e (3h' - a) \quad (46)$$

l'équation (45) donne :

$$\theta_0 = \frac{K}{e \left( h' - \frac{a}{3} \right)} \quad (47)$$

expression qui dérive également de la formule (23), si l'on remarque que le bras de levier  $r$  du couple des forces intérieures est égal à :

$$b + \frac{2}{3} a = h' - \frac{a}{3}$$

Lorsque l'armature est *courbe* (voy. n° 514), il faut remplacer dans les formules précédentes l'effort tranchant  $K$  par la valeur :

$$K' = K - \tau \omega \operatorname{tg} \psi \quad (28)$$

S'il existe des *liaisons transversales* (voy. n° 515), on a pour le taux de cisaillement du métal :

$$\theta_m = \frac{\Delta M}{\sigma \left( h' - \frac{a}{3} \right)} \quad (48)$$

dans le cas d'une armature droite. Si elle est courbe, l'expression  $\Delta M$  se remplace par :

$$\Delta M - \tau \omega \Delta x \operatorname{tg} \psi \quad (31)$$

**517. Pièces fortement armées.** — Considérons maintenant le cas où, contrairement à ce qui a été supposé jusqu'ici (voy. n° 510), l'armature



présente une résistance propre à la flexion assez forte pour qu'il ne soit plus possible de négliger sa section ou sa hauteur vis-à-vis de la section ou de la hauteur totale de la pièce (fig. 831).

Reprenant les notations définies au n° 511 pour le calcul des *tensions longitudinales*, désignons encore par :

$\tau$  et  $\tau_1$  respectivement le taux de travail *moyen* de l'armature tendue et de l'armature comprimée;

$\tau_m$  et  $\tau_{1m}$  le taux de travail *maximum* de ces mêmes armatures;

$b$  et  $b_1$  la distance de la fibre *moyenne* de l'armature tendue et de l'armature comprimée à la fibre neutre de la pièce;

$b_m$  et  $b_{1m}$  la distance des fibres *extrêmes* de ces armatures à la fibre neutre;

$i$  et  $i_1$  le moment d'inertie propre

de chacune des deux armatures autour de leur fibre *moyenne* respective.

L'armature supérieure occupe dans la pièce une certaine surface qui doit être déduite de la section de béton dans la zone comprimée.

L'équation (1) du n° 511 devient :

$$\frac{1}{2} p a e - p \frac{b_1}{a} \omega_1 + \tau_1 \omega_1 = \tau \omega \quad (49)$$

Dans le calcul du moment résistant de la pièce, il faut tenir compte du moment propre de chaque armature, tout en déduisant, pour l'armature comprimée, le moment du béton qu'elle remplace. L'équation (2) devient donc :

$$M = \frac{2}{3} a \times \frac{1}{2} p a e - \frac{p \omega_1 b_1^2}{a} - \frac{p i_1}{a} + \tau_1 \omega_1 b_1 + \frac{\tau_1 i_1}{b_1} + \tau \omega b + \frac{\tau i}{b} \quad (50)$$

Nous avons encore :

$$\tau = p m \frac{b}{a} \quad (5)$$

$$\tau_1 = p m \frac{b_1}{a} \quad (6)$$

En substituant dans (49) et (50) il vient :

$$\frac{1}{2} a^2 e + (m - 1) b_1 \omega_1 - m \omega b = 0 \quad (51)$$

et 
$$p = \frac{Ma}{I} \quad (9)$$

en posant :

$$I = \frac{1}{3} a^3 e + (m - 1) (\omega_1 b_1^2 + i_1) + m (\omega b^2 + i) \quad (52)$$

Les tensions maxima des armatures sont données par :

$$\tau_m = pm \frac{b_m}{a} = mM \frac{b_m}{I} \quad (53)$$

$$\tau_1 = pm \frac{b_{1m}}{a} = mM \frac{b_{1m}}{I} \quad (54)$$

On a encore les relations :

$$a + b = h' = h - d \quad (13)$$

et

$$b_1 = a - c \quad (14)$$

De la même manière, on transformerait aisément les formules citées aux nos 512 et 515 pour le calcul des *efforts de glissement*. L'expression de l'effort maximum au niveau de la fibre neutre reste la même, le moment d'inertie  $I$  prenant la valeur (52).

Lorsque l'armature est *simple*, il suffit de faire disparaître des formules ci-dessus les termes en  $\tau_1$  et  $\omega_1$ .

#### b) Poutres en T.

**518. Poutres en T droit.** — L'étude des dalles et poutres rectangulaires nous a permis de traiter le problème de la flexion simple d'une manière assez générale. Il suffira d'envisager ici les profils spéciaux en ce qu'ils présentent de particulier.

Nous nous occuperons uniquement du cas d'une pièce *faiblement armée* (voy. n° 510).

Nous supposons d'abord que la nervure de la poutre est située sous la semelle, étant entendu que la *nervure* est *étendue* et la *semelle comprimée*, ce qui, pour les pièces encastées aux deux bouts, ne se présente que dans la partie centrale de la portée.

**519. Tensions longitudinales.** — Nous reprenons les mêmes notations que dans le cas d'une section rectangulaire. En outre,  $\lambda$  désigne la largeur de la semelle et  $g$  son épaisseur (fig. 832). Trois cas peuvent se présenter, selon que la fibre neutre se trouve au-dessus, au niveau ou au-dessous de la face inférieure de la semelle.



Dans le premier cas, les formules établies pour une section rectangulaire sont immédiatement applicables. On peut, en effet, assimiler la section à un rectangle de largeur  $\lambda$ , puisque la zone du

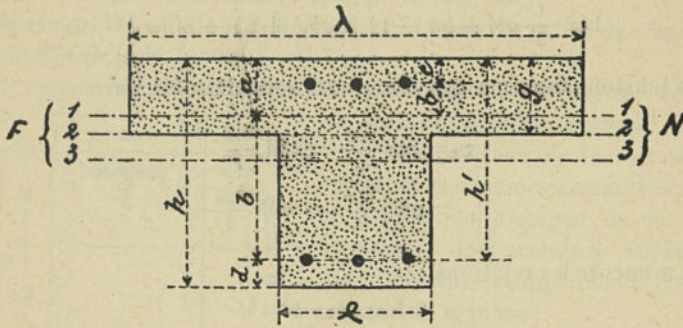


Fig. 832.

béton tendu sur laquelle porte la différence n'entre pas en compte dans le calcul. Les formules sont, pour le cas d'une armature double :

$$\frac{1}{2} a^2 \lambda + (\omega_1 b_1 - \omega b) = 0 \quad (1)$$

$$M = \frac{pI}{a} \quad (2)$$

$$I = \frac{1}{3} a^3 \lambda + m (\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \quad (3)$$

$$\tau = pm \frac{b}{a} \quad (4)$$

$$\tau_1 = pm \frac{b_1}{a} \quad (5)$$

$$a + b = h' = h - d \quad (6)$$

$$b_1 = a - c \quad (7)$$

Si la fibre neutre vient au niveau de la face inférieure de la semelle, on a les mêmes relations et de plus  $a = g$ .

Lorsque la fibre neutre descend au-dessous de la semelle, la zone comprimée est démaigrie et les formules doivent être modifiées en conséquence. Les équations (1) et (3) deviennent :

$$\frac{1}{2} a^2 \lambda - \frac{1}{2} (a - g)^2 (\lambda - e) + m (\omega_1 b_1 - \omega b) = 0 \quad (8)$$

$$I = \frac{1}{3} a^3 \lambda - \frac{1}{3} (a - g)^3 (\lambda - e) + m (\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \quad (9)$$

Les relations (2) et (4) à (7) restent applicables.

Pour calculer les taux de travail développés dans une section donnée de poutre en T par une charge connue, définie par son moment fléchissant, il convient tout d'abord de déterminer la position de la fibre neutre.

A cet effet, on calcule la distance  $a$  comme s'il s'agissait d'une poutre rectangulaire. On se sert donc de la formule :

$$a = -\frac{m(\omega_1 + \omega)}{\lambda} + \sqrt{\frac{m^2(\omega_1 + \omega)^2}{\lambda^2} + \frac{2m}{\lambda}(\omega_1 c + \omega h')} \quad (10)$$

Si la valeur que l'on obtient ainsi est  $<$  ou  $= g$ , c'est que cette formule était applicable et l'on peut poursuivre les calculs par l'équation :

$$p = \frac{M a}{\frac{1}{3} a^3 e + m(\omega_1 b_1^2 + \omega b^2)} \quad (11)$$

et les relations (4) et (5).

Si, au contraire, la valeur obtenue pour  $a$  est  $> g$ , les calculs doivent être recommencés en utilisant les formules établies pour ce cas. La position exacte de la fibre neutre est donnée par :

$$a = -\frac{1}{e} \left[ g(\lambda - e) + m(\omega_1 + \omega) \right] + \sqrt{\frac{1}{e^2} \left[ g(\lambda - e) + m(\omega_1 + \omega) \right]^2 + \frac{2}{e} \left[ \frac{1}{2} g^2(\lambda - e) + m(\omega_1 c + \omega h') \right]} \quad (12)$$

Il vient de même, au lieu de (11) :

$$p = \frac{M a}{\frac{1}{3} a^3 \lambda - \frac{1}{3} (a - g)^3 (\lambda - e) + m(\omega_1 b_1^2 + \omega b^2)} \quad (13)$$

S'il s'agit d'une construction en projet, la marche la plus simple consiste à se donner les dimensions et à opérer par vérification, suivant ce qui vient d'être exposé.

**520. Efforts de glissement.** — Les formules données au n° 512 pour le calcul du taux de cisaillement du béton restent les mêmes dans le cas actuel, si l'on prend soin de donner au moment d'inertie  $I$  la valeur exprimée ci-dessus dans les formules (3) ou (9) selon le cas et de prendre pour la notation  $e$  la largeur de béton soumise au cisaillement.

Sur la hauteur de la semelle, cette largeur est  $\lambda$  (voy. fig. 832), tandis que, sur la hauteur de la nervure, elle est désignée à nouveau



par  $e$ . Au niveau de la face inférieure de la semelle, le lieu des efforts de glissement présente un brusque ressaut correspondant au changement de largeur.

Les efforts de glissement étant, dans la semelle, notablement inférieurs à ceux qui sollicitent la nervure, il suffit de considérer ceux-ci. La valeur maxima est donnée par la formule :

$$\theta_0 = \frac{K}{le} mb\omega \quad (14)$$

Si la pièce est renforcée par des liens métalliques transversaux, étriers, etc., ceux-ci se calculent (voy. n° 515) par la formule :

$$\theta_m = \frac{\Delta M}{l\sigma} mb\omega \quad (15)$$

Dans le cas d'une armature *courbe*, les expressions  $K$  et  $\Delta M$  se remplacent respectivement par les valeurs indiquées aux n°s 514 et 515.

**521. Armature simple.** — Lorsque la poutre est armée uniquement dans la partie étendue, les formules relatives aux *tensions longitudinales* deviennent :

$$\frac{1}{2} a^2\lambda = m\omega b \quad (16)$$

$$M = \frac{pa\lambda}{6} (3h' - a) \quad (17)$$

$$\tau = pm \frac{b}{a} \quad (18)$$

$$a + b = h' = h - d \quad (19)$$

si la fibre neutre traverse la semelle ou coïncide avec sa face inférieure (voy. fig. 832, position 1 ou 2).

Lorsque la fibre neutre traverse la nervure (voy. fig. 832, position 3), on a :

$$\frac{1}{2} a^2\lambda - \frac{1}{2} (a - g)^2 (\lambda - e) = m\omega b \quad (20)$$

$$M = \frac{p}{6a} \left[ a^2\lambda (3h' - a) - (a - g)^2 (\lambda - e) (3h' - a - 2g) \right] \quad (21)$$

avec les relations (18) et (19).

Lorsqu'il s'agit de vérifier une construction donnée, le problème se traite de la même manière que pour l'armature double (n° 519). Les formules relatives à la détermination de  $a$  deviennent :

$$a = -\frac{m\omega}{\lambda} + \sqrt{\frac{m^2\omega^2}{\lambda^2} + 2\frac{m\omega h'}{\lambda}} \quad (22)$$

lorsque  $a < \text{ou} = g$ , et :

$$a = -\frac{1}{e} [g(\lambda - e) + m\omega] + \sqrt{\frac{1}{e^2} [g(\lambda - e) + m\omega]^2 + \frac{2}{e} \left[ \frac{1}{2} g^2(\lambda - e) + m\omega h' \right]} \quad (23)$$

lorsque  $a > g$ .

De même,  $p$  est donné, dans le premier cas, par la formule :

$$p = \frac{6M}{a\lambda(3h' - a)} \quad (24)$$

et, dans le second cas, par :

$$p = \frac{6Ma}{a^2\lambda(3h' - a) - (a - g)^2(\lambda - e)(3h' - a - 2g)} \quad (25)$$

$\tau$  est toujours fourni par la même équation (18).

Supposons maintenant qu'il s'agisse d'une construction en projet. La marche à suivre diffère suivant les conditions imposées. Admettons d'abord que l'on pose comme condition, d'atteindre à la fois pour  $p$  et  $\tau$  les valeurs limites. Dans ce cas, le problème, pour être déterminé, exige que l'on se donne encore deux des éléments suivants : largeur  $\lambda$ , épaisseur  $g$  de la semelle ou hauteur utile  $h'$  de la poutre.

Généralement  $\lambda$  est une donnée de la question. L'épaisseur  $g$  du hourdis est souvent imposée par la stabilité propre de ce hourdis considéré comme dalle fléchissant entre les poutres. Si elle est indéterminée, on peut, au lieu de cette donnée, s'astreindre à faire coïncider la face inférieure du hourdis avec la fibre neutre ou à la descendre plus bas, ce qui permet d'effectuer les calculs comme s'il s'agissait d'une dalle de largeur  $\lambda$ .

Dans l'un ou l'autre cas, on commence par calculer la valeur de  $a$  dans cette dernière hypothèse par la formule :

$$a = \sqrt{\frac{6M}{p\lambda \left[ 2 + 3 \frac{\tau}{pm} \right]}} \quad (26)$$

Si l'on peut faire en sorte que  $g$  soit  $>$  ou  $= a$ , on détermine, dans la même hypothèse, la valeur de  $h'$  et celle de  $\omega$  par les formules :

$$h' = \left( 1 + \frac{\tau}{pm} \right) a \quad (27)$$



et

$$\omega = \frac{pa\lambda}{2\tau} \quad (28)$$

Si, au contraire,  $g$  est imposé et  $< a$ , les calculs doivent être repris à nouveau par d'autres formules. Le plus simple est alors d'opérer par tâtonnements, en se donnant des valeurs de  $h'$ , dont on déduit celles de  $a$  par la formule :

$$a = \frac{h'}{1 + \frac{\tau}{pm}} \quad (29)$$

puis de reporter ces valeurs dans la relation :

$$M = \frac{p}{6a} [a^2\lambda (3h' - a) - (a - g)^2 (\lambda - e) (3h' - a - 2g)] \quad (30)$$

qui doit être vérifiée. Lorsque l'on a obtenu les valeurs exactes de  $a$  et de  $h'$  on en déduit :

$$\omega = \frac{a^2\lambda - (a - g)^2 (\lambda - e)}{2m (h' - a)} \quad (31)$$

L'épaisseur  $e$  de la nervure doit être telle que l'on puisse y loger les barres de l'armature inférieure. C'est la seule condition qui la détermine en dehors de celles relatives à l'exécution et à l'aspect. Cette épaisseur doit d'ailleurs être aussi forte que possible, en vue de résister aux efforts de cisaillement.

Pour le calcul des *efforts de glissement*, on peut encore appliquer les formules (14) et (15) ci-dessus en posant dans le premier cas (fibre neutre en 1 ou 2) :

$$I = \frac{1}{6} a^2\lambda (3h' - a) \quad (32)$$

et dans le second cas (fibre neutre en 3) :

$$I = \frac{1}{6} a^2\lambda (3h' - a) - \frac{1}{6} (a - g)^2 (\lambda - e) (3h' - a - 2g) \quad (33)$$

Lorsque l'expression (32) est d'application, les formules (14) et (15) deviennent :

$$\theta_0 = \frac{K}{e \left[ h' - \frac{a}{3} \right]} \quad (34)$$

$$\theta_m = \frac{\Delta M}{\sigma \left[ h' - \frac{a}{3} \right]} \quad (35)$$

**522. Poutres en T renversé.** — Ce dispositif a été préconisé par quelques auteurs (voy. chap. I, n° 37 et ci-après nos 600, 602), mais il est rarement employé. Il est cependant utile à considérer même en pratique, parce qu'il représente le mode de fonctionnement des parties extrêmes des poutres de planchers ordinaires encastées sur leurs appuis, la *semelle* étant *étendue* et la *nervure comprimée*.

**523. Tensions longitudinales.** — On doit encore distinguer trois cas, selon la position de la fibre neutre (fig. 833).

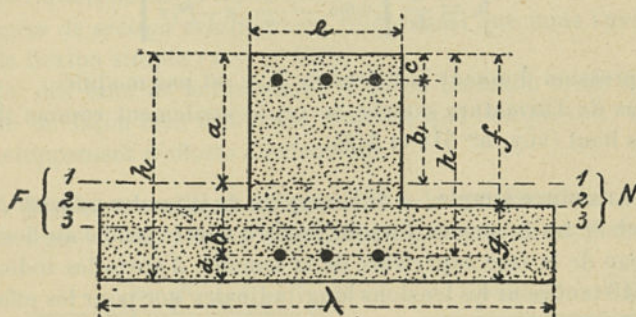


Fig. 833.

Lorsque celle-ci tombe au-dessus de la face supérieure de la semelle, les formules sont les mêmes que pour les dalles et pièces de section rectangulaire (voy. n° 514), la largeur utile étant à nouveau représentée par la notation  $e$ .

Il en est encore ainsi lorsque la fibre neutre coïncide avec la face supérieure de la semelle, et l'on a :  $h - a = g$ .

Lorsque la fibre neutre vient dans l'épaisseur de la semelle, la partie comprimée s'augmente d'une partie de cette semelle. Les formules deviennent :

$$\frac{1}{2} a^2 e + \frac{1}{2} (a - f)^2 (\lambda - e) + m (\omega_1 b_1 - \omega b) = 0 \quad (36)$$

$$I = \frac{1}{3} a^3 e + \frac{1}{3} (a - f)^3 (\lambda - e) + m (\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \quad (37)$$

Les relations qui définissent  $\tau$  et  $\tau_1$  restent les mêmes que précédemment.

**524. Efforts de glissement.** — Sur la hauteur de la nervure le taux de cisaillement du béton doit être calculé en fonction de la largeur  $e$ .



Si donc la fibre neutre occupe la position (1) ou (2) (fig. 832), l'effort de glissement maximum dans le béton est donné par la formule (14) du n° 520. Si la fibre neutre coupe la semelle (position 3), la formule devient :

$$\theta_0 = \frac{K}{I\lambda} mb\omega \quad (38)$$

Le maximum ne se produit plus alors sur la fibre neutre, mais au niveau de la face supérieure de la semelle où l'on a :

$$\theta_0 = \frac{K}{Ie} \left[ mb\omega - \frac{1}{2} (a-f)^2 e \right] \quad (39)$$

L'expression donnant la valeur de  $\theta_m$  n'est pas modifiée.

Le cas de l'armature courbe se traite également comme il a été dit plus haut (voy. nos 514 et 515).

**525. Armature simple.** — Si la semelle de la poutre est seule-armée, le calcul se traite encore, lorsque la fibre neutre tombe au-dessus ou au niveau de la face supérieure de la semelle, d'après les indications du n° 516 tant pour les tensions longitudinales que pour les efforts de glissement.

Lorsque la fibre neutre coupe la semelle, les équations (36) et (37) ci-dessus relatives au cas de l'armature double deviennent :

$$\frac{1}{2} a^2 e + \frac{1}{2} (a-f)^2 (\lambda - e) = m\omega b \quad (40)$$

$$M = \frac{p}{6a} \left[ a^2 e (3h' - a) + (a-f)^2 (\lambda - e) (3h' - a - 2f) \right] \quad (41)$$

#### D. — Flexion composée. (Voûtes)

**526. Pièces faiblement armées.** — Nous passons au cas où le solide étudié est soumis à l'action de forces extérieures obliques par rapport à son axe longitudinal, lequel peut être *droit* ou *courbe*.

Dans chacune des sections du solide, l'action de l'un des tronçons sur l'autre peut être ramené à une force agissant au centre de gravité de la section du béton et un couple M. La force résultante se décompose en une composante N, tangente à l'axe longitudinal, et une autre K, perpendiculaire à cet axe.

La composante N peut être de la compression ou de l'extension. Nous aurons toujours en vue le cas de la compression, qui est le plus fréquent.

Les formules ne seront données que pour les pièces de *section*

*rectangulaire*. S'il y a lieu, les calculs relatifs à une section en T peuvent en être déduits d'après les indications données plus haut pour la flexion simple (nos 518 à 525).

L'application la plus importante de la théorie de la flexion composée est le calcul des voûtes. On sait que, dans ce genre d'ouvrages, les efforts  $K$  n'ont jamais qu'une valeur relativement faible. L'expérience nous a montré du reste (voy. n° 480) que les voûtes en béton armé ne périssent pas par cisaillement. Il ne sera donc question dans ce qui suit que du calcul des *tensions longitudinales*.

Nous traiterons en premier lieu le cas d'une pièce munie de deux armatures de *section relativement faible* ainsi que nous l'avons fait pour la flexion simple (voy. n° 510).

La loi des taux de fatigue dans la pièce en béton armé doit être étudiée de façon bien différente, suivant que l'on prévoit, ou non, le développement d'efforts d'extension.

**527. Section travaillant uniquement à la compression.** — Considérons d'abord une section soumise *uniquement* à des forces élas-

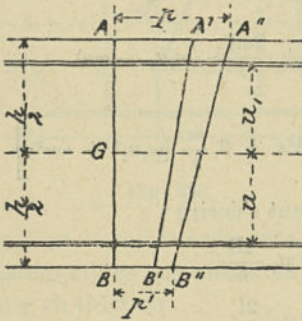


Fig. 834.

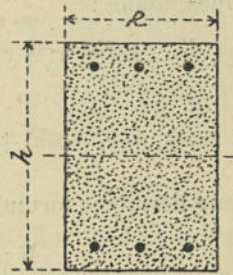


Fig. 835.

*tiques de compression* (figg. 834-835). Cette section  $AB$  vient en  $A'B'$  et les taux de fatigue du béton peuvent être représentés par le trapèze  $A''B''A'''B'''$ .

Désignons par :

$\omega$  et  $\omega_1$  la section de l'armature inférieure et celle de l'armature supérieure ;

$p$  et  $p'$  les pressions maxima et minima du béton ;

$\tau$  et  $\tau_1$  la pression moyenne respective de chaque armature.

Soient en outre :

$$p_1 = \frac{p + p'}{2}$$



et

$$p_2 = \frac{p - p'}{2}$$

L'équation de projection s'écrit :

$$N = p_1 h e + \tau_1 \omega_1 + \tau \omega \quad (1)$$

et l'équation du moment autour du centre de gravité G de la section de la pièce :

$$M = \frac{1}{6} p_2 h^2 e + \tau_1 \omega_1 u_1 - \tau \omega u \quad (2)$$

La loi de conservation des sections planes fournit les conditions suivantes, si nous continuons à désigner par  $m$  le rapport  $\frac{E}{E'}$  du coefficient d'élasticité du métal à celui du béton à la compression :

$$\tau = m \left( p_1 - p_2 \frac{2u}{h} \right) \quad (3)$$

$$\tau_1 = m \left( p_1 + p_2 \frac{2u_1}{h} \right) \quad (4)$$

ce qui nous donne :

$$N = p_1 [h e + m (\omega_1 + \omega)] + \frac{2m p_2}{h} (\omega_1 u_1 - \omega u) \quad (5)$$

et

$$M = m p_1 (\omega_1 u_1 - \omega u) + p_2 \left[ \frac{1}{6} h^2 e + 2 \frac{m}{h} (\omega_1 u_1^2 + \omega u^2) \right] \quad (6)$$

Ces deux dernières formules peuvent s'écrire :

$$N = p_1 A + p_2 \frac{2B}{h} \quad (7)$$

$$M = p_1 B + p_2 \frac{2I}{h} \quad (8)$$

si l'on pose :

$$A = h e + m (\omega_1 + \omega) \quad (9)$$

$$B = m (\omega_1 u_1 - \omega u) \quad (10)$$

$$I = \frac{1}{12} h^2 e + m (\omega_1 u_1^2 + \omega u^2) \quad (11)$$

Ces formules ne sont applicables que lorsqu'il ne se produit pas d'effort d'extension dans la section étudiée. On doit donc avoir  $p_1 > p_2$ .

On tire de (7) et (8) :

$$p_1 = \frac{IN - BM}{IA - B^2} \quad (12)$$

$$p_2 = \frac{h}{2} \frac{AM - BN}{IA - B^2} \quad (13)$$

On a donc la condition :

$$\frac{M}{N} < \frac{2I + Bh}{Ah + 2B} < y$$

$M = N$   
 donc  $\frac{M}{N} = y$   
 (14)

Or, l'expression  $\frac{M}{N}$  n'est autre que la distance du point où la résultante des forces sollicitantes coupe la section considérée au centre de gravité G de cette section. Le second membre de l'inégalité ci-dessus définit donc l'excentricité de la résultante au delà de laquelle celle-ci développe des efforts d'extension, c'est-à-dire la limite du *noyau central* de la section.

528. Section travaillant partiellement à la traction. — Passons maintenant au cas où la résultante a une excentricité telle que l'on doive prévoir le développement d'efforts d'extension.

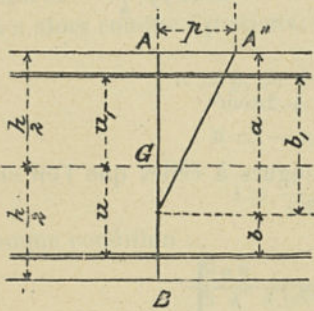


Fig. 836.

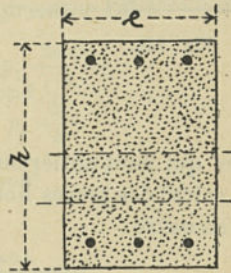


Fig. 837.

Reprenant le solide considéré plus haut (figg. 836-837), nous obtenons les équations suivantes, en admettant que l'armature inférieure soit mise en traction :

$$N = \frac{1}{2} p a e + \tau_1 \omega_1 - \tau \omega \tag{15}$$

$$M = \frac{1}{2} p a e \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{3} a \right) + \tau_1 \omega_1 u_1 - \tau \omega u \tag{16}$$

$$\tau = p \frac{mb}{a} \tag{17}$$

$$\tau_1 = p \frac{mb_1}{a} \tag{18}$$

Les deux premières peuvent s'écrire :

$$N = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e + m (\omega_1 b_1 - \omega b) \right] \tag{19}$$

$$M = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{3} a \right) + m (\omega_1 b_1 u_1 + \omega b u) \right] \tag{20}$$



L'expression entre crochets, dans cette dernière formule, est encore un moment d'inertie.

**529. Armature symétrique.** — Ces formules se simplifient beaucoup dans le cas où les armatures sont symétriques. On a :

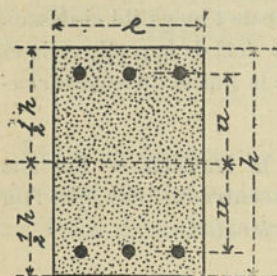


Fig. 838.

$$\omega = \omega_1 \text{ et } u = u_1.$$

On obtient donc lorsque la section travaille *uniquement à la compression* (fig. 838) :

$$N = p_1 [he + 2m\omega]. \quad (21)$$

et

$$M = p_2 \frac{2l}{h} \quad (22)$$

où

$$I = \frac{1}{12} h^3 e + 2m\omega u^2 \quad (23)$$

formules qui sont entièrement analogues à celles que l'on emploie dans le calcul des pièces homogènes.

On a en outre :

$$\tau = m \left[ p_1 - p_2 \times \frac{2u}{h} \right] \quad (24)$$

$$\tau_1 = m \left[ p_1 + p_2 \times \frac{2u}{h} \right] \quad (25)$$

$$p = p_1 + p_2 \quad (26)$$

$$p' = p_1 - p_2 \quad (27)$$

On en déduit :

$$p_1 = \frac{N}{he + 2m\omega} \quad (28)$$

et

$$p_2 = \frac{Mh}{2l} \quad (29)$$

ce qui donne pour la condition relative à l'excentricité de la résultante :

$$\frac{M}{N} < \frac{2l}{h (he + 2m\omega)} \quad (30)$$

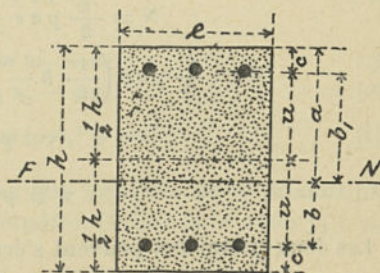


Fig. 839.

Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, la section travaille partiellement à la *traction* (fig. 839) et l'on a :

$$N = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e + m\omega (b_1 - b) \right] \quad (31)$$

$$M = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{3} a \right) + 2 m\omega u^2 \right] \quad (32)$$

$$\tau = pm \frac{b}{a} \quad (33)$$

$$\tau_1 = pm \frac{b_1}{a} \quad (34)$$

**530. Armature simple.** — Lorsque les efforts de traction tendent à se produire d'un côté seulement, on se contente souvent d'une seule armature.

On a alors comme équations, dans le *premier cas* :

$$N = p_1 (he + m\omega) - p_2 \frac{2m\omega u}{h} \quad (35)$$

$$M = -p_1 m\omega u + p_2 \frac{2I}{h} \quad (36)$$

$$I = \frac{1}{12} h^3 e + m\omega u^2 \quad (37)$$

et comme condition :

$$\frac{M}{N} < \frac{2I - m\omega u h}{h (he + m\omega) - 2m\omega u} \quad (38)$$

Dans le *second cas*, il vient :

$$N = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e - m\omega b \right] \quad (39)$$

$$M = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{3} a \right) + m\omega b u \right] \quad (40)$$

avec la relation (17).

**531. Pièces fortement armées.** — Dans les formules qui précèdent on n'a pas, pour évaluer la section utile du béton, déduit l'emplacement occupé par les armatures. On n'a pas non plus tenu compte de ce que le taux de travail des diverses fibres de l'armature varie avec leur éloignement du centre de la section.

Lorsque l'armature présente une certaine importance soit comme section, soit comme hauteur, il est utile de faire ces corrections. Nous établirons les formules exactes en considérant uniquement le cas d'une *armature symétrique* (voy. n° 529).



532. Section travaillant uniquement à la compression. — Désignons par (fig. 840) :

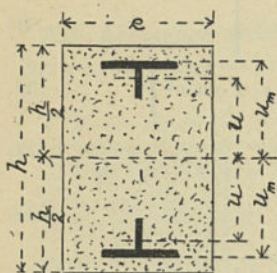


Fig. 840.

$\omega$  la section de *chacun* des deux groupes de barres.

$i$  le moment d'inertie propre de chaque groupe autour de sa fibre moyenne.

$p$  et  $p'$  les pressions maxima et minima du béton.

$\tau$  et  $\tau_1$  la pression *moyenne* respective de l'armature la moins et la plus sollicitée.

$\tau_m$  et  $\tau_{1m}$  la pression *maxima* respective de chaque armature.

$u$  le bras de levier par rapport au centre de la section de la *fibre moyenne* de chaque armature.

$u_m$  la distance au même centre des *fibres extrêmes* de chaque armature.

Prenons encore :

$$p_1 = \frac{p + p'}{2}$$

et

$$p_2 = \frac{p - p'}{2}$$

La première équation fondamentale prend la forme :

$$N = p_1 [he + 2(m-1)\omega] \quad (41)$$

On a encore :

$$M = p_2 \frac{2I}{h} \quad (22)$$

mais le moment d'inertie devient :

$$I = \frac{1}{12} h^3 e + 2(m-1)(\omega u^2 + i) \quad (42)$$

On a en outre :

$$\tau = m \left( p_1 - p_2 \frac{2u}{h} \right) \quad (43)$$

$$\tau_1 = m \left( p_1 + p_2 \frac{2u}{h} \right) \quad (44)$$

$$\tau_m = m \left( p_1 - p_2 \frac{2u_m}{h} \right) \quad (45)$$

$$\tau_{1m} = m \left( p_1 + p_2 \frac{2u_m}{h} \right) \quad (46)$$

Les équations (41) et (22) donnent.

$$p_1 = \frac{N}{he + 2(m-1)\omega} \tag{47}$$

et

$$p_2 = \frac{Mh}{2I} \tag{29}$$

Il vient donc pour la condition relative à l'excentricité de la résultante :

$$\frac{M}{N} < \frac{2I}{h[he + 2(m-1)\omega]} \tag{48}$$

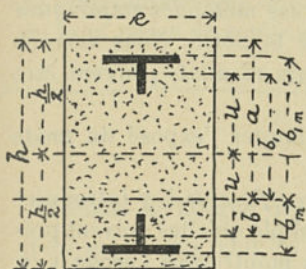


Fig. 841.

**533. Section travaillant partiellement à la traction.** — Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite et si l'excentricité de la résultante est telle que l'armature inférieure est sollicitée toute entière à la traction, on a (fig. 841) :

$$N = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e + (m-1) \omega b_1 - m \omega b \right] \tag{49}$$

$$M = \frac{p}{a} \left[ \frac{1}{2} a^2 e \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{3} a \right) - (\omega u b_1 + i) + 2m(\omega u^2 + i) \right] \tag{50}$$

$$\tau_m = pm \frac{b_m}{a} \tag{51}$$

$$\tau_{1m} = pm \frac{b_{1m}}{a} \tag{52}$$

§ 4.

MÉTHODES USUELLES ET FORMULES PRATIQUES

**534. Généralités.** — L'exposé auquel sont consacrés les trois premiers paragraphes de ce chapitre est la part contributive des théoriciens et des expérimentateurs dans le développement progressif du béton armé. Les faits et les idées que nous y avons relatés suffiraient sans doute, à eux seuls, pour établir la *méthode pratique de calcul* qui est l'objet final de nos recherches. Mais ce serait faire table rase des enseignements donnés par les constructeurs.

Ceux-ci, nous l'avons fait remarquer déjà (voy. chap. I, n° 6),



n'ont pas eu grand souci de la théorie jusqu'à présent. La plupart se contentent de formules empiriques généralement très simples. Leurs méthodes, dont beaucoup sont spéciales à certains systèmes, donnent satisfaction dans les limites d'application pour lesquelles elles ont été imaginées.

Faire abstraction de ces méthodes, ce serait méconnaître l'esprit même du nouveau système de construction qui est né et a vécu de l'observation des faits.

Nous aurons donc, tout d'abord, à étudier ces *méthodes empiriques* et à reconnaître en quoi elles diffèrent de la nôtre. Nous verrons par là que, si leurs principes sont faux, leurs résultats peuvent être exacts dans certaines conditions.

Ce point étant acquis, nous pourrons aborder l'exposé du mode d'emploi de nos formules.

Après avoir fait choix de la valeur des *coefficients* à y introduire nous donnerons à nos équations la forme simple qu'elles doivent présenter dans l'*application* courante et nous montrerons l'usage à en faire dans les différents cas de la pratique.

Nous nous attacherons à donner à nos développements un caractère aussi élémentaire que possible, de manière à faciliter l'emploi de cette méthode, en mettant sous la main des praticiens les formules qui leur sont immédiatement utiles.

### 1° MÉTHODES EMPIRIQUES.

#### A. — Pièces droites sollicitées à la compression.

**535. Méthode Hennebique.** — Pour déterminer la résistance des piliers et murs de son système (voy. chap. II, nos 126-127 et 142), M. HENNEBIQUE admet que le béton et l'armature peuvent atteindre simultanément leurs taux limites de compression, qu'il fixe respectivement : pour le béton à  $p' = 25$  kilogrammes par centimètre carré et pour le fer à  $\tau = 1000$  kilogrammes par centimètre carré (ou 10 kilogrammes par millimètre carré).

Il pose donc simplement :

$$P = p' \Omega + \tau \omega \quad (1)$$

les notations  $P$ ,  $\Omega$  et  $\omega$  étant celles du n° 507.

Notre méthode de calcul diffère de celle-ci en ce que nous admettons que, le taux de travail  $p$  du béton étant connu, celui  $\tau$  du fer en résulte par la relation :

$$\tau = mp$$

Pour que les chiffres admis par M. HENNEBIQUE fussent exacts, il faudrait que le rapport  $m = \frac{E}{E'}$  fût égal à  $\frac{1000}{25} = 40$ . Aucune expérience directe n'a, que nous sachions, fourni un chiffre aussi élevé. En réalité  $m$  a une valeur voisine de 10 (voy. n° 435). L'armature travaille donc non pas à 10 kilogrammes mais à 2,5 kg. seulement par millimètre carré. Il en résulte que, dans les constructions HENNEBIQUE, le béton est toujours comprimé à un taux supérieur à 25 kilogrammes par centimètre carré. On peut écrire, pour la valeur du taux réel  $p$  de compression du béton :

$$p = 25 \times \frac{1 + 40 \times \frac{\omega}{\Omega}}{1 + m \times \frac{\omega}{\Omega}}$$

L'excès de fatigue dépend donc de la valeur du pourcentage  $\frac{\omega}{\Omega}$ ; il est maximum pour les pièces le plus fortement armées.

Admettons  $m = 10$ ; pour  $\frac{\omega}{\Omega} = 0,005$ , qui peut être considéré comme un minimum, on a  $p = 29$  kilogrammes par centimètre carré. En général, le rapport  $\frac{\omega}{\Omega}$  ne dépasse pas 0,05; pour cette dernière valeur on a  $p = 50$  kilogrammes par centimètre carré.

La règle empirique de M. HENNEBIQUE conduit donc à admettre des taux de pression variant de 29 à 50 kilogrammes par centimètre carré pour un béton dosé à 300 kilogrammes environ de ciment au mètre cube.

**536. Autre méthode.** — Certains constructeurs, considérant spécialement des pièces comprimées dont l'armature ne représente qu'une faible portion de la section totale, admettent que la résistance du béton doit seule entrer en compte dans le calcul, l'armature n'ayant pour but que de s'opposer aux efforts de flambage.

Si donc  $p'$  est le taux de pression admis pour le béton,  $P$  l'effort sollicitant et  $\Omega$  la section totale de la pièce, ils écrivent :

$$P = p' \Omega \quad (2)$$

Les partisans de cette formule, et notamment M. MATRAI, qui l'applique au calcul de ses poteaux (voy. chap. I, n° 54), adoptent d'ailleurs pour  $p'$  une valeur constante indépendante de l'armature.

Si l'on prend comme d'habitude  $p' = 25$  kilogrammes par centimètre carré, la sécurité est toujours mieux assurée que dans les autres



méthodes, car on a pour le taux réel du béton :

$$p = \frac{25}{1 + m \frac{\omega}{\Omega}}$$

Dans l'application de cette méthode, on adopte généralement une proportion d'armature de 1 p. 100 pour le fer et  $\frac{1}{2}$  p. 100 pour l'acier.

Avec ces pourcentages, la méthode est suffisamment exacte. Si  $m = 10$ , on a en effet, pour  $\frac{\omega}{\Omega} = 0,005$ ,  $p = 24$  et pour  $\frac{\omega}{\Omega} = 0,01$   $p = 23$  kilogrammes par centimètre carré. Mais il va de soi que, si l'armature présente une section plus forte, la méthode, en assurant au béton un taux de travail de plus en plus réduit, finit par devenir inacceptable en pratique.

Ce mode de calcul ne peut donc être généralisé. C'est là, on le sait, le moindre défaut de toutes les méthodes empiriques.

#### B. — Pièces droites sollicitées à la flexion.

##### a) Dalles.

**537. Méthode Koenen-Wayss.** — Cette méthode est la plus employée encore aujourd'hui en Allemagne (voy. chap. I, n° 6), pour le calcul des dalles MONIER et notamment des hourdis de planchers (voy. chap. II, nos 62-63) de ce système et des systèmes similaires. Elle a été exposée comme suit en 1886 par M. KOENEN, directeur de la maison WAYSS de Berlin (*Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau*).

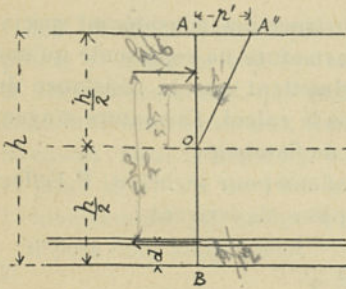


Fig. 842.

Considérons une dalle à armature simple (fig. 842). Nous pouvons admettre approximativement, en négligeant la résistance du béton à l'extension, que le couple résistant se règle de telle sorte que la fibre neutre soit au milieu de l'épaisseur de la dalle, comme si celle-ci était homogène.

La compression des fibres du béton étant représentée par la loi droite  $OA'$ , la résultante agit à une distance de la face supérieure égale à  $\frac{1}{3} \frac{h}{2} = \frac{h}{6}$ . La résultante des tractions se

trouve au niveau de l'armature. M. KOENEN admet qu'en pratique on puisse prendre  $d = \frac{h}{12}$ . Cela étant, soit :

- $p'$  le taux maximum de pression de béton = AA";
- $\tau'$  le taux d'extension de l'armature ;
- $\omega$  la section totale des barres de résistance de l'armature ;
- $e$  la largeur de la dalle considérée.

L'égalité des deux forces du couple résistant donne : *(en supposant homogène)*

$$\frac{h}{2} \times e \times \frac{p' - \frac{p' \cdot h}{4}}{2} = \frac{p' \cdot h}{4} e = \tau' \omega \quad (3)$$

Le bras de levier du couple est égal à  $h - \frac{h}{6} - \frac{h}{12} = \frac{3}{4} h$ . On a donc, M étant le moment des forces extérieures :

$$M = \frac{p'h}{4} e \times \frac{3}{4} h$$

ou 
$$M = \frac{3}{16} p'e h^2 \quad (4)$$

Ces deux relations peuvent s'écrire :

$$\omega = \frac{1}{4} \frac{p'}{\tau'} h e \quad (5)$$

$$h = \frac{16M}{3p'e} \quad h = \sqrt{\frac{16M}{3p'e}} = \frac{\sqrt{16}}{\sqrt{3}} \sqrt{\frac{M}{p'e}} = 2,31 \sqrt{\frac{M}{p'e}} \quad (6)$$

*similitudes*

On considère généralement aujourd'hui que la distance  $d = \frac{h}{12}$  est trop faible pour pouvoir être réalisée pratiquement. On adopte d'habitude  $d = \frac{h}{6}$ . Le bras de levier du couple devient  $h - \frac{h}{6} - \frac{h}{6} = \frac{2}{3} h$  et on a pour l'équation de moment :

$$M = \frac{p'h}{4} e \times \frac{2}{3} h$$

ou

$$M = \frac{1}{6} p'e h^2$$

$$M = R \frac{1}{6} = p' \frac{e h^2}{(7)6} \text{ jusqu'à } \frac{e}{6}$$

c'est-à-dire précisément celle que l'on obtiendrait pour une dalle homogène. Dans ce cas, en effet, la résultante des efforts de traction sous la fibre neutre est également située à  $\frac{h}{6}$  de la face inférieure.

On en déduit :

$$\sqrt{6} = 2,45 \quad \boxed{h = 2,45 \sqrt{\frac{M}{p'e}}} \quad (8)$$

Cette méthode ainsi corrigée suppose donc, en définitive, que l'ar-



mature remplace le béton fissuré sans modifier le couple résistant de la pièce.

M. KOENEN admet implicitement que dans la dalle considérée le béton et le fer atteignent simultanément leurs taux de travail limites. Il est d'usage aujourd'hui de calculer les dalles MONIER avec les coefficients :

$p' = 30$  kg par  $\text{cm}^2$  pour le béton ;

$\tau' = 750$  kg par  $\text{cm}^2$  ( $7^{\text{kg}},5$  par  $\text{mm}^2$ ) pour le fer.

On a donc :

$$\omega = \frac{hc}{100} \quad (9)$$

$$M = 5 eh^2 \quad (10)$$

$$h = 0,45 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (11)$$

ou

Ces formules servent de base à la règle pratique suivante : *Lorsqu'une dalle Monier est armée à 1 p. 100, son moment résistant vaut  $5 eh^2$  (unités : kilogramme et centimètre).*

Dans l'application des formules précédentes au système MONIER proprement dit, il est d'usage de considérer la dalle comme appuyée librement sur ses supports, ce qui se présente d'ailleurs fréquemment dans les hourdis de planchers. Pour une charge uniformément répartie égale à  $q$  par unité de surface, on écrit donc,  $l$  étant la portée :

$$M = \frac{1}{8} ql^2 \quad (12)$$

Dans d'autres systèmes, qui ont pour principe de profiter autant que possible de l'encastrement aux appuis, on tient compte de cet encastrement dans les calculs. On se contente généralement de vérifier la stabilité au milieu de la portée<sup>4</sup>. Pour le système KOENEN (*Voutenplatte*) (chap. II, n° 65), on suppose l'encastrement parfait et l'on écrit :

$$M = \frac{1}{24} ql^2 \quad (13)$$

La méthode KOENEN, considérée comme méthode empirique, est évidemment très rationnelle. Elle donne un moment résistant proportionnel à  $eh^2$ , ce qui est conforme aux indications de l'expérience (voy. nos 469 et 474), dont nous avons déduit, pour le moment de rupture, une relation de la forme  $M = \mu eh^2$ . Si on admet que le coeffi-

<sup>4</sup> On reviendra sur ce point spécial aux nos 569 et 593.

cient  $\mu$  vaut 2 000  $\varphi$  (voy. n° 477),  $\varphi$  étant le pourcentage  $\frac{\omega}{he}$ , on a, pour  $\varphi = 0,01$ ,  $M = 20 eh^2$ . La formule  $M = 5 eh^2$  donne donc une sécurité de 4 par rapport à la rupture, ce qui paraît suffisant pour les hourdis de planchers dans les conditions ordinaires.

Ainsi appliquée, la méthode KOENEN ne peut prêter à la critique. Mais son défaut principal, qui met obstacle à toute généralisation possible de ses formules, est l'erreur qu'elle commet quant à la fibre neutre. Celle-ci est supposée fixe et indépendante de l'importance de l'armature. Or, il est certain que, suivant que la dalle est plus ou moins fortement armée, la fibre neutre doit varier de position et nous verrons plus loin (n° 572) qu'en appliquant notre méthode de calcul, on trouve pour la zone comprimée des épaisseurs très différentes selon le pourcentage.

L'emplacement que donne l'hypothèse première à la fibre neutre correspond à une proportion d'armature notablement plus forte que celle que l'on admet d'habitude pour les dalles. La zone comprimée ayant généralement une hauteur plus faible que  $\frac{h}{2}$ , le taux de travail du béton est plus élevé que la méthode ne le suppose, et cette majoration est variable selon le pourcentage.

Tenons nous-en d'abord à la règle pratique énoncée ci-dessus et considérons une dalle armée à 1 p. 100 sollicitée par un moment  $M = 5 eh^2$ . D'après les formules que nous avons données pour le cas de l'armature simple, on a (voy. n° 516) pour la hauteur  $a$  de la zone comprimée :

$$a = -\frac{m\omega}{e} + \sqrt{\frac{m^2\omega^2}{e^2} + 2\frac{m\omega}{e}h'}$$

Adoptons  $m = 10$ . Nous avons  $h' = \frac{5}{6}h$  et  $\omega = 0,01he$ ; d'où :

$$a = 0,32h$$

On en déduit :

$$p = \frac{6M}{ae(3h' - a)} = \frac{30h^2}{0,32 \times 2,18h^2} = 43 \text{ kg par cm}^2$$

$$\tau = pm \frac{h' - a}{a} = p \times 10 \times \frac{0,51}{0,32} = 690 \text{ kg par cm}^2$$

Le béton travaille à près de 50 p. 100 de plus que le taux fictif adopté (30 kilogrammes par centimètre carré) tandis que le taux de travail du fer est légèrement inférieur au chiffre supposé (750 kilogrammes par centimètre carré).



Appliquons les formules KOENEN à une dalle armée à 1/2 p. 100. Puisque l'on a :

$$\frac{\omega}{he} = \frac{1}{4} \frac{p'}{\tau'} = 0,005$$

si nous prenons  $p' = 30$  nous devons admettre :

$$\tau' = \frac{p'}{4 \times 0,005} = 1500$$

et dans ce cas nous avons encore :

$$M = 5 ch^2$$

Nos formules nous donnent :

$$a = 0,24 h$$

$$p = 55 \text{ kg par cm}^2$$

$$\tau = 1360 \text{ kg par cm}^2$$

La pression du béton devient encore plus forte et la tension du fer, qui reste toujours inférieure au chiffre supposé, tend également à s'en écarter davantage.

Si on admet seulement  $\tau' = 750$  comme dans le premier cas, on a alors  $p' = 15$  et  $M = 2,5 ch^2$ . Le moment étant réduit de moitié, les taux réels  $p$  et  $\tau$  subissent la même réduction mais leurs rapports avec les taux fictifs  $p'$  et  $\tau'$  ne changent pas.

On voit donc que, plus la dalle est faiblement armée, plus l'erreur commise sur le taux de travail du béton augmente. On montrerait de même que cette erreur diminue lorsque le pourcentage devient plus fort.

**538. Calcul des dalles armées de métal déployé.** — Pour les dalles-hourdis pourvues d'une armature simple en *métal déployé* (voy. chap. II, nos 68-69) c'est également la méthode KOENEN qui est généralement en usage; mais l'on admet en outre que la feuille de métal déployé vaut, au point de vue de la résistance, le double de son poids employé comme tiges de résistance dans une dalle MONIER.

Étant donné qu'une dalle MONIER armée à 1 p. 100, c'est-à-dire contenant 0,78 kg. de fer par mètre carré et par centimètre d'épaisseur en barres de résistance, peut supporter un moment égal à  $M = 5 h^2$  par centimètre de largeur, on admet donc qu'une dalle armée de 0,40 kg. de métal déployé par mètre carré et par centimètre d'épaisseur possède la même résistance.

C'est d'après cette règle qu'est dressé le tableau du n° 69. Les

dalles armées suivant les indications de ce tableau sont admises à supporter un moment sollicitant  $M = 5eh^2$ .

Comme pour les dalles MONIER, on calcule le moment maximum par la formule :

$$M = \frac{1}{8} q^2 l$$

La critique qui vient d'être faite de la méthode KOENEN montre immédiatement par où pèche ce mode de calcul.

Une dalle armée à 1/2 p. 100 soumise à un moment  $M = 5 eh^2$  éprouve, comme on vient de le voir, des taux de travail de :

$p = 55$  kilogrammes par centimètre carré dans le béton et

$\tau = 1360$  kilogrammes par centimètre carré dans l'armature

alors que, pour une dalle MONIER armée à 1 p. 100, on a  $p = 43$  et  $\tau = 690$ .

Le métal déployé travaille donc à un taux double des tiges de résistance du treillis MONIER. Cette majoration de travail suppose que la limite d'élasticité du métal dont l'armature est faite (acier écroui) est double de celle du fer ordinaire (voy. à ce sujet n° 561). Mais le béton est également sollicité plus fortement (30 p. 100 environ). Il n'y a aucune raison d'en agir ainsi, d'autant plus que, dans la pratique, les dalles de ce système sont souvent faites de béton de mâchefer (voy. chap. III, n° 392) moins résistant que le béton ordinaire (voy. n° 556).

Dans ces conditions, la sécurité est moindre qu'avec les dalles MONIER.

**539. Méthode Hennebique.** — Pour le calcul des dalles de son système qu'il s'agisse de planchers complets (voy. chap. II, n° 89) ou de hourdis de planchers à poutres (n° 96), M. HENNEBIQUE a établi la théorie suivante, que l'on peut d'ailleurs appliquer également aux dalles des autres systèmes.

Il admet, comme M. KOENEN (n° 537) et comme nous, que le béton ne travaille pas à la traction. Il adopte en outre les deux hypothèses suivantes :

1° La fatigue du béton est uniforme dans toute la partie comprimée de la section ;

2° Le moment des forces élastiques de pression est égal à celui des forces élastiques de tension.

Si on désigne par  $a'$ ,  $p'$  et  $\tau'$  les valeurs que prennent nos notations  $a$ ,  $p$  et  $\tau$  (voy. n° 511) dans cette méthode, la résultante des pressions



dans le cas d'une pièce non armée dans sa partie comprimée est égale à :

$$p' a' e$$

celle des tensions est :

$$\tau' \omega$$

Leurs moments sont respectivement :

$$\frac{p'a'^2e}{2} \quad \text{et} \quad \tau'\omega(h'-a').$$

Ils sont tous deux égaux à la moitié du moment des forces extérieures. On a donc :

$$\frac{p'a'^2e}{2} = \frac{M}{2}$$

et

$$\tau'\omega(h'-a') = \frac{M}{2}$$

d'où l'on tire :

$$a' = \sqrt{\frac{M}{p'e}} \quad (14)$$

et

$$\omega = \frac{M}{2 \tau' \left( h' - \sqrt{\frac{M}{p'e}} \right)} \quad (15)$$

L'épaisseur utile  $h'$  de la pièce est supposée connue. *Donnée*

Les deux hypothèses sur lesquelles ce calcul est basé sont d'une fausseté évidente :

On ne peut admettre que la pression du béton soit uniforme ; la méthode ne peut donc donner qu'une pression moyenne ; encore fait-elle erreur sur la position de son centre d'application.

Il n'est pas exact que les moments des deux semelles de la poutre hétérogène soient égaux. En effet, les résultantes des forces élastiques de la zone comprimée et de la zone étendue de la section sont égales en vertu de l'équation de projection horizontale. D'autre part, les bras de levier de ces résultantes par rapport à la fibre neutre sont manifestement différents. L'expérience le montre et la théorie le confirme. Les moments ne sauraient donc être égaux<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Nos formules montrent que les deux moments résistants partiels fournis par le béton et par le métal sont entre eux, dans une pièce à armature simple, dans le rapport  $\frac{2a}{3b} = \frac{2}{3} \frac{pm}{\tau}$ . Pour  $p = 30$ ,  $m = 10$ ,  $\tau = 600$ , ce rapport est égal à  $\frac{4}{3}$ . Le béton équilibre donc le quart du moment fléchissant et l'armature les trois quarts.

Pour le béton, M. HENNEBIQUE admet comme taux de travail en général 25 kilogrammes par centimètre carré, mais quelquefois aussi 30 kilogrammes. Pour le fer, il adopte un taux de 1 000 kilogrammes par centimètre carré. Pour l'acier, il prend 1 200, 1 300 ou 1 500 kilogrammes par centimètre carré.

Admettons :

$$p' = 25 \text{ kg par cm}^2$$

$$\tau' = 1,000 \text{ kg par cm}^2.$$

On a :

$$a' = 0,2 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (16)$$

et

$$\omega = \frac{M}{2000 \left( h' - 0,2 \sqrt{\frac{M}{e}} \right)} \quad (17)$$

La formule (16) fixe la position de la fibre neutre sans avoir égard à la hauteur de la pièce. Celle-ci, que l'on doit se donner *à priori*, n'intervient que dans la relation (17) pour déterminer la section de l'armature.

Il en résulte pour les pièces calculées par cette méthode une sécurité très variable selon la hauteur adoptée.

Prenons tout d'abord une dalle d'épaisseur très réduite. Dans les constructions HENNEBIQUE on ne descend guère en dessous de :

$$h' = \frac{3a'}{2}$$

On a, dans ce cas limite, les relations suivantes :

$$h' = 0,3 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

$$\omega = 0,005 \sqrt{Me}$$

Vérifions la pièce ainsi construite en appliquant notre méthode de calcul. Admettons que  $m = 10$ . Nous obtenons :

$$a = -10 \frac{\omega}{e} + \sqrt{\frac{100 \omega^2}{e^2} + \frac{20 \omega h'}{e}} = 0,13 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

$$p = \frac{6M}{ae(3h' - a)} = \frac{6M}{0,13 \sqrt{\frac{M}{e}} \times 0,77 \sqrt{\frac{M}{e}} \times e} = 60 \text{ kg par cm}^2.$$

$$\tau = pm \frac{(h' - a)}{a} = 60 \times 10 \times \frac{0,17 \sqrt{\frac{M}{e}}}{0,13 \sqrt{\frac{M}{e}}} = 78\frac{1}{2} \text{ kg par cm}^2$$



Considérons d'autre part le cas d'une pièce de grande hauteur<sup>1</sup>.  
M. HENNEBIQUE ne dépasse pas généralement :

$$h' = \frac{5a'}{2}.$$

On a alors :

$$h' = 0,5 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

$$\omega = 0,0017 \sqrt{Me}$$

Nous obtenons de même pour  $m = 10$  :

$$a = 0,114 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

$$p = \frac{6M}{0,114 \sqrt{\frac{M}{e}} \times 1,386 \sqrt{\frac{M}{e}} \times e} = 38 \text{ kg par cm}^2.$$

$$\tau = 38 \times 10 \times \frac{0,386 \sqrt{\frac{M}{e}}}{0,114 \sqrt{\frac{M}{e}}} = 1286 \text{ kg par cm}^2.$$

On voit donc que le métal travaille tantôt plus, tantôt moins que ne le suppose M. HENNEBIQUE, tandis que le béton fatigue toujours au delà de la limite conventionnelle admise pour le taux moyen.

Nous avons vu (n° 535), à propos des pièces soumises à la compression simple, que le béton des constructions HENNEBIQUE travaille à un taux variant de 29 à 50 kilogrammes par centimètre carré. Dans les pièces fléchies, ces chiffres deviennent 38 et 60 kilogrammes, soit 20 p. 100 de plus environ.

Quant au métal, on lui demande dans ce dernier cas une tension allant de 8 à 13 kilogrammes par millimètre carré.

La discussion qui précède suppose qu'il n'y a pas de divergence d'appréciation sur la valeur du *moment des forces extérieures*. M. HENNEBIQUE calcule ce moment en tenant compte d'un *encastrement partiel* aux appuis. Il se borne d'ailleurs à faire la vérification *au milieu de la portée*, c'est-à-dire là où l'armature travaille complètement en traction et il pose :

$$M = \frac{1}{10} ql^2 \quad (18)$$

<sup>1</sup> Ce cas se rapporte plutôt aux poutres qu'aux dalles. Mais on verra plus loin (n° 542) que la méthode est la même.

Lorsque la dalle considérée présente une forme à peu près carrée en plan, M. HENNEBIQUE tient compte de la réduction de flexion due aux appuis latéraux et il prend comme valeur maxima du moment au centre de la dalle :

$$M = \frac{1}{36} q l^2 \quad (19)$$

$l$  étant la moyenne des portées mesurées dans les deux sens. Ces formules seront discutées plus loin (n<sup>os</sup> 569-570)<sup>1</sup>. (v p 618)

**540. Méthode Matrai.** — Conformément au principe de son système (voy. chap. I, n<sup>o</sup> 18), M. MATRAI ne tient pas compte, tout au moins explicitement, de la résistance du béton dans le calcul des planchers en fer-béton. Les hourdis armés de fils suspendus (voy. chap. II, n<sup>o</sup> 114) se calculent comme suit :

$Q$  étant la charge totale uniformément répartie sur la largeur de dalle correspondant à un fil,  $l$  la portée et  $f$  la flèche de la chaînette, on admet que la traction dans ce fil est donnée par la formule :

$$T = \frac{Ql}{8f} \quad (20)$$

Le taux de travail limite du fil d'acier de 5 millimètres de diamètre est fixé, dans ces conditions, à 20 kilogrammes par millimètre carré.

A supposer que le principe de cette méthode soit vrai, c'est-à-dire que le cadre auquel les fils sont suspendus soit suffisamment rigide pour que la traction horizontale développée par les fils soit entièrement vaincue par lui et n'affecte pas le béton, cette formule n'est encore qu'approximative puisqu'elle ne calcule la tension du fil que dans la section milieu alors que la traction est un peu plus forte aux appuis (voy. n<sup>o</sup> 514).  $T = \frac{Ql}{8f}$

Cette méthode est difficilement comparable à celles qui tiennent compte du béton parce que dans celles-ci, comme on vient de le voir, on est autorisé à réduire dans une certaine mesure la valeur des moments fléchissants en ayant égard à l'encastrement aux appuis ou à la présence d'appuis latéraux lorsque la dalle est soutenue par ses quatre bords, ce qui est le cas général dans le système MATRAI.

#### b) Poutres.

**541. Calcul des poutres en T. Méthode ordinaire.** — La méthode la plus simple et la plus usitée pour le calcul des poutres en T (à

<sup>1</sup> Pour le calcul des étriers des dalles HENNEBIQUE, voy. n<sup>o</sup> 544.



nervure inférieure) *armées uniquement à la traction* est la suivante : Elle est employée en Allemagne pour les hourdis nervés de divers systèmes et pour les poutres MÖLLER (chap. I, n° 31 et chap. II, n° 116 et 235, 288). En France, on en fait usage pour la vérification des poutres du système HENNEBIQUE et des planchers monolithes similaires.

On suppose :

1° Que le béton ne travaille pas en traction ; la semelle étendue est donc représentée uniquement par l'armature inférieure de la nervure supposée concentrée au niveau de son axe ;

2° Que la semelle comprimée est représentée par le hourdis et que celui-ci travaille également dans toutes ses fibres.

Reprenons les notations de la figure 832 du n° 519.

$\lambda$  est la largeur de hourdis comprise entre les milieux des panneaux attenants à la poutre considérée.

Soient en outre :

$p'$  le taux de compression du béton ;

$\tau'$  le taux d'extension du métal.

La résultante de la compression du béton est égale à :

$$p' \lambda g$$

Celle de l'extension du métal vaut :

$$\tau' \omega$$

On a donc comme équation de projection :

$$p' \lambda g = \tau' \omega \quad (1)$$

La première résultante passe à mi-hauteur du hourdis, en vertu de la deuxième hypothèse. On a donc :

$$M = p \lambda' g \left( h' - \frac{g}{2} \right)$$

ou

$$M = \tau' \omega \left( h' - \frac{g}{2} \right) \quad (2)$$

S'il s'agit d'une construction en projet, on se donne les taux de travail  $p'$  et  $\tau'$  et l'épaisseur du hourdis  $g$ .

L'équation (1) fournit  $\omega$ , sous la forme :

$$\omega = \frac{p'}{\tau'} \times \lambda g \quad (3)$$

On a ensuite :

$$h' = \frac{g}{2} + \frac{M}{p' \lambda g} \quad (4)$$

*2<sup>e</sup> / in / section* S'il s'agit d'une pièce déterminée dont on calcule la fatigue, il vient :

$$p' = \frac{M}{\lambda g \left( h' - \frac{g}{2} \right)} \quad (6)$$

et

$$\tau' = \frac{M}{\omega \left( h' - \frac{g}{2} \right)} \quad (7)$$

Les valeurs adoptées pour  $p'$  et  $\tau'$  sont assez variables. Les uns, considérant que  $p'$  est une pression *moyenne*, se limitent pour le béton à 15 kilogrammes par centimètre carré tandis que les autres vont jusque 25 kilogrammes et même davantage. Pour le fer, on prend généralement en Allemagne 7,5 à 8 kilogrammes par millimètre carré; en France le chiffre habituel est 10 kilogrammes.

Pour le moment des forces extérieures, on adopte tantôt la formule  $M = \frac{1}{8} ql^2$ , tantôt  $M = \frac{1}{12} ql^2$  ou encore  $M = \frac{1}{10} ql^2$ . La section à vérifier est prise *au milieu de la portée* de la pièce.

Les défauts de cette méthode résultent du mode d'appréciation du travail de la semelle supérieure. On admet que le hourdis fatigue *tout entier* à la compression. Cela suppose que la fibre neutre tombe au-dessous de la face inférieure du hourdis ou coïncide avec elle. Cette condition n'est pas nécessairement remplie. La deuxième hypothèse de la méthode tendrait à faire croire qu'en augmentant l'épaisseur du hourdis on pourrait réduire indéfiniment le taux de travail du béton. Or, d'après la première hypothèse, le béton ajouté au-dessous de la fibre neutre ne peut produire aucun effet. En faisant abstraction de la notion de la fibre neutre, on s'enlève le moyen de vérifier ce fait.

D'autre part, la méthode suppose que toute l'épaisseur du hourdis travaille également. Elle ne s'occupe donc que du travail *moyen* et non du travail *maximum*. Or le rapport entre les deux varie encore avec la position de la fibre neutre laquelle dépend (voy. n° 521) à la fois du pourcentage en métal et de l'épaisseur du hourdis. Le centre d'application de la compression est d'ailleurs mal placé.

**542. Méthode Hennebique.** — Les poutres du système HENNEBIQUE se calculent d'après les mêmes principes que les dalles (n° 539). On suppose en outre que la partie comprimée de la section est représentée par le hourdis.



Ce système de calcul reprend donc les hypothèses de la méthode précédente. Mais il y ajoute une erreur : au lieu d'égaliser la résultante des pressions à la résultante des tractions, M. HENNEBIQUE égale les *moments* de ces résultantes, chacun d'eux devant être égal à la moitié du moment des forces extérieures.

La marche du calcul est la suivante : Ayant fait choix de la largeur  $\lambda$  de la semelle et de son épaisseur  $g$ , on suppose qu'elle travaille à un taux uniforme  $p' = 25$  ou 30 kilogrammes par centimètre carré et l'on pose :

$$\frac{M}{2} = p'\lambda g \times \left( a' - \frac{g}{2} \right) \quad (8)$$

ce qui donne la valeur de  $a' - \frac{g}{2}$ , bras de levier de la résultante des pressions par rapport à la fibre neutre hypothétique. Ayant ainsi :

$$a' = \frac{M}{2 p' \lambda g} + \frac{g}{2} \quad (9)$$

on en déduit, connaissant  $h'$  que l'on se donne *a priori*, le bras de levier des tensions soit :

$$b' = h' - a' \quad (10)$$

Puis, admettant pour le taux de travail de l'armature  $\tau'$  le chiffre de 1 000 kilogrammes par centimètre carré pour le fer, et 1 200, 1 300 ou 1 500 kilogrammes pour l'acier, on trouve la section  $\omega$  de cette armature par la formule :

$$\frac{M}{2} = \tau' \omega \times b' \quad \text{donc} \quad \omega = \frac{M}{2 b' \tau'} \quad (11)$$

La discussion faite plus haut (n° 539) de la méthode HENNEBIQUE appliquée au calcul des dalles et celle de la méthode exposée au numéro précédent suffisent à montrer le caractère à la fois erroné et indélicat de ce mode de calcul.

Comme pour les dalles, cette méthode ne détermine pas la *hauteur* de la pièce.

Selon le cas, M. HENNEBIQUE adopte pour le moment  $M$  des forces extérieures, soit  $M = \frac{1}{8} q l^2$ , soit  $M = \frac{1}{10} q l^2$ . La première formule est généralement réservée aux *mâtresses-poutres* de planchers prenant appui sur des murs en maçonnerie ordinaire. La seconde est celle que l'on adopte pour les *poutres secondaires* dont la continuité est assurée au travers des poutres principales. Chacune de ces formules est supposée exprimer la valeur du moment maximum *au milieu de*

la portée. C'est à cet endroit que l'on se place pour déterminer les éléments de la section de la pièce. On ne vérifie pas les sections voisines des appuis <sup>1</sup>.

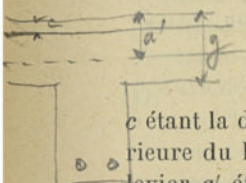
La largeur  $\lambda$  de la semelle est encore prise égale à la somme des deux demi-largeurs des panneaux de hourdis attenants. Toutefois, lorsque les poutres sont très espacées, ce qui arrive quelquefois dans ce système, on ne dépasse pas pour  $\lambda$  une largeur égale à 50 fois l'épaisseur du hourdis.

$\lambda \leq 50g$

**543. Calcul des poutres Hennebique à armature double.** — Lorsque la poutre est munie de *barres de compression* (voy. chap. II, nos 36, 144 et 285), on tient compte de leur présence en supposant, comme dans le calcul des pièces comprimées (voy. n° 535) qu'elles puissent, quoique emprisonnées dans le béton, travailler à leur taux-limite, de même que l'armature tendue.

Comme la nouvelle armature introduit dans le problème une indétermination de plus, M. HENNEBIQUE se donne *a priori* ou bien la position de la fibre neutre ou bien la section de l'armature tendue. L'équation (11) lui fournit l'autre inconnue en admettant encore que l'armature tendue équilibre  $\frac{M}{2}$ .

L'autre moitié de  $M$  est équilibrée par la semelle comprimée. Il écrit donc :



$$\frac{M}{2} = \overbrace{p\lambda g \times \left(a' - \frac{g}{2}\right)}^{\text{fibre}} + \overbrace{\tau'\omega_1 \times (a' - c)}^{\text{barre comprimée}} \quad (12)$$

$c$  étant la distance de l'axe des barres de compression à la face supérieure du hourdis et  $\omega_1$  la section totale de ces barres. Le bras de levier  $a'$  étant connu, cette équation détermine  $\omega_1$  en fonction des autres quantités, toutes supposées données.

Après ce qui a été dit de la méthode HENNEBIQUE dans les pièces comprimées (n° 535), il est presque superflu de faire remarquer que ce procédé de calcul accorde beaucoup trop d'importance à l'armature comprimée. Le taux de travail de cette armature est en réalité très limité.

On a d'ailleurs vu précédemment que les expériences à la rupture faites, tant sur les dalles (n° 468) que sur les poutres (n° 475), concordent pour montrer le rôle de l'armature comprimée comme relativement peu important.

<sup>1</sup> Voy. à ce sujet nos 569 et 593.



**544. Calcul des étriers et liaisons transversales.** — Dans aucun système de construction en béton armé, il n'est d'usage de calculer le taux de cisaillement du béton.

Mais certains constructeurs, dont le système comporte des liaisons transversales destinées à résister aux efforts de glissement, vérifient la section de métal ainsi utilisée.

M. HENNEBIQUE opère comme suit pour le calcul des étriers des poutres<sup>1</sup> :

L'effort tranchant maximum  $K$ , c'est-à-dire la réaction d'appui, étant calculé, il admet que la *moitié* de cet effort est supportée par les *barres pliées* et la *moitié* par les *étriers*. Il écrit,  $\theta_m$  étant le taux limite de cisaillement du métal :

$$\sigma = \frac{K}{2 \theta_m} \quad (13)$$

Cette formule lui donne la section *totale* des étriers sur une longueur de poutre égale à la hauteur comprise entre le centre des pressions et le centre des tractions, c'est-à-dire  $h' - \frac{g}{2}$ <sup>2</sup>. Lorsque la distance  $\Delta x$  des deux premiers étriers voisins des appuis diffère de cette valeur, il modifie proportionnellement la section à donner aux étriers. On tient d'ailleurs compte de ce que la poutre comporte  $n$  étriers dans le sens transversal et de ce que chacun comprend deux branches<sup>3</sup>. Chaque branche a donc finalement pour section :

$$\frac{K}{4 \theta_m n} \times \frac{\Delta x}{h' - \frac{g}{2}} \quad (14)$$

Le taux de cisaillement du métal est fixé à 6 ou 7 kilogrammes par millimètre carré pour le fer et 8 kilogrammes pour l'acier.

La réduction de moitié opérée sur l'effort tranchant n'est évidemment qu'une approximation assez grossière de l'influence des barres pliées. Nous en avons donné une expression plus exacte au n° 514. Mais, si cette base de calcul est admise, les formules (13) et (14) sont

<sup>1</sup> Ce calcul est applicable également aux dalles.

<sup>2</sup> Pour une dalle cette hauteur devient  $h' - \frac{a'}{2}$ .

<sup>3</sup> Le calcul n'est pas toujours fait aussi correctement. Souvent, par mesure de prudence, semble-t-il, on ne considère qu'un étrier sur deux, ou une branche pour chaque étrier; ou bien l'on ne tient pas compte des barres pliées; de sorte que la section des étriers est en réalité double de celle que donnent les formules ci-dessus.

rationnelles et coïncident à peu près avec celles que nous avons données au n° 515.

La formule (30) de notre théorie donne :

$$\sigma = \frac{\Delta M}{r \theta_m}$$

ce que l'on peut écrire approximativement :

$$\sigma = \frac{K \Delta x}{\theta_m r}$$

La notation  $r$  représente le bras de levier du couple des forces intérieures. Pour une poutre à armature simple nous avons (voy. n° 516)  $r = h' - \frac{a}{3}$ . M. HENNEBIQUE écrit :  $r = h' - \frac{g}{2}$ , valeur un peu plus faible en général, ce qui donne un effort de glissement plus grand.

Le mode de calcul que nous venons d'exposer a été adopté par ceux des constructeurs qui s'occupent du rôle des liaisons transversales. Toutefois on ne tient généralement pas compte des barres pliées ou courbes que certains de ces systèmes comportent.

**545. Calcul des poutres à armature symétrique.** — Nous avons donné au chapitre I (nos 13-14 et 33-34), les raisons invoquées par les partisans de l'armature *symétrique* ou tout au moins de l'armature *double* en faveur de ces dispositifs. D'après plusieurs d'entre eux, l'armature doit être construite de telle sorte qu'elle puisse être appelée à supporter à elle seule une certaine charge avant la prise du béton. Celui-ci ne peut d'ailleurs, même lorsque la construction est mise en service, être considéré pour la résistance que comme un appont plutôt incertain. Partant de cette idée, les constructeurs de ce genre de béton armé et notamment des systèmes EDMOND COIGNET (chap. II, n° 109), PAVIN DE LAFARGE (n° 111), BONNA (n° 158), RABUT (n° 240), etc., calculent leurs poutres *en faisant abstraction du béton*. L'armature se détermine donc comme une poutre métallique ordinaire.

Si  $h''$  est la hauteur comprise entre les centres des barres inférieures et supérieures;

$\omega$  la section totale de chacune des deux armatures, l'une étendue, l'autre comprimée ;

$\tau'$  le taux de travail du métal ;

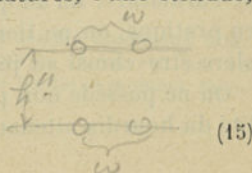
on écrit :

$$M = h'' \omega \tau'$$

$$\frac{M}{R} = \frac{1}{\nu} m \frac{M}{T_1} = \frac{1}{\nu}$$

$$\text{or } \frac{1}{\nu} = \omega h'' \text{ donc } M = \omega h'' T_1$$

C. G. T. O.





Si l'ossature métallique est formée d'une poutre composée de fers profilés ou d'une poutrelle, on adopte la formule générale

$$M = \frac{2I}{h''} \tau' \quad (16)$$

$I$  étant le moment d'inertie total de la poutre métallique.

Faire abstraction du béton n'est évidemment qu'un expédient destiné à faciliter les calculs, car implicitement les partisans de cette méthode tiennent compte de sa présence en prenant pour le taux de travail  $\tau'$  des chiffres supérieurs à ceux que l'on admet dans les constructions métalliques.

Le plus généralement on adopte :

Pour le fer  $\tau' = 10$  kilogrammes par millimètre carré ;

Pour l'acier  $\tau' = 15$  — — — — —

D'autres admettent respectivement pour les deux métaux :

$\tau' = 9$  ou  $12$  kilogrammes et

$\tau' = 13$  ou  $18$  kilogrammes.

Après ce qui a été exposé précédemment, il est à peine nécessaire de faire remarquer que cette méthode ne traduit en rien la réalité des faits : Il est hors de doute que le béton agit de toute autre façon à l'extension et à la compression. Il ne peut donc fournir aux deux semelles de la poutre métallique le même appoint de résistance. Nous sommes même d'avis qu'il doit être considéré comme n'en fournissant aucun à la semelle étendue, tandis que, dans la semelle comprimée, l'effet réel de l'armature disparaît presque complètement devant celui du béton, dont la méthode ne tient pas compte. Même lorsque l'armature est symétrique, la poutre en béton armé ne l'est donc pas.

Le procédé de calcul exposé ci-dessus a été préconisé par M. LEFORT qui l'a donné comme une simplification de la méthode complète basée sur les hypothèses de MM. DE MAZAS et NEUMANN (n° 494). Nous avons démontré plus haut que cette dernière méthode ne saurait être acceptée dans la limite des charges usuelles. La simplification proposée par M. LEFORT introduit une nouvelle cause d'erreur. Il va de soi, en effet, que le taux fictif  $\tau'$  de la semelle métallique substituée à la semelle en béton armé devrait dépendre de l'importance relative de l'armature. En adoptant pour  $\tau'$  une valeur fixe, comme on le fait en pratique, on ne tient aucun compte du pourcentage. Celui-ci doit alors être choisi au jugé.

On ne possède non plus aucun moyen de se rendre compte de l'utilité du hourdis attenant à la nervure considérée alors que, dans tous



les autres systèmes de calcul, le hourdis est considéré comme partie intégrante de la poutre. Il est à remarquer cependant que souvent, dans ces systèmes de construction, la poutre a réellement une forme rectangulaire, le hourdis étant indépendant de la nervure.

Une nouvelle indétermination s'ajoute en ce qui concerne l'armature supérieure :

Malgré que la méthode ne s'explique que pour une armature *symétrique*, elle est en effet adoptée pour l'armature *double ordinaire* comportant des barres comprimées plus faibles que les barres étendues. Ce sont ces dernières que la formule (15) est censée donner lorsqu'on l'applique à la section située au milieu de la portée. Quant aux barres supérieures, elles sont calculées comme armature étendue dans la section d'encastrement. On admet que la section ainsi trouvée est suffisante dans la partie centrale de la pièce.

**546. Méthode Matrai.** — Les constructions en *fer-béton* (chap. II, n° 414) étant basées sur les mêmes principes que les systèmes à armature symétrique, la méthode précédente leur est également appliquée. On suppose en outre que le moment des forces extérieures se partage en deux moitiés égales<sup>1</sup>. L'une affecte la poutre métallique assemblée que l'on calcule comme telle avec un coefficient de travail (pour l'acier) de 12 kilogrammes par millimètre carré.

L'autre moitié est attribuée aux câbles de renfort. Ceux-ci sont calculés d'après la même méthode que les fils d'armature des dalles du même système par la formule (20) du n° 540.

On ne tient donc aucun compte de l'effort de compression développé dans la semelle en béton qui entoure la lisse supérieure de l'armature. Nous avons vu, d'ailleurs (chap. II, n° 290) que, dans certains cas, cette semelle est supprimée presque complètement, le hourdis étant descendu au niveau de la face inférieure des poutres.

### C. — Pièces courbes sollicitées à la compression.

**547. Calcul des tuyaux soumis à une pression extérieure.** — Considérons un tuyau de section circulaire soumis à une pression uniforme et normale à la paroi, agissant de l'extérieur. Les réservoirs de forme

<sup>1</sup> Lorsque l'armature des hourdis attenants comporte des fils diagonaux attachés aux quarts extrêmes de la poutre, on admet que la charge est, par ce fait, reportée sur ces quarts extrêmes ce qui réduit de moitié le moment théorique :  $M = \frac{1}{8} q l^2$ .



circulaire supportant une pression du dehors sont calculés par la même méthode.

Si l'on désigne par  $q$  la pression extérieure rapportée à l'unité de surface et par  $D$  le diamètre extérieur du tuyau, on a pour l'effort total de compression que reçoit une section longitudinale de la paroi par unité de longueur, la formule connue :

$$P = \frac{1}{2} qD = q\rho \text{ sur } \rho \text{ le rayon extérieur} \quad (1)$$

On applique cette formule au calcul des tuyaux en béton armé et, dans la pratique, on néglige l'appoint de résistance offert par l'armature. Le principe est donc le même que pour le système de calcul des pièces droites comprimées exposé au n° 536.

Si  $p'$  est le taux de travail, on a encore :

$$P = p'\Omega \quad (2)$$

d'où

$$\Omega = \frac{1}{2} \frac{qD}{p'} \quad (3)$$

Cette dernière formule donne directement l'épaisseur, la largeur de la section étant égale à l'unité.

La valeur de  $p'$  est généralement fixée à 30 kilogrammes, quelquefois à 40 kilogrammes par centimètre carré.

Cette méthode ne donne pas la section des directrices qui est fixée à 1/2 p. 100 ou 1 p. 100 de l'épaisseur de la paroi, ni celle des génératrices dont on choisit le diamètre au jugé en tenant compte de l'espacement des directrices.

Ainsi qu'il a été dit à propos des pièces droites (n° 536), cette méthode est suffisamment exacte lorsque le pourcentage est maintenu dans les limites ci-dessus.

La valeur plus grande adoptée pour le taux de travail dans le cas actuel peut s'expliquer, soit par l'emploi d'un dosage plus riche, soit par l'absence de flexions secondaires. Il est à remarquer cependant que celles-ci sont à craindre dans les tuyaux soumis à une charge de terre. Pour les conduites, les égouts, etc., on peut donc devoir adopter en pratique des épaisseurs plus grandes que celles données par les formules ci-dessus.

#### D. — Pièces courbes sollicitées à l'extension.

548. Calcul des tuyaux soumis à une pression intérieure. — Qu'il s'agisse d'un tuyau ou d'un réservoir, lorsque la pièce considérée est

de forme circulaire et soumise à une pression uniforme et normale, l'effort de traction qui agit sur une section longitudinale de longueur égale à l'unité est donnée par la formule :

$$T = \frac{1}{2} qD \quad (1)$$

D est le diamètre intérieur du tuyau et  $q$  la pression unitaire. Dans le cas d'une pression d'eau, on a  $q = \frac{H}{10}$  si H est la hauteur de la colonne d'eau,  $q$  étant exprimé en kilogrammes par centimètre carré et H en mètres.

Les tuyaux étendus se calculent dans l'hypothèse inverse de celle des tuyaux comprimés. On ne tient pas compte du béton et on détermine l'armature seule. On ne s'occupe d'ailleurs que des directrices ou frettes circulaires.

Si  $\omega$  est leur section totale par unité de longueur de tuyau et  $\tau$  le taux de travail du métal, on a :

$$T = \tau\omega \quad (2)$$

d'où

$$\omega = \frac{1}{2} \frac{qD}{\tau} \quad (3)$$

Le taux de travail admis pour le métal varie suivant les constructeurs.

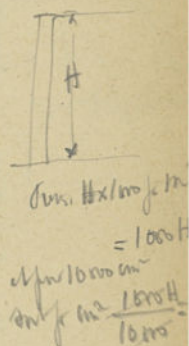
Pour les tuyaux MONIER, (chap. II, n° 336) avec armature en fer, on se limite souvent au taux usuel de 6 kilogrammes par millimètre carré, mais on adopte aussi 8 kilogrammes et même 10 kilogrammes. Dans les tuyaux BORDENAVE (n° 338) dont l'armature, composée de petits profilés, est en acier, on adopte des taux variant de 8,5 kg. pour le profil le plus fort à 15 kilogrammes par millimètre carré pour le plus faible. Les tuyaux BONNA (n° 340) sont également calculés par cette méthode.

La méthode usuelle que nous venons d'exposer coïncide entièrement avec la nôtre. Nous indiquerons cependant en outre un mode de calcul des génératrices (voy. n° 585).

#### E. — Pièces courbes sollicitées à la flexion.

(Voûtes)

549. Formule des tuyaux. — Nous avons déjà fait remarquer (chap. I, n° 55) que lorsqu'une pièce courbe est soumise à une charge invariable, il est possible de lui donner une forme telle que la courbe des





pressions passe par le centre de toutes les sections. Le solide, dans ce cas, travaille à la compression simple.

Une arche en plein cintre soumise à des pressions uniformément réparties et normales à l'extrados se trouve dans le cas d'un tuyau. Une voûte à axe parabolique supportant une charge verticale uniformément répartie sur l'horizontale n'éprouve non plus que des pressions uniformes. On démontre de même que, si une voûte est soumise à la fois à une charge verticale uniformément répartie sur l'horizontale et à une poussée horizontale uniformément répartie sur la verticale, la courbe des pressions est une ellipse. C'est ce qui a motivé la choix de la forme elliptique pour les aqueducs supportant une charge de terre (chap. II, n° 243).

En réalité la compression simple se combine toujours avec une flexion, mais celle-ci peut être relativement faible dans certains cas. C'est ainsi que, pour les voûtes peu importantes dans lesquelles il n'y a pas à craindre l'influence de charges inégales, telles que les voûtes d'égouts, d'aqueducs sous hauts remblais, etc., on applique simplement la méthode de calcul exposée plus haut (n° 347) pour les tuyaux.

D'une manière générale, si l'on désigne par  $\rho$  le rayon de courbure de la voûte en un point quelconque, on sait que la pression  $y$  est donnée par la formule :

$$Q = q\rho \quad (1)$$

$q$  étant la charge en ce point par unité de surface. En ce qui concerne les voûtes, pour lesquelles  $q$  est toujours un poids uniformément réparti sur l'horizontale, cette formule n'est exacte que si l'axe est parabolique. On la prend cependant comme expression générale de la poussée à la clef quelle que soit la forme de la voûte. Puis, supposant encore que l'armature n'apporte à la résistance du béton à la compression qu'un appoint négligeable, on pose :

$$Q = p' \omega \quad (2)$$

ou

$$Q = p'h$$

si  $h$  est l'épaisseur de la voûte à la clef, la largeur considérée étant égale à l'unité, d'où :

$$h = \frac{q\rho}{p'} \quad (3)$$

Même en dehors des cas cités plus haut, cette formule trouve encore beaucoup d'emploi, mais à titre purement approximatif seulement,

pour les voussettes de planchers, voûtes de petits ponts, etc., alors même que des charges inégales sont à prévoir.

Le chiffre à adopter pour le taux fictif  $p'$  doit être naturellement fixé selon l'importance probable des flexions que la formule néglige. On cite quelquefois encore le taux de 30 kilogrammes par centimètre carré, mais en pratique il est d'usage de rester beaucoup au-dessous.

Cette même formule (1) est appliquée au calcul des nervures des planchers du type GOLDING (chap. II, n° 87), mais, dans ce cas, c'est le béton que l'on néglige et l'arc seul est calculé. Le taux de travail de l'acier est fixé à 13 ou 15 kilogrammes par millimètre carré.

**550. Méthode ordinaire.** — Dans les constructions importantes et notamment pour les voûtes et arcs de pont, la méthode précédente ne peut être considérée comme suffisante.

On envisage alors successivement le poids mort avec la surcharge uniforme répartie sur l'arche complète, puis une surcharge inégale.

Pour le premier état de sollicitation, on opère encore d'habitude comme il vient d'être dit. La voûte, alors même qu'elle est circulaire, est considérée comme tracée sur un axe parabolique, lequel est supposé se confondre avec la courbe de pression, le poids mort étant admis comme uniformément réparti.

Si  $q_1$  est le poids mort et  $q_2$  la surcharge uniforme par unité de surface, on a encore pour la poussée à la clef :

$$Q_1 = [q_1 + q_2] \times \rho \tag{4}$$

En désignant par  $l$  la portée de la voûte et  $f$  la flèche, cette expression se met aussi sous la forme :

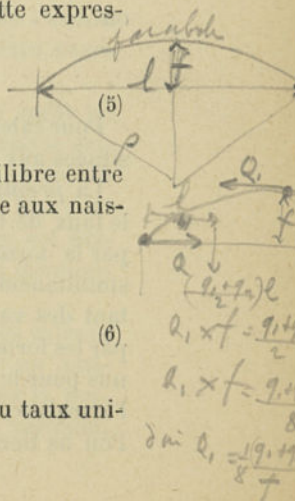
$$Q_1 = \frac{1}{8} \frac{(q_1 + q_2) l^2}{f} \tag{5}$$

que l'on peut obtenir directement par une équation d'équilibre entre les poussées et les charges, en supposant la voûte articulée aux naissances et à la clef.

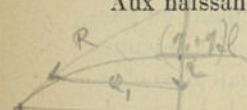
Aux naissances, la poussée est donnée par :

$$R = \sqrt{\left[ \frac{(q_1 + q_2) l}{2} \right]^2 + Q_1^2} \tag{6}$$

Il vient donc, en supposant que le béton travaille seul, au taux uniforme  $p'$ ,



Handwritten notes:  $\rho = \frac{1}{8} \frac{l^2}{f}$  and  $\rho = \frac{l}{8f}$





à la clef :

$$h = \frac{(q_1 + q_2) l^2}{8 f p'} \quad (7)$$

et aux naissances :

$$h_1 = \frac{\sqrt{\left[ \frac{(q_1 + q_2) l}{2} \right]^2 + Q_2^2}}{p'} \quad (8)$$

On passe ensuite au calcul des efforts de flexion provoqués par la surcharge inégale.

*Surcharge*  
Lorsque la surcharge mobile est uniforme, on détermine les moments de flexion en supposant qu'elle agit sur la moitié de l'ouverture. On continue à supposer que l'axe de la voûte est parabolique et, en outre, on admet que la courbe des pressions est assujettie à passer par le milieu des sections à la clef et aux naissances. On obtient pour la valeur de la poussée à la clef :

$$Q_2 = \frac{q_2 l^2}{16 f} \quad (9)$$

Le moment maximum se produit aux quarts de la portée.

L'ordonnée de la voûte en ces points étant égale à  $\frac{3}{4} f$  et la composante verticale de la poussée aux naissances valant  $\frac{q_2 l}{8}$  du côté non chargé, on a, pour ce moment, la valeur :

$$M = \frac{q_2 l^2}{16 f} \times \frac{3}{4} f - \frac{q_2 l}{8} \times \frac{l}{4}$$

ou

$$M = \frac{1}{64} q_2 l^2 \quad (10)$$

Pour calculer les efforts développés par ce moment dans les sections situées aux quarts de la portée, deux méthodes sont employées :

La première se base sur les procédés KOENEN-WAYSS. Elle calcule le taux de travail du béton dû à la flexion dans la section considérée par la formule (7) du n° 537. Le plus grand effort normal développé simultanément dans la même section est calculé également en partant des valeurs de la poussée totale (poids mort compris) obtenues par les formules (5) et (9) ci-dessus. Les deux taux de travail ainsi obtenus pour le béton sont ajoutés l'un à l'autre. Quant à la tension de l'armature, elle est simplement déduite de la formule (5) du n° 537 et l'on ne tient pas compte de la réduction due à l'effort normal.

La *seconde méthode* relative à la surcharge inégale est basée sur les hypothèses du n° 545. Elle admet donc que l'armature fonctionne seule pour résister aux efforts de flexion. Ce mode de calcul n'est évidemment applicable que dans le cas où l'armature est double. Partant de la formule (10) ci-dessus, on vérifie les sections situées aux quarts de la portée en appliquant les formules (15) ou (16) du n° 545.

Reste l'effort normal développé dans la même section par la surcharge et dont la valeur correspond à celle de la poussée donnée par la formule (9). On admet quelquefois que cet effort normal est reçu par le béton et l'on ne s'en préoccupe pas. D'autres fois, on suppose que cet effort se reporte également sur l'armature et l'on ajoute le taux de travail ainsi obtenu à celui donné par les formules (15) ou (16) du n° 545.

Les méthodes que nous venons d'exposer ont été appliquées en pratique à beaucoup de constructions et notamment sous la première forme à des ponts MONIER (chap. II, n° 242) et sous la seconde forme à des ponts des systèmes WÜNSCH (n° 270), BONNA (n° 281), etc.

Elles comportent, comme on vient de le voir, de nombreuses variantes qui montrent toute l'indécision de ce genre de calculs. Celle-ci est encore à signaler :

Certains, voulant tenir compte de la forme réelle de la voûte, lorsque celle-ci est circulaire, modifient la formule (5) ci-dessus en affectant la poussée d'un facteur de correction, d'ailleurs peu différent de l'unité, et établi en supposant qu'il existe des articulations aux naissances.

Le taux de travail  $p'$  du béton dans les grandes voûtes est limité d'habitude à 30 kilogrammes par centimètre carré. Celui de l'armature est de 6 kg., 7,5 kg. ou 10 kilogrammes par millimètre carré selon le cas.

Les erreurs de cette méthode sont assez flagrantes pour qu'il ne soit pas nécessaire de les relever en détail. En ce qui concerne le calcul des forces intérieures, nous nous en rapportons à ce qui a été dit aux nos 537 et 545 des deux méthodes relatives à la flexion. Entre les deux procédés, celui qui est basé sur les formules KOENEN est évidemment à préférer puisqu'il permet d'additionner les effets développés dans le béton par le poids mort et la surcharge.

Quant au calcul de la poussée et des moments de flexion, les valeurs qu'il donne ne sont certainement qu'approximatives car on assimile la voûte continue à une voûte articulée alors que, dans la première, la section dangereuse est aux naissances et, dans la seconde, au quart de la portée.



## 2° COEFFICIENTS

**551. Remarque générale.** — Nous avons maintenant à faire choix de la valeur à adopter pour les divers coefficients entrant dans les formules que nous avons développées au § 3, 2° (n<sup>os</sup> 507 à 533) et dont nous préconisons l'emploi, de préférence aux formules empiriques exposées ci-dessus.

Ces coefficients sont :

le rapport  $m$  du coefficient d'élasticité du métal au coefficient d'élasticité du béton à la compression ;

les taux limites de travail du béton à la compression et au cisaillement :

les taux limites de travail du métal à la traction et au cisaillement.

Chacun de ces coefficients dépend de la nature et de la qualité des matériaux employés. Vu la très grande variété des conditions qui peuvent se présenter, il n'est même pas recommandable, au point de vue théorique, de faire usage de coefficients invariables. Il est désirable, comme nous l'avons déjà fait remarquer, que, pour chaque travail en projet, l'ingénieur se rende compte par lui-même, à l'aide d'expériences appropriées aux conditions prévues, de la valeur à adopter pour chacun de ces coefficients.

S'il s'agit d'un ouvrage important, ou si l'on prévoit l'emploi de matériaux nouveaux, de telles expériences sont indispensables et l'on ne saurait trop insister pour que cette manière d'opérer se généralise.

Mais la pratique a ses exigences. Elle s'accommode mal, dans la plupart des cas, de ces expériences préliminaires. Celles-ci sont d'ailleurs impraticables dans les travaux peu importants.

Pour les métaux, il est d'usage de s'en rapporter toujours à des coefficients classiques, dont la valeur est même réglementée, alors que cependant les propriétés du fer et de l'acier sont également variables.

Il est donc excusable d'en agir de même pour le béton. Toutefois, il doit être entendu que les valeurs adoptées ne sont pas applicables à tous les cas, mais se rapportent à un béton déterminé, défini au moins par son dosage, la nature du ciment, celle des matériaux, le mode de fabrication et de pose et l'âge au moment des épreuves.

C'est dans cet ordre d'idées, que sont données les indications suivantes. Aucune des valeurs choisies pour les coefficients n'a donc de signification absolue et l'on doit éviter de les généraliser.

$$m = \frac{E_m}{E_b}$$

**552. Coefficient d'élasticité du béton dans les pièces soumises à la compression simple.** — Le coefficient d'élasticité du béton à la compression n'est pas une valeur constante. Nous avons vu (n° 454) que, lorsque le taux de travail du béton augmente, le coefficient diminue, ce qui fait augmenter le rapport  $m = \frac{E}{E'}$  du coefficient d'élasticité  $E$  du métal à celui  $E'$  du béton.

D'autre part, la valeur de  $m$  dépend de la nature du béton et varie avec tous les facteurs qui influent sur la résistance de celui-ci.

A ce propos, on doit se demander quelle est l'influence d'une erreur commise sur la valeur de  $m$ . Prenons, à cet effet, les formules (3) et (4) du n° 507.

Cette influence est d'autant plus importante que la pièce est plus fortement armée. Si  $\frac{\omega}{\Omega} = 0,01$  et que l'on pose successivement  $m = 7$  et  $m = 10,5$ , on a  $P = 1,07 p\Omega$  et  $P = 1,105 p\Omega$ . Une erreur de 50 p. 100 sur la valeur de  $m$  fera donc varier  $P$  de 3 1/2 p. 100 seulement. Mais si  $\frac{\omega}{\Omega} = 0,05$ , on a  $P = 1,35 p\Omega$  et  $P = 1,525 p\Omega$  et la même erreur affecte la valeur de  $P$  de 13 p. 100.

Ces différences sont peu importantes et, dans l'estimation du coefficient de résistance, nous en accepterons de plus sérieuses. Le coefficient  $m$  est donc un de ceux pour lesquels une appréciation exacte est le moins nécessaire.

C'est ce qui permet d'adopter pour  $m$  une valeur répondant à la moyenne des résultats fournis par les expériences les plus récentes, soit  $m = 10$ , que l'armature soit en fer ou en acier (voy. n° 455). En adoptant ce chiffre, nous ne faisons que nous conformer à l'opinion commune de la plupart des auteurs qui se sont occupés le plus récemment du calcul des pièces en béton armé.

**553. Coefficient d'élasticité du béton à la compression dans les pièces soumises à la flexion.** — Dans les équations de la flexion, comme dans celles de la compression simple, nous avons introduit le coefficient d'élasticité  $E'$  du béton à la compression. Mais, eu égard aux hypothèses adoptées, sa signification n'est plus aussi précise que dans le cas de la compression simple.

Pour celui-ci, en effet, le coefficient  $E'$  se rapporte à un taux de travail déterminé du béton, le même pour toute la surface de la section. Dans la flexion au contraire, comme le taux de travail varie, dans la zone comprimée, depuis 0 jusqu'à  $p$ , valeur maxima, le coefficient d'élasticité choisi n'est plus qu'une valeur moyenne. Nous avons, en effet (voy. n° 499), substitué une droite  $OA'_1$  à la courbe des déforma-



tions réelles  $OA'$  (fig. 819) ou, ce qui revient au même, une droite  $OA'''$  à la courbe des compressions  $OA''$  (fig. 818). La valeur du coefficient moyen ainsi adopté correspond vraisemblablement à un taux de travail égal aux  $\frac{2}{3}$  du [taux maximum  $p$ . Si donc on prévoit que la pièce travaillera à 30 kilogrammes par centimètre carré par exemple, il faudrait introduire dans les calculs une valeur de  $m = \frac{E}{E'}$  correspondant à un taux de travail de 20 kilogrammes par centimètre carré. Elle serait donc un peu plus faible.

En général, cette distinction n'est utile à établir que si l'on possède sur le béton employé des renseignements très précis. Les expériences de M. BACH permettent d'établir que la réduction de  $m$  résultant de la prise en considération d'une valeur de  $p$  plus faible de  $\frac{1}{3}$  ne dépasse guère 6 p. 100. Cette différence est peu importante vis-à-vis de l'erreur que l'on peut commettre le plus souvent sur la valeur de  $m$ .

Nous allons voir du reste que l'on peut faire varier le coefficient  $m$  dans d'assez larges limites sans que les conditions de stabilité de la pièce soient fortement modifiées.

Considérons une dalle à armature simple dont les dimensions sont connues.

La relation (38) du n° 516 nous donne :

$$a = -\frac{m \omega}{e} + \sqrt{\frac{m^2 \omega^2}{e^2} + 2 \frac{m \omega h'}{e}}$$

Le moment résistant est égal à :

$$M = \frac{pae}{6} (3 h' - a)$$

Le taux de travail de l'armature vaut :

$$\tau = pm \frac{h' - a}{a}$$

d'où on tire :

$$M = \tau \frac{a^2 e (3h' - a)}{6m (h' - a)}$$

Soit d'abord  $\frac{\omega}{h'e} = 0,01$

En posant  $m = 7$ , nous avons :

$$a = 0,31 h'$$

$$M = 0,139 p e h'^2 = 0,0089 \tau e h'^2$$

Pour  $m = 10,5$ , nous avons :

$$a = 0,37 h'$$

$$M = 0,162 p e h'^2 = 0,0090 \tau e h'^2$$

À égalité de taux de travail du béton, le moment résistant augmente de 16,5 p. 100 lorsque  $m$  augmente de 50 p. 100; à égalité de taux de travail de l'armature, il augmente de 1 p. 100.

Prenons ensuite  $\frac{\omega}{h'e} = 0,05$

Avec  $m = 7$ , nous avons :

$$a = 0,56 h'$$

$$M = 0,228 p e h'^2 = 0,041 \tau e h'^2$$

Pour  $m = 10,5$ , il vient :

$$a = 0,62 h'$$

$$M = 0,246 p e h'^2 = 0,038 \tau e h'^2$$

Pour le même taux de travail du béton, le moment augmente donc de 7,9 p. 100 et, pour le même taux de travail de l'armature, il diminue de 0,7 p. 100

Réciproquement, si le moment des forces extérieures est connu et que l'on recherche les taux de travail  $p$  et  $\tau$  que ce moment développe dans la pièce, les formules ci-dessus nous montrent que, selon le pourcentage de l'armature, la différence de 50 p. 100 entre les deux valeurs de  $m$  produit sur  $p$  une variation de 16,5 p. 100 ou de 7,9 p. 100 et sur  $\tau$  une variation de 1 p. 100 ou 0,7 p. 100.

Il résulte de là qu'une erreur commise sur la valeur de  $m$  ne présente aucune importance en ce qui concerne le taux de travail de l'armature. Elle influe davantage sur le béton et d'autant plus que l'armature est plus faible, mais cette variation est encore très acceptable étant donné le peu de précision des coefficients de résistance du béton. En maintenant ceux-ci dans des limites convenables, on est d'ailleurs assuré que l'incertitude de la valeur de  $m$  n'aura pas de conséquence fâcheuse.

On démontrerait de même que, puisque la variation supposée du coefficient  $m$  n'a que très peu d'influence sur la valeur de  $a$ , son influence sur la valeur des taux de glissement  $\theta_0$  et  $\theta_m$  donnés par les formules (47) et (48) du n° 516 est négligeable.

Cela étant, nous pouvons adopter pour  $m = \frac{E}{E'}$ , dans le travail à la flexion, la même valeur moyenne que pour la compression simple, soit  $m = 10$ .



554. Taux-limite de travail du béton dans les pièces soumises à la compression simple. — Pour choisir ce coefficient, nous pouvons nous guider, soit sur la valeur qu'il présente dans de *constructions existantes*, soit en ayant égard aux propriétés du béton déduites d'*expériences* faites sur éprouvettes.

Suivons d'abord le premier système et voyons ce que donne l'emploi des formules empiriques usuelles (nos 535-536). Ces procédés de calcul conduisent à édifier des constructions qui, d'après nos formules, travaillent à des taux variant de 25 kilogrammes à 50 kilogrammes environ par centimètre carré, sans compter l'effet du flambage. Les constructions ainsi établies paraissent bien se maintenir. Le chiffre de 50 kilogrammes n'est donc pas exagéré.

Nous savons d'autre part que le taux de travail des constructions en béton *non armé* varie dans des limites analogues. Les prescriptions officielles de l'administration des travaux hydrauliques de Prusse portent que le béton pour voûtes du dosage 1 ciment : 2,5 sable 5 pierraille ou 1 : 3 : 6 peut travailler de 20 à 35 kilogrammes par centimètre carré. Dans les grands ponts en béton construits récemment dans le Wurtemberg, avec articulations à la clef et aux naissances, le taux de travail atteint 36 à 37 kilogrammes pour un dosage semblable. Aux États-Unis on adopte généralement 35 kilogrammes pour les bétons de ce genre.

Le béton de ciment, tel qu'on l'emploie dans les travaux en béton armé, est généralement plus riche. D'autre part, l'armature lui communique, comme nous allons le voir, un supplément de résistance considérable par suite de la présence des liens transversaux. Ces chiffres peuvent donc, dans le cas actuel, être majorés très notablement.

Voyons maintenant ce que nous apprend l'étude directe du béton. Nous avons adopté (n° 451) pour résistance minima à la rupture indiquée par les expériences 150 kilogrammes par centimètre carré. D'autre part, les essais relatifs aux déformations du béton nous ont conduit à admettre (voy. n° 456) qu'il existe une limite de pression au delà de laquelle les déformations croissent indéfiniment sous des efforts répétés. Cette limite, que nous avons prise comme définition de la résistance permanente du béton et qui est inférieure à la limite d'élasticité, s'est montrée égale à 1/3 environ de la charge de rupture.

Pour le béton considéré, cette limite serait donc  $\frac{150}{3} = 50$  kilogrammes par centimètre carré.

Reste à savoir quelle valeur il convient d'adopter pour le coef-

Ciment : 1 part  
Sable : 2,5  
pierraille 5 parts  
1-3-6

ficient de sécurité. Dans les constructions métalliques et pour les conditions ordinaires de sollicitation, on pose ce coefficient égal à 2. Par analogie, on devrait donc ne pas dépasser pour le béton  $\frac{50}{2} = 25$  kilogrammes par centimètre carré.

Ce raisonnement n'est cependant pas absolument correct et peut donner lieu à de sérieuses objections. En effet, d'une part, il n'est pas absolument certain que la résistance du béton de ciment puisse être arrêtée en tout cas à un minimum de 150 kilogrammes par centimètre carré. Ce chiffre est déduit d'expériences de laboratoire portant sur des éprouvettes de petite dimension. Nous l'avons admis pour des pièces de 0,10 m. à 0,15 m. d'épaisseur, c'est-à-dire pour la majeure partie des constructions en béton armé. Mais on peut douter de son exactitude pour des piliers de  $0,50 \times 0,50$  m. de section par exemple. Il a été reconnu, en effet, par des expériences portant sur des blocs de cette dimension, que la résistance peut être dans ce cas notablement inférieure.

D'autre part, les expériences dont il s'agit ont porté sur des éprouvettes de béton *non armé*. Or le béton des piliers ou murs en béton armé se trouve dans de tout autres conditions, étant enserré dans une cage métallique qui l'empêche de céder latéralement.

Abstraction faite de la résistance supplémentaire due aux barres longitudinales, dont nos formules tiennent compte, il est rationnel de profiter de l'augmentation de la résistance propre du béton due aux liaisons transversales qui forment frettes autour de la pièce comprimée.

La solution de cette question nous est fournie par les expériences citées au n° 483. D'après les essais de la deuxième Commission des voûtes de la Société des ingénieurs et architectes autrichiens, un bloc en béton armé de grandes dimensions, armé à 1 p. 100 à l'aide de barres longitudinales entretoisées, présente une résistance moyenne à la rupture de 270 kilogrammes par centimètre carré. Il résulte d'ailleurs des constatations faites que cette résistance aurait pu être plus élevée encore, si les entretoises avaient été mieux fixées aux barres principales.

Appliquons à ce chiffre de résistance le coefficient de sécurité  $6 = 3 \times 2$  (par rapport à la rupture) dont il a été question plus haut. Le taux de travail admissible est égal à  $\frac{270}{6} = 45$  kilogrammes par centimètre carré. De cette valeur nous avons à déduire l'appoint fourni par les tiges longitudinales. La formule :

$$p (\Omega + m\omega) = \Omega 45$$



nous donne, en posant  $\frac{\omega}{\Omega} = 0,01$  et  $m = 10$  :

$$p = \frac{45}{1,1} = 41 \text{ kg par cm}^2$$

On voit donc que le renforcement produit par les frettes dépasse de loin l'influence défavorable des grandes dimensions.

Le taux de 41 kilogrammes par centimètre carré n'est valable que pour des pièces de faible hauteur. Il suppose que la pièce est soumise réellement à la *compression simple* et qu'il ne se produit pas de *flexion secondaire* due au flambage ou à toute autre cause.

Prenons maintenant le résultat de l'essai de M. GARY qui se rapporte à un pilier de grande hauteur relative. La résistance à la rupture a été de 256 kilogrammes par centimètre carré. Pour une sécurité de 6, le taux de travail vaut  $\frac{256}{6} = 42$  kilogrammes. L'armature était proportionnée à 4,5 p. 100. Nous obtenons donc, dans les mêmes conditions que ci-dessus :

$$p = \frac{42}{1,45} = 29 \text{ kg par cm}^2.$$

La résistance a donc été moins élevée, probablement par suite du flambage de la pièce.

De toute façon, du reste, il ne peut être question de fixer pour le béton un taux de pression applicable à toutes les circonstances, pas plus qu'il n'en existe pour les métaux.

On sait, en effet, que, pour le fer, le taux de travail admis dans les calculs varie entre 6 kilogrammes et 10 kilogrammes par millimètre carré alors que la qualité de métal est la même. Nous adopterons le même système pour le béton et fixerons deux limites de travail. La limite minima sera applicable aux ouvrages d'utilité publique auxquels on tient à assurer une longue durée, ou aux pièces pour lesquelles on prévoit des actions secondaires assez intenses (flambage, vibrations, chocs, flexions latérales de nature quelconque, etc.), sans cependant en tenir compte dans les calculs, ou encore aux pièces dont l'état de sollicitation ne peut être déterminé avec précision. La limite maxima sera réservée aux constructions économiques ou de peu d'importance, aux pièces soumises exclusivement à des charges statiques bien connues, etc.

Pour la première, nous prendrons :

$$p = 25 \text{ kg par cm}^2 \quad \text{de compression}$$

et pour la seconde :

$$p = 40 \text{ kg par cm}^2 \quad (\text{le centimètre})$$

Ces deux valeurs n'étant que des limites extrêmes, on pourra, en pratique, et selon les circonstances, choisir tel autre chiffre intermédiaire.

**555. Taux limite de compression du béton dans les pièces soumises à la flexion.** — Dans le choix de cette limite, deux méthodes peuvent être suivies, ainsi que nous l'avons fait pour les pièces soumises à la compression simple : nous opérerons d'abord par comparaison avec des *constructions existantes*, puis nous prendrons en considération les *résultats d'expériences*.

De même que précédemment, nous nous en référerons, pour l'appréciation de la stabilité des constructions existantes, aux résultats fournis par la discussion, faite plus haut, des méthodes empiriques usuelles. Nous avons vu (n° 537) que les dalles calculées par la méthode KOENEN-WAYSS travaillent, dans les conditions ordinaires, à 43 kilogrammes par centimètre carré, taux qui s'élève à 55 kilogrammes par centimètre carré lorsque le pourcentage de l'armature est réduit, comme dans les dalles armées de métal déployé (n° 538). La méthode HENNEBIQUE fournit de même (n° 539) un taux de travail allant de 38 à 60 kilogrammes par centimètre carré soit 20 pour 100 de plus que dans les pièces soumises à la compression simple.

Dans bien des constructions, ces taux de travail sont encore notablement dépassés. C'est ainsi que, dans les poutres HENNEBIQUE à armature double (n° 543), le mode d'appréciation de la résistance due aux barres de compression peut conduire à une exagération de la compression du béton. D'autre part, comme on néglige généralement de vérifier les sections d'encastrement, le taux de compression qui se développe à la partie inférieure des poutres près des appuis est souvent fort élevé.

En pratique, on admet donc implicitement que la résistance du béton à la compression est, dans la flexion, plus élevée que dans la compression simple.

Passons aux données fournies par l'étude expérimentale :

Nous avons vu (n° 467) que, dans les pièces fléchies, la rupture, lorsqu'elle se produit par l'effet des tensions longitudinales, c'est-à-dire vers le milieu de la portée, est généralement provoquée par l'allongement de l'armature. L'écrasement du béton à la partie supérieure ne se produit qu'à la suite de la désorganisation due au glissement



du fer dans son alvéole. C'est donc seulement lorsque la limite d'élasticité du fer est atteinte qu'il y a danger de rupture du béton. Il ne saurait être question, évidemment, de généraliser cette constatation et de poser en fait que la limitation du taux de travail de l'armature est une condition suffisante pour la résistance du béton armé. Mais il est permis d'en conclure que le béton est doué d'une résistance considérable.

La même conclusion ressort de l'expérience, si l'on admet avec plusieurs auteurs (voy. nos 468 et 475) que le moment de rupture est proportionnel au pourcentage. Il sera montré plus loin (n° 572) que cette loi ne serait admissible que si l'on supposait le béton doué d'une résistance infinie. Si donc cette loi a pu paraître probable dans certaines limites, c'est que réellement la résistance du béton est très élevée.

Lorsque d'ailleurs on applique aux expériences à la rupture de poutres dont il est question plus haut (n° 472) les formules de notre théorie, on trouve au moment de la rupture, pour le taux de travail de l'armature, une valeur à peu près constante pour tous les essais et qui correspond vraisemblablement à la limite d'élasticité du métal, tandis que le taux de travail du béton présente des valeurs différentes et quelquefois très élevées<sup>1</sup>.

M. CONSIDÈRE est également d'avis que le dépassement de la limite d'élasticité du métal est la cause déterminante de la rupture des pièces fléchies. D'après lui, il convient de s'assurer la sécurité voulue en se maintenant au-dessous de cette limite. Quant au béton, il suffit que son taux de pression soit réglé d'après la limite de rupture. Il résulte des calculs de M. CONSIDÈRE que, si l'on applique les formules de sa théorie (n° 502) aux constructions HENNEBIQUE calculées pour des taux fictifs de 25 kilogrammes pour le béton et 10 kilogrammes pour le fer, on trouve que ces constructions présentent une sécurité de 2,5 par rapport à la rupture définie par le dépassement simultané de la limite d'élasticité pour le métal et de la limite de rupture pour le béton. M. CONSIDÈRE admet que cette sécurité est suffisante et il laisse même entendre que, lorsque l'on aura constaté l'état de constructions en béton armé faites depuis longtemps, on pourra abaisser à 2 le coefficient de sécurité. M. CONSIDÈRE adopte pour taux de résistance limite du béton le chiffre de 150 kilogrammes par centimètre carré. Il

<sup>1</sup> Les chiffres ainsi obtenus ne sont que des taux fictifs, puisque la théorie, qui suppose rectiligne le lieu des pressions du béton dans la zone comprimée, n'est plus applicable lorsque la limite d'élasticité du béton est dépassée. A la rupture, on n'a d'ailleurs évidemment plus :  $m = 10$ .

admet donc un taux de travail de  $\frac{150}{2,5} = 60$  kilogrammes et même  $\frac{150}{2} = 75$  kilogrammes par centimètre carré. Dans notre théorie, qui fournit des moments résistants plus faibles que celle de M. CONSIDÈRE, ces taux de travail seraient, dans le même ordre d'idées, encore plus élevés.

A notre avis, c'est aller trop loin que d'admettre d'une façon courante pour le béton un travail aussi élevé. Il est bien certain que, dans beaucoup de constructions en béton armé, la limite d'élasticité du béton est dépassée, et nous avons expliqué pourquoi il n'en résulte pas d'inconvénient lorsque l'armature est suffisante. Mais il est désirable, en vue du maintien en bon état de la construction et de la limitation des flèches, que la pièce soit, autant que possible, d'égale résistance à la compression et à la traction.

Il semble cependant rationnel de ne pas s'en tenir pour la flexion au même taux limite que pour la compression simple. D'une part, en effet, on peut admettre que la loi de distribution des pressions dans la section de la pièce fléchie n'est pas absolument rectiligne comme le suppose la théorie et se rapproche quelque peu de la courbe OA'' de la figure 811 (n° 493), ce qui diminue le maximum réel. D'autre part, il est permis de supposer qu'un solide peut résister à une pression dangereuse agissant en un seul de ses points, comme c'est le cas dans la flexion, alors qu'il ne supporterait pas cette même pression agissant dans toute sa section, comme dans la compression simple.

Les diverses considérations émises ci-dessus nous amènent à des conclusions concordantes. Nous admettrons donc que dans le calcul des pièces en béton armé soumises à la flexion simple, le taux de pression du béton peut être fixé à un chiffre dépassant de 20 p. 100 environ celui de la compression simple.

Nous prendrons pour limite minima (voy. n° 554) :

$$\left. \begin{array}{l} p = 30 \text{ kg par cm}^2 \\ p = 50 \text{ kg par cm}^2 \end{array} \right\} \text{à la flexion}$$

et pour limite maxima :

**556. Bétons spéciaux.** — Les taux limites admis ci-dessus supposent : 1° que le béton comprend 300 kilogrammes environ de ciment par mètre cube ; 2° que le ciment employé est du ciment Portland à prise lente et que le squelette est composé de sable ou de poussier et de gravier ou de pierraille ; 3° que le béton est malaxé avec une quantité



modérée d'eau et damé en couches minces, et que, d'une façon générale, l'exécution est entourée des soins voulus; 4° que l'épreuve n'a pas lieu avant un mois d'âge.

Si ces conditions ne sont pas observées, il y a lieu de modifier les taux de travail.

Considérons d'abord l'influence du *dosage* : La résistance du béton augmente assez rapidement avec la quantité de ciment. Supposons, par exemple, que l'on emploie du béton contenant 800 kilogrammes de ciment par mètre cube. Les constructions exécutées avec un béton aussi riche sont rares. Le plus prudent, dans un cas semblable, serait de faire des essais spéciaux. Néanmoins, à titre de première approximation, on pourrait admettre un taux de travail 2 1/2 fois plus élevé que pour le béton dosé à 300 kilogrammes.

La *nature du ciment* est à prendre également en considération. Nous avons vu (chap. III, n° 387) que l'on emploie quelquefois du ciment à prise rapide. Celui-ci donne des résistances moindres. Mais il ne semble pas possible de fixer une valeur applicable à tous les ciments de ce genre, vu l'extrême variabilité de leurs qualités selon la provenance, surtout en ce qui concerne les ciments naturels.

La *nature du squelette* doit influencer aussi sur le choix du taux de pression. Le béton de mâchefer (voy. n° 392) est moins résistant que le béton de gravier. A dosage égal, la diminution de résistance à escompter est de  $\frac{1}{3}$  au moins. Des essais directs sont presque indispensables pour ce cas comme pour le précédent.

**557. Taux limite de cisaillement du béton.** — Nous avons vu (n° 544) qu'il n'est pas d'usage de calculer le taux de travail du béton au cisaillement. Il est cependant fort utile de vérifier la stabilité des pièces fléchies au point de vue de l'effet des glissements sur le béton, afin de se rendre compte de l'utilité des liaisons métalliques transversales.

On ne possède malheureusement pas sur la résistance du béton au cisaillement des données bien certaines (voy. n° 458). Entre les opinions qui ont été émises à cet égard, on ne peut que choisir la plus défavorable, c'est-à-dire admettre pour le taux de rupture par cisaillement un chiffre un peu inférieur à la charge de rupture par extension. Il semble que la valeur de 10 kilogrammes par centimètre carré réponde suffisamment à cette manière de voir.

La valeur du taux de rupture par cisaillement peut également être déduite des essais des pièces en béton armé sollicitées à la flexion. L'expérience montre (voy. n° 477) que des poutres armées uniquement

de barres droites ne supportent pas d'effort tranchant supérieur à 8 ou 9 kilogrammes par centimètre carré de section transversale. Or, l'expression générale du taux de cisaillement maximum (voy. n° 512) est :

$$\theta = \frac{K}{re}$$

$r$  étant une valeur plus petite que  $h$ , hauteur de la pièce et égale à  $h - \frac{a}{3}$  pour une pièce à armature simple (n° 516). Le taux maximum de cisaillement du béton est donc un peu supérieur à 8 ou 9, ce qui confirme la valeur de 10 kilogrammes donnée plus haut.

Il suffit que cette valeur ne soit pas atteinte pour que la rupture ne puisse se faire par l'action de l'effort tranchant. En pratique, il est probable que certaines constructions ne comportant pas de liaisons transversales éprouvent des taux de glissement voisins de 10 kilogrammes. Mais il est évidemment désirable que la pièce présente au glissement la même sécurité que pour les autres modes de rupture.

Nous adopterons donc pour le taux de cisaillement du béton, comme limite minima :

$$\theta = 1,5 \text{ kg par cm}^2$$

et comme limite maxima :

$$\theta = 2,5 \text{ kg par cm}^2$$

*Cisaillement*

**558. Taux limite de l'adhérence du béton au métal.** — Se basant sur les chiffres élevés donnés par plusieurs expérimentateurs pour la résistance à l'arrachement du fer enrobé dans le mortier de ciment (n° 459), beaucoup d'auteurs estiment que l'on peut sans crainte admettre normalement le taux de 8 ou 10 kilogrammes par centimètre carré pour l'effort de glissement qui se développe au contact du béton et de l'armature.

Si réellement l'adhérence est telle que le cisaillement peut atteindre cette valeur, il est facile d'expliquer la stabilité des pièces en béton armé à ce point de vue.

Mais il ne nous semble pas que l'expérimentation directe du béton fournisse une justification suffisante de cette donnée. Nous avons vu, en effet, que les essais de rupture par arrachement ne donnent pas toujours la mesure de l'adhérence. Celle-ci est d'ailleurs, en tout cas, dans ce genre d'essais, limitée par la résistance propre du béton au cisaillement.

Si certaines expériences ont indiqué une adhérence de 45 kilo-



grammes par centimètre carré, c'est que le béton lui-même était capable d'offrir une résistance propre au cisaillement au moins égale. Mais nous venons d'admettre que le béton ordinaire dosé à 300 kilogrammes environ de ciment ne donne pas plus de 10 kilogrammes au glissement. Le rapprochement de ces deux chiffres nous montre que l'on ne saurait guère appliquer aux constructions en béton armé les résultats des essais dont il s'agit.

On ne possède en réalité aucune donnée qui permette de fixer tel ou tel chiffre pour la limite de l'adhérence.

On ne pourrait donc que considérer cette limite comme égale à celle de la résistance au cisaillement du béton lui-même et adopter les mêmes taux de travail.

Mais cette limitation conduirait, comme nous l'avons déjà fait remarquer (n° 512), à des conclusions en désaccord avec l'expérience. C'est ce qui sera confirmé plus loin (n° 609). A défaut de bases précises, on ne peut donc que s'abstenir d'appliquer la vérification théorique dont il a été question au n° 512 (formules 24 à 26).

**559. Taux de compression du métal.** — Dans les pièces en béton armé, il n'y a pas lieu de s'occuper du travail du métal à la compression. Celui-ci est en effet réglé par la déformation du béton qui l'entoure. Nous avons fixé à 50 kilogrammes par centimètre carré au maximum le taux de compression du béton. En vertu de la relation  $\tau = p m$  le métal ne peut donc travailler à plus de  $50 \times 10 = 500$  kilogrammes par centimètre carré soit 5 kilogrammes par millimètre carré seulement.

Si l'on faisait usage d'un béton à dosage riche comportant un taux de pression plus élevé, il suffirait de prévoir l'emploi de l'acier pour n'avoir à craindre aucun mécompte.

**560. Taux limite d'extension du métal.** — Nous venons de voir (n° 555) que, dans les pièces travaillant à la flexion, la stabilité dépend avant tout du taux d'extension de l'armature. Nous savons que le commencement des grands allongements du métal a pour effet de provoquer le glissement de l'armature dans la gangue (voy. n° 459) et la désorganisation complète du solide en béton. Il est donc d'un très grand intérêt de se maintenir bien en dessous de la limite d'élasticité du métal. Il est d'ailleurs utile, tant pour les pièces fléchies que pour celles travaillant à l'extension simple, de ne pas soumettre le béton tendu à de trop grands allongements et de ne pas multiplier les fissures, conséquence obligée de ces allongements. Pour ces raisons,

nous estimons qu'il faut s'en tenir, pour l'armature, aux taux de travail usités dans les constructions métalliques homogènes.

Nous admettrons donc pour le *fer* comme limite minima (voy. n° 554) :

$$\tau = 600 \text{ kg par cm}^2$$

et comme limite maxima :

$$\tau = 1\,000 \text{ kg par cm}^2$$

} *extension*

Pour l'*acier doux*, nous supposons que ces taux de travail peuvent être augmentés de 50 p. 100, ce qui donnera respectivement :

$$\tau = 900 \text{ kg par cm}^2$$

et

$$\tau = 1\,500 \text{ kg par cm}^2$$

} *acier (extension)*

Beaucoup de constructeurs d'ouvrages en béton armé et notamment les français, considèrent comme une précaution exagérée de limiter à 6 kilogrammes par millimètre carré le travail du fer. Ils adoptent normalement dans leurs calculs le chiffre de 10 kilogrammes, ce qui porte quelquefois à 13 kilogrammes (voy. n° 539) le taux calculé par nos formules.

Pour justifier cette manière de faire, ils font valoir :

- 1° que le fer enrobé dans le béton n'est pas exposé à flamber;
- 2° que les calculs négligent la résistance du béton à la traction alors que celle-ci existe réellement en dehors des fissures et soulage l'armature;
- 3° que les barres ne comportent pas d'assemblages déformant la matière comme les rivures dans les tôles;

4° que le métal en barres rondes de faible diamètre est plus résistant que sous forme de profilés ou de tôles;

A ces arguments, on peut répondre comme suit :

1° le flambage n'est à prendre en considération que pour des pièces comprimées, alors qu'il s'agit ici de barres tendues;

2° si l'on admet que le béton est exposé à se fissurer soit avant, soit pendant le chargement, ce qui est le principe de notre méthode de calcul, comme celui de toutes les méthodes empiriques, il faut évidemment que la stabilité soit assurée dans les sections fissurées, car il suffirait que la résistance du métal soit dépassée dans une seule section pour entraîner la ruine de la construction entière;

3° les barres d'armature des poutres et directrices des tuyaux comportent réellement des assemblages qui peuvent en réduire la



section. D'ailleurs, beaucoup d'ingénieurs admettent, dans le calcul des poutres métalliques, le taux de 6 kilogrammes pour les sections nettes, trous de rivets déduits ;

4° le fer rond est plus résistant que le fer plat ou profilé mais la différence n'est pas bien importante, sauf lorsqu'il s'agit de barres de très faible diamètre ou plutôt de *fil de fer*. C'est un cas spécial dont nous parlons ci-après.

**561. Armatures spéciales.** — Les taux de travail que nous venons d'indiquer comportent certaines modifications lorsque le métal employé ne rentre pas dans la catégorie des fers et aciers d'usage courant tels que nous les avons définis au chapitre III (nos 399-401).

Nous ne parlerons pas ici de l'*acier dur* dont la construction ne fait pas usage, mais des métaux *écrouis* que fournissent certaines fabrications spéciales.

On sait que lorsqu'un métal est soumis, à froid, à un effort dépassant sa limite d'élasticité, il acquiert des propriétés nouvelles qui ne peuvent lui être enlevées que par le recuit. Sa limite d'élasticité est relevée. La limite de rupture est également augmentée mais moins fortement. L'allongement de rupture a diminué. La résistance vive de rupture est plus faible, ainsi que la résistance au choc. Le métal est plus fragile qu'avant l'écrouissage.

Des phénomènes semblables s'observent dans les fils de fer et d'acier qui n'ont pas été recuits après leur dernier passage à la filière. Ces fils ont éprouvé un écrouissage périphérique, qui, par suite de leur faible diamètre, relève fortement leur limite de rupture, mais beaucoup plus encore leur limite d'élasticité.

Dans certaines constructions, telles que les ponts suspendus par exemple, on utilise cette propriété pour soumettre ces métaux à des taux de travail plus considérables que les tôles et profilés.

On peut en agir de même pour les constructions en béton armé, mais en sacrifiant la résistance vive de rupture.

L'augmentation de résistance à escompter dans ces conditions est évidemment très variable selon le travail que le métal a subi. Elle ne peut s'appliquer, bien entendu, que si le métal n'a pas été recuit.

En ce qui concerne le fil de fer ou d'acier, le taux de travail admissible s'élève rapidement lorsque le diamètre diminue. Il pourra, par exemple, dépasser de 50 p. 100 les taux ordinaires pour du fil de 3 millimètres de diamètre et s'élever au double des taux usuels pour du fil de 1 millimètre.

Une gradation semblable peut être appliquée aux petits profilés

spéciaux dont font usage certains systèmes (BORDENAVE<sup>1</sup>, BONNA, etc).

Dans le système RANSOME, la torsion imprimée à froid aux barres carrées leur communique un écouissage plus ou moins complet selon l'intensité du travail. Le relèvement plus ou moins accentué de la limite de résistance permet un relèvement également graduel du taux de travail. On a vu précédemment (chap. III, n° 411) que la majoration de résistance ainsi obtenue peut être assez importante. Elle ne saurait être fixée que par des essais spéciaux dans chaque cas, car la qualité du métal a une grande influence.

Le *métal déployé*, qui subit pendant la fabrication un étirage assez intense (voy. chap. III, n° 410) doit également subir un certain écouissage. Il n'y a pas de données à cet égard.

**562. Taux limite de cisaillement du métal.** — Pour la vérification des étriers et autres liens transversaux des poutres, destinés à combattre les efforts de glissement, nous admettrons, ainsi qu'il est d'usage, des taux de travail égaux, dans chaque cas, aux  $\frac{4}{5}$  du chiffre adopté pour le travail du métal à l'extension.

On aura donc pour le *fer* :

$$\theta_m = 480 \text{ à } 800 \text{ kg par cm}^2$$

et pour l'*acier* :

$$\theta_m = 720 \text{ à } 1\,200 \text{ kg par cm}^2$$

*Cisaillement métal*

Si l'on fait usage de *fil de fer* ou d'*acier* non recuit, il semble que ces taux de travail peuvent être majorés dans la même proportion que ceux admis pour l'extension, ainsi qu'il vient d'être dit (n° 561).

### 3° FORMULES PRATIQUES

**563. Remarque générale.** — Les formules exposées ci-après sont celles de notre théorie, établies et démontrées au § 3, 2° (nos 507 à 533), dans lesquelles nous aurons remplacé divers coefficients par les valeurs dont nous venons de faire choix (nos 551 à 562) pour les conditions ordinaires de la pratique. L'usage de ces formules ne peut donc être recommandé qu'avec les réserves faites au n° 551 quant au choix de ces coefficients.

Afin de simplifier l'exposé, il ne sera plus question ci-après que de

<sup>1</sup> Voy. n° 548, les taux admis pour le système BORDENAVE.



pièces *faiblement armées* c'est-à-dire dont les armatures n'occupent, comme section et comme hauteur, qu'une faible partie de la section ou hauteur totale de la pièce (voy. nos 507, 510). On supposera également, dans le calcul des pièces droites, que les barres d'armatures sont *droites* et parallèles à l'axe du solide. Les pièces ne satisfaisant pas à ces conditions peuvent d'ailleurs, si on désire les calculer exactement, être traitées par des méthodes analogues que l'on déduira aisément des formules générales exposées aux nos 508, 514, 517 et 531-533.

Dans ce qui suit, nous supposons toujours qu'il s'agit de déterminer les éléments d'une pièce destinée à supporter une *charge donnée* en travaillant à un *taux choisi d'avance*. Si au lieu d'un projet, le problème de stabilité à résoudre comporte la *vérification* d'une construction donnée, il suffit de se reporter aux indications données à cet égard à propos des formules générales (§ 3, 2°).

A. — Pièces droites sollicitées à la compression.

564. Formules. — Reprenons les notations du n° 507. Désignons en outre par :

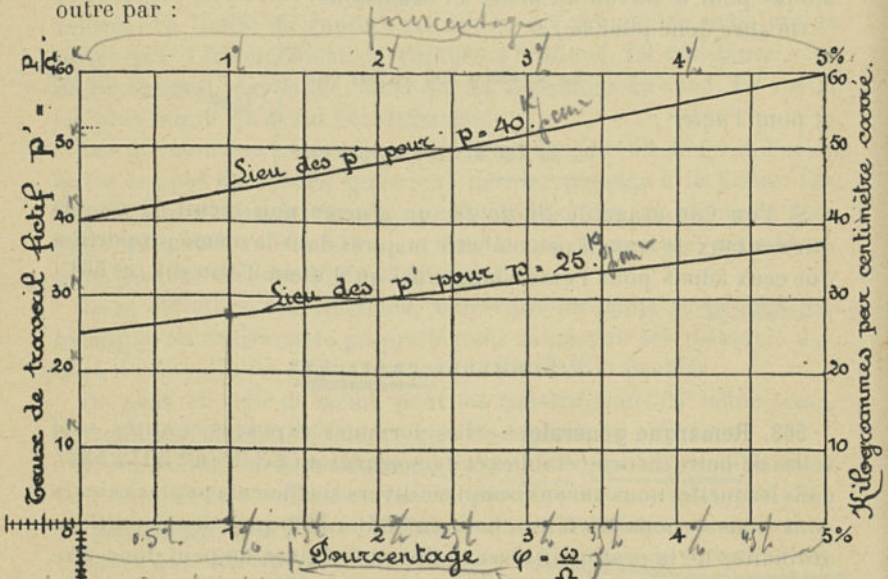


Fig. 813.

On prend le pourcentage  $\omega$  dans la partie inférieure de la pièce.  $\phi = \frac{\omega}{\Omega}$  le pourcentage en métal ou rapport de la section totale  $\omega$  de l'armature à la section totale  $\Omega$  de la pièce.

(voir tableau p. 61) qui est semblable  $\omega = \phi \Omega$

$p'$  le taux de travail fictif de la pièce supposée homogène.

Nous avons, en remplaçant dans les formules du n° 507 le coefficient  $m = \frac{E}{E'}$  par sa valeur 10 (voy. n° 552) :

$$p' = p (1 + 10 \varphi) \quad (1)$$

et

$$P = p' \Omega \quad p' = \frac{P}{\Omega} \quad (2)$$

**565. Taux de travail fictifs.** — La valeur de  $p'$  est fournie par la relation (1) en fonction du taux de travail  $p$  admis pour le béton et du pourcentage  $\varphi$ . Pour une valeur déterminée de  $p$ ,  $p'$  augmente en fonction de  $\varphi$  suivant une loi rectiligne.

Nous avons admis (n° 554) que, suivant le cas, le taux de travail  $p$  doit être limité à 25 ou 40 kilogrammes par centimètre carré.

La figure 843 représente la loi de variation de  $p'$  pour chacune de ces deux valeurs de  $p$ . Le tableau ci-dessous renseigne les taux de travail fictifs correspondant à divers pourcentages.

*Tableau remplaçant le diagramme fig. 614.*

POURCENTAGE	VALEURS de $p'$ en kg par cm <sup>2</sup> pour	
	$p = 25$ <sup>kg</sup>	$p = 40$ <sup>kg</sup>
pour 100 0,5	26,25	42
1	27,5	44
2	30	48
3	32,5	52
4	35	56
5	37,5	60

**566. Application.** — Supposons qu'il s'agisse de projeter un pilier ou un mur destiné à porter une charge donnée  $P$ . Le pourcentage est généralement fixé à 1/2 ou 1 p. 100 (voy. n° 604). Adoptons l'une de ces deux valeurs et faisons choix du taux de travail du béton. Nous en déduirons la valeur du taux fictif  $p'$  par le diagramme de la figure 843 ou à l'aide du tableau ci-dessus. Il ne reste plus qu'à écrire :

$$\Omega = \frac{P}{p'} \quad (3)$$



pour obtenir la surface de la section dont nous pourrions déduire les dimensions linéaires. La section de l'armature sera égale à :

$$\omega = \varphi \Omega \quad (4)$$

Elle sera répartie en plusieurs barres à disposer et à entretoiser d'après les principes du système d'armature adopté (voy. nos 606-608) Il se peut que, eu égard à des conditions d'aspect ou autres, les dimensions ainsi obtenues pour la section soient trop fortes. Dans ce cas, on sera conduit à renforcer le pourcentage. On s'arrêtera à la valeur de  $\varphi$  qui permettra d'obtenir la résistance imposée sous les dimensions extérieures voulues.

Renversant la marche suivie ci-dessus, on peut d'ailleurs se donner  $\Omega$ , en déduire  $p'$  par la formule (2) puis, à l'aide du diagramme figure 843, rechercher la valeur de  $\varphi$  qui lui correspond.

**567. Flexions secondaires.** — Dans les calculs qui précèdent, nous avons exclusivement tenu compte des taux de travail développés par l'effort principal de compression.

On peut avoir à se préoccuper en outre de flexions résultant d'autres forces extérieures connues appliquées latéralement. Il suffit alors d'employer les formules de la flexion simple ou composée.

On peut aussi se demander si, dans le cas d'une charge verticale agissant seule, la pièce n'éprouve pas une tendance au flambage dont il faille tenir compte.

Pour traiter cette question, on peut opérer par analogie avec les pièces homogènes. La formule semi-empirique dite de RANKINE, admet que, dans une pièce comprimée longitudinalement, le flambage latéral majore la pression unitaire dans la proportion :

$$1 + \alpha \frac{l^2 \Omega}{I}$$

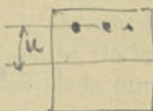
$l$  est la longueur de la pièce supposée libre aux extrémités,  $I$  le moment d'inertie et  $\Omega$  la surface de la section transversale.  $\alpha$  est un coefficient dépendant de la nature de la matière dont la pièce est faite.

On l'égalé à  $\frac{R}{8E}$ ,  $R$  étant le coefficient de résistance permanente et  $E$  le coefficient d'élasticité. C'est ainsi que pour les colonnes en tôles rivées, on pose  $\alpha = \frac{10}{8 \times 16,000} = 0,00008$ .

Or, nous avons vu plus haut (n° 527) que, lorsqu'une pièce en béton armé est soumise à la flexion composée et qu'il ne s'y développe aucun effort d'extension, les formules des pièces homogènes restent entière-

ment applicables, à condition d'affecter la section de l'armature du coefficient  $m$  dans le calcul des sections et moments d'inertie. La formule de RANKINE, qui est basée sur la théorie de la flexion composée, est donc, dans les mêmes conditions, applicable aux pièces en béton armé.

Pour le cas d'un pilier de section symétrique, cette formule devient, si  $\omega$  est la section totale de l'armature et  $u$  la distance des barres de l'armature au plan médian de la section :

$$1 + \alpha l^2 \frac{\Omega + m\omega}{I + m\omega u^2} \quad (5)$$


$\Omega$  et  $I$  se rapportant cette fois au béton seul.

Calculons la valeur de  $\alpha$  comme pour une pièce homogène. Admettant pour le béton une résistance permanente de 40 kilogrammes par centimètre carré et un coefficient d'élasticité de 200 000 kilogrammes par centimètre carré, nous avons :

$$\alpha = \frac{40}{8 \times 200\,000} = 0,000\,025 \text{ (béton)}$$

Ces formules permettent de vérifier la stabilité d'un pilier dont les dimensions ont été déterminées par la méthode exposée précédemment. Le calcul ayant été fait pour une valeur  $p$  du taux de travail du béton, le taux réel sera :

$$p \left[ 1 + 0,000\,025 l^2 \frac{\Omega + 10 \omega}{I + 10 \omega u^2} \right] \quad (6)$$

On prendra dans cette formule pour valeur de  $l$  la moitié de la hauteur du pilier si celui-ci est encasté aux deux bouts et les  $\frac{3}{4}$  de cette hauteur s'il n'est encasté que par une extrémité.

La majoration ainsi obtenue pour le taux de travail est peu importante. La formule donne, en effet, si on suppose le pourcentage très faible et pour une section de forme carrée (côté =  $e$ ) :

$$p \left[ 1 + 0,000\,025 l^2 \frac{e^2}{\frac{e^4}{12}} \right]$$

ou

$$p \left[ 1 + 0,0003 \frac{l^2}{e^2} \right]$$

soit pour  $\frac{l}{e} = 20$ , par exemple, proportion que l'on ne dépasse guère en pratique, une majoration de 12 p. 100.



Dans bien des cas, il semble donc inutile de procéder à cette vérification.

Il n'est cependant pas absolument certain que l'influence du flambage soit aussi faible. Les expériences citées au n° 483 semblent indiquer le contraire. En attendant que des essais plus précis aient fixé définitivement la valeur à admettre pour le coefficient  $\alpha$  de la formule (5), il est prudent, comme on l'a dit au n° 554, d'avoir égard à la hauteur relative de la pièce en choisissant le taux de pression  $p$ .

### B. — Pièces droites sollicitées à la flexion.

#### a) Dalles.

**568. Moments fléchissants et efforts tranchants.** — Avant d'appliquer les formules de la flexion, il importe tout d'abord de se rendre bien compte de la valeur et de la direction des moments fléchissants et efforts tranchants engendrés par les forces extérieures. Le calcul de ces grandeurs n'offre rien de particulier et nous pourrions le passer sous silence si, malgré son caractère souvent fort élémentaire, il ne s'était produit sur ce sujet des divergences d'opinion, ainsi que nous l'avons constaté à propos des méthodes empiriques. (nos 537-540).

Les questions les plus discutées sont relatives à l'influence de l'*encastrement aux appuis* et à la *résistance des plaques* rectangulaires reposant par leurs quatre bords.

**569. Influence des encastrements.** — Considérons une dalle posée sur deux appuis distants de  $l$  et sollicitée par une surcharge uniformément répartie égale à  $q$  par unité de surface. Donnons aux moments le signe  $+$  quand la flexion de la pièce est telle que la concavité est tournée vers le haut, le signe  $-$  dans le cas contraire.

On sait que, si la pièce est posée librement sur ses appuis, le moment fléchissant est partout de même sens. Le maximum, au milieu, a pour valeur :

$$M = + \frac{1}{8} ql^2. \quad (1)$$

L'effort tranchant est maximum sur les appuis :

$$K = \frac{1}{2} ql. \quad (2)$$

On peut considérer qu'il en est ainsi pour les hourdis de planchers à poutrelles lorsqu'ils ne sont pas continus par-dessus celles-ci, pour les planchers monolithes, terrasses, tabliers de ponts, etc., prenant appui sur des supports en maçonnerie lorsque ceux-ci ne s'élèvent pas au-dessus du niveau de la dalle et en général pour toutes les pièces en béton armé discontinues aux appuis et non engagées dans leurs supports.

Mais, en pratique, il existe presque toujours un certain encastrement. Si celui-ci pouvait être réalisé parfaitement, la théorie donnerait sans difficulté la valeur des moments fléchissants. On sait, en effet, que, dans ce cas, les moments varient de sens sur la longueur de la poutre. Il existe deux maxima, l'un aux appuis :

$$\text{appuis} \quad M_0 = -\frac{1}{12} ql^2$$
 l'autre au milieu :
 
$$\text{milieu} \quad M_1 = +\frac{1}{24} ql^2$$

Le moment est nul à une distance des appuis égale à  $0,21 l$ .

Ces formules ne sont exactes que lorsque la pièce est de section constante, c'est-à-dire, pour celles en béton armé, si l'épaisseur est uniforme et si l'armature ne varie pas de section ni de position sur la longueur de la portée  $l$ . Dans les autres cas, les expressions données pour  $M$  ne sont qu'approximatives.

L'effort tranchant maximum conserve la valeur de la formule (2). Sa valeur est donc indépendante des encastresments.

En réalité, l'encastrement n'est jamais réalisé parfaitement. La pièce se trouve donc dans un état de sollicitation intermédiaire entre ceux que nous venons d'examiner.

Souvent on adopte alors pour valeur maxima de  $M$  la moyenne des deux maxima  $\frac{1}{8} ql^2$  et  $\frac{1}{12} ql^2$  et l'on écrit, par approximation :

$$M = \frac{1}{10} ql^2. \quad (5)$$

Cette formule est irrationnelle parce qu'elle établit une moyenne entre des moments de sens différent agissant en des sections distinctes. Elle laisse subsister un doute sur le sens à attribuer au mo-

<sup>1</sup> Lorsque la pièce est sollicitée par un poids isolé, l'abscisse du moment nul varie de 0 à  $0,33 l$ , selon la position de la charge. Le tiers central de la pièce est toujours soumis à des moments négatifs.



ment maximum. Si l'on admet que les conditions répondent à la moyenne des deux cas précédents, il faut évidemment prendre celle-ci séparément dans chaque section.

Aux appuis on a :

$$\frac{0 + \frac{1}{12}}{2} \quad M_0 = -\frac{1}{24} ql^2 \quad (6)$$

et au milieu :

$$\frac{\frac{1}{8} + \frac{1}{24}}{2} = \frac{1}{16} + \frac{1}{48} - \frac{1}{48} = \frac{1}{12} \quad M_1 = +\frac{1}{12} ql^2 \quad (7)$$

Ces moments ont même valeur absolue que dans le cas de l'encastrement parfait, mais les signes sont différents ainsi que les sections affectées.

A la vérité, ces valeurs de moments ne représentent encore qu'un état de sollicitation probable. Il est donc permis d'adopter dans certains cas pour la section milieu la valeur (5) prise positivement, mais il ne faut pas perdre de vue que le moment aux appuis est encore négatif et a pour valeur dans ce cas :

$$M_0 = -\frac{1}{40} ql^2 \quad (?) \quad (8)$$

C'est précisément ce que négligent de faire presque tous les constructeurs (voy. n° 593).

Pour choisir les formules à appliquer, il faut évidemment s'inspirer dans chaque cas des conditions de l'encastrement.

Si la pièce est engagée dans des murs en maçonnerie ordinaire, il est bon de prévoir au milieu un moment élevé, soit celui de la formule (5) ou même de la formule (1) mais il faut également vérifier la section aux appuis d'après la formule (8).

Si la dalle se relie avec d'autres pièces en béton armé et que l'armature passe au travers de la section d'encastrement de façon à assurer une bonne continuité, ce sont les formules (6) et (7) qui semblent répondre le mieux à la réalité.

Tel est le cas pour les hourdis de planchers lorsqu'ils sont continus par dessus les poutrelles ou les nervures, ainsi que pour les dalles encastrees dans des murs en béton armé.

Quant aux formules (3) et (4) de l'encastrement parfait, il n'y a pas lieu d'en recommander l'usage dans le cas actuel.

**570. Résistance des plaques.** — Lorsqu'une dalle de forme rectangulaire en plan est appuyée, non pas seulement sur deux bords, mais

sur tout son pourtour, sa résistance en est beaucoup augmentée si sa forme se rapproche de celle d'un carré.

Il n'a pas été fait d'étude expérimentale sur la résistance des plaques en béton armé dans ces conditions. On ne peut donc traiter ce cas qu'en généralisant la méthode adoptée pour le calcul des plaques métalliques.

On sait que, dans une tôle rectangulaire appuyée sur son pourtour, le taux de fatigue maximum se produit au centre et dans le sens de la plus petite portée.

Désignant de même par  $l$  et  $l_1$  les côtés du cadre d'appui et supposant  $l < l_1$ , on calcule la dalle comme une pièce de portée égale à  $l$ , puis l'on réduit les taux de fatigue obtenus en les affectant d'un coefficient égal à :

$$\frac{l_1^3}{l^3 + l_1^3}$$

ou bien, ce qui revient au même, on détermine les taux de fatigue en partant d'un moment fléchissant calculé pour la plus petite portée et réduit dans cette proportion, c'est-à-dire :

$$M_c = + \frac{1}{8} \frac{l_1^3}{l^3 + l_1^3} q l^2. \quad (9)$$

Le coefficient de réduction, égal à l'unité quand  $l_1$  est infini, est minimum et égal à  $\frac{1}{2}$  quand  $l_1 = l$ . Pour une dalle carrée, on a donc :

$$M_c = + \frac{1}{16} q l^2. \quad (10)$$

Pour  $l_1 = 2 l$ , le coefficient de réduction vaut déjà :

$$\frac{16}{17} = 0,94.$$

Dès que la longueur de la dalle est supérieur à deux fois sa largeur, l'influence des appuis transversaux devient négligeable et la dalle peut être calculée comme une pièce de portée égale à  $l$ .

Dans l'application de cette méthode aux dalles en béton armé, on doit se préoccuper également de la stabilité dans le sens parallèle aux longs côtés, l'armature n'étant pas la même que dans l'autre sens. Le moment fléchissant maximum est égal à :

$$M_{c1} = + \frac{1}{8} \frac{l^3}{l^3 + l_1^3} q l_1^2. \quad (11)$$

Le coefficient de réduction, égal à 0 quand  $l_1$  est infini, est





maximum et égal à  $\frac{1}{2}$  pour une dalle carrée. Dans ce dernier cas,  $M_1 = M$ . Pour  $l_1 = 2l$ , le coefficient ne vaut plus que 0,06.

Dans le calcul des plaques métalliques, on ne s'occupe pas des efforts tranchants. Pour les dalles en béton armé, il est utile d'y avoir égard.

A défaut de formule plus exacte, on peut adopter comme coefficient de réduction pour les efforts tranchants, la même expression que pour les moments fléchissants.

Nous aurons donc sur les appuis, au milieu des longs côtés :

$$K = \frac{1}{2} \frac{l_1^3}{l^3 + l_1^3} ql \quad (12)$$

et au milieu des petits côtés :

$$K_1 = \frac{1}{2} \frac{l^3}{l^3 + l_1^3} ql_1 \quad (13)$$

Pour une dalle carrée ces formules donnent :

$$K = K_1 = \frac{1}{4} ql \quad (14)$$

Telles sont les formules à appliquer pour le calcul des dalles monolithes formant planchers, terrasses, etc., lorsque les appuis ne présentent pas de résistance à l'encastrement.

Si la dalle est encadrée sur ses quatre bords, on peut encore généraliser les formules relatives aux plaques métalliques en appliquant les mêmes coefficients de réduction. Lorsque les encastresments sont imparfaits dans les conditions où on adopte les formules (6) et (7) ci-dessus, on a de même, suivant le petit axe, comme moment sur les appuis :

$$o = - \frac{1}{24} \frac{l_1^3}{l^3 + l_1^3} ql^2 \quad (15)$$

et au centre :

$$M_c = + \frac{1}{12} \frac{l_1^3}{l^3 + l_1^3} ql^2 \quad (16)$$

Suivant le grand axe, on a sur les appuis :

$$M_{o1} = - \frac{1}{24} \frac{l^3}{l^3 + l_1^3} ql_1^2 \quad (17)$$

et au centre :

$$M_{c1} = + \frac{1}{12} \frac{l^3}{l^3 + l_1^3} ql_1^2 \quad (18)$$

Pour la dalle carrée, on a donc comme moment sur les appuis :

$$M_o = -\frac{1}{48} ql^2 \quad \left. \begin{array}{l} \text{dalle} \\ \text{carrée} \end{array} \right\} \quad (19)$$

et au milieu :

$$M_c = +\frac{1}{24} ql^2 \quad (20)$$

Ce sont ces formules qu'il convient d'appliquer notamment au calcul des hourdis des planchers monolithes comportant des poutres principales et secondaires.

Les efforts tranchants sont les mêmes que pour les dalles appuyées.

**571. Armature simple.** — Considérons d'abord le cas d'une pièce armée *uniquement dans la zone étendue*. L'armature est supposée droite.

Nous conservons les notations définies au n° 511. Soient en outre :

$\mu = \frac{M}{eh^2}$  le moment rapporté à l'unité de largeur et de hauteur de section ;

$\varphi = \frac{\omega}{eh}$  le *pourcentage* en métal ou rapport de la section de l'armature tendue à la section totale de la pièce ;

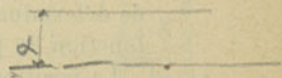
$\alpha = \frac{a}{h}$  la fraction de la hauteur qu'occupe la partie comprimée de la section.

Nous admettons que les barres de l'armature ont leur centre placé à une distance de la face inférieure égale au  $\frac{1}{6}$  de l'épaisseur totale  $h$ .

$$d = \frac{h}{6}, \text{ d'où } h' = \frac{5}{6} h$$

Posant en outre  $m = 10$  (voy. n° 553), nous obtenons pour l'équation (32) du n° 516 transformée :

$$\frac{1}{2} x^2 = 10 \varphi \left( \frac{5}{6} - \alpha \right)$$



d'où :

*fibre neutre*

$$\alpha = 10 \varphi \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{1}{6\varphi}} \right)$$

$$\frac{\alpha h}{h} \quad (21)$$

qui définit la position de la fibre neutre en fonction du pourcentage.

Nous pouvons aussi déterminer  $\alpha$  en fonction du rapport des taux de travail  $p$  et  $\tau$ .



L'équation (41) du n° 516 nous donne :

$$\frac{5}{6} = \left(1 + \frac{\tau}{10p}\right) \alpha$$

d'où :

$$\alpha = \frac{25}{3 \left(10 + \frac{\tau}{p}\right)} \quad (22)$$

Le pourcentage correspondant peut alors être calculé par la formule (43) qui devient :

$$\varphi = \frac{p\alpha}{2\tau} \quad (23)$$

ou :

$$\varphi = \frac{p \cdot 25}{6\tau \left(10 + \frac{\tau}{p}\right)} \quad (24)$$

En ce qui concerne le moment, résistant l'équation (37) nous donne :

$$\mu = \frac{p\alpha}{6} (2,5 - \alpha) \quad (25)$$

relation entre le moment résistant et le taux de travail du béton.  
encore, par l'équation (34) :

$$\tau = \frac{10}{6} \frac{p}{\alpha} (5 - 6\alpha) \quad (26)$$

d'où, en substituant dans la relation (25) ci-dessus :

$$\mu = \frac{\tau \alpha^2 (2,5 - \alpha)}{10 (5 - 6\alpha)} \quad (27)$$

équation donnant le moment en fonction du taux de travail de l'armature.

**572. Moments résistants unitaires.** — Ces équations permettent de déterminer la loi de variation du moment résistant unitaire  $\mu$  en fonction du pourcentage  $\varphi$ .

La position de la fibre neutre ne dépend que de  $\varphi$ . L'équation (21) qui donne  $\alpha$  est traduite en diagramme dans la figure 844 (lieu des  $\alpha$ ).

Partant de là, on peut déterminer la loi de variation de  $\mu$  pour une valeur déterminée de  $p$  ou de  $\tau$ . Le lieu diffère suivant que l'on se donne le taux de travail du béton ou du métal.

Supposons d'abord que l'on se donne le taux de travail du béton. En remplaçant successivement  $p$  dans l'équation (25) par les deux valeurs limites choisies soit 30 kilogrammes et 50 kilogrammes par

*fibre neutre*

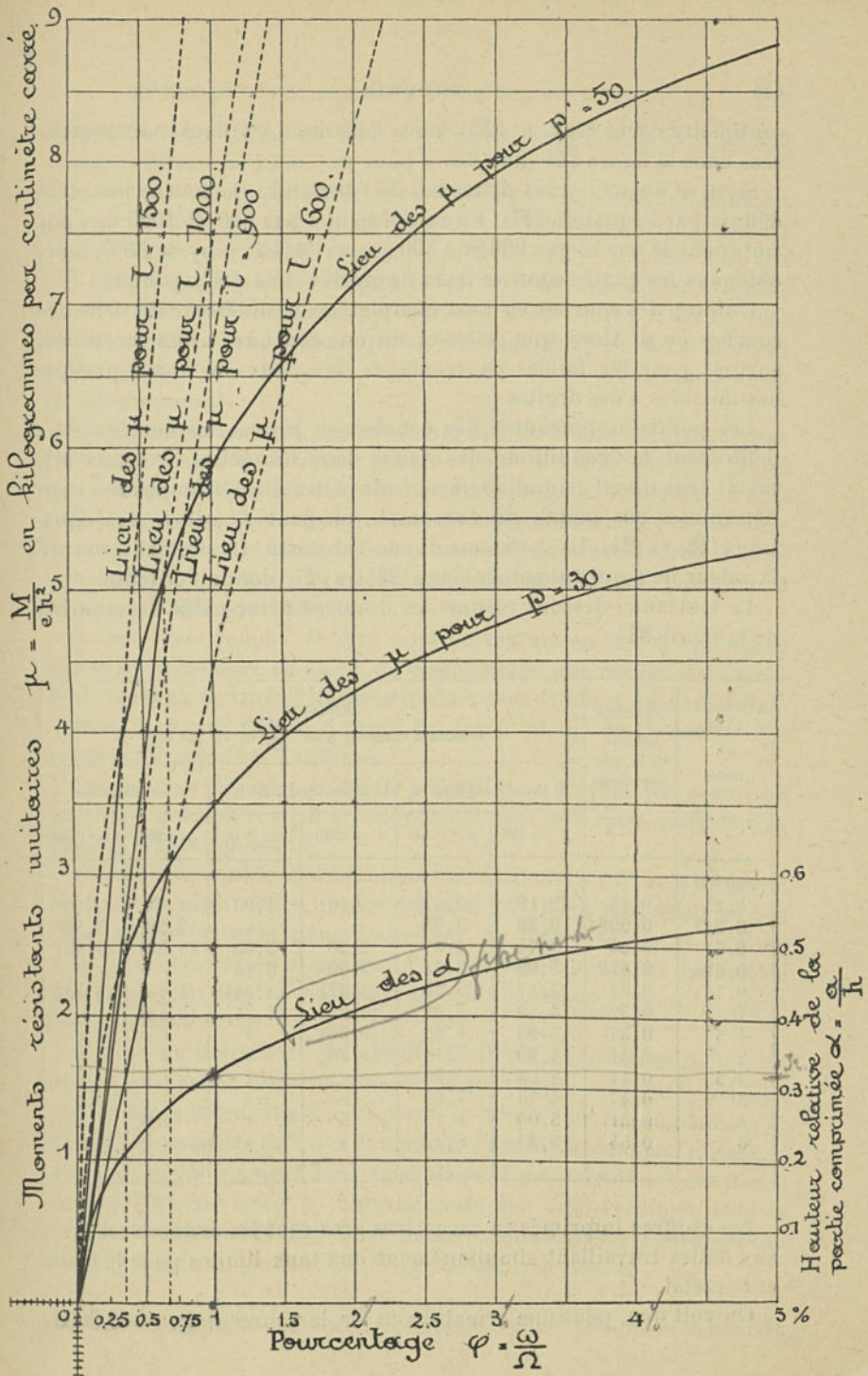


Fig. 844.



centimètre carré (voy. n° 555), nous obtenons les deux courbes tracées dans la figure 844 (lieu des  $\mu$  pour  $p$ ).

Si on se donne le taux de travail de l'armature, la courbe des  $\mu$  est définie par l'équation (27). En remplaçant  $\tau$  par 600 et 1000 kg. par  $\text{cm}^2$  (pour le fer) et par 900 et 1 500 (pour l'acier) (voy. n° 560), nous obtenons les quatre courbes de la figure 844 (lieu des  $\mu$  pour  $\tau$ ).

L'allure des courbes en  $\tau$  est complètement différente de celle des courbes en  $p$ . Alors que celles-ci ont une courbure assez accentuée, surtout pour les faibles pourcentages, les lieux en  $\tau$  sont presque assimilables à des droites.

Les points de rencontre des courbes en  $p$  avec les courbes en  $\tau$  définissent les conditions des dalles dans lesquelles le béton et le métal travaillent simultanément aux taux-limites imposés. Pour déterminer ces points de rencontre, on peut se servir des équations (22) et (24). La deuxième donne l'abscisse. La première fournit la valeur de  $\alpha$  qui substituée dans (25) ou (27) donne l'ordonnée.

Le tableau ci-dessous résume les données principales des courbes de la figure 844.

POURCENTAGE en métal  $\varphi = \frac{\omega}{eh}$	HAUTEUR relative de la zone comprimée  $\alpha = \frac{a}{h}$	MOMENTS résistants unitaires $\mu = \frac{M}{eh^2}$ en kg par $\text{cm}^2$					
		le béton travaillant à		le fer travaillant à		l'acier travaillant à	
		$p = 30$	$p = 50$	$\tau = 600$	$\tau = 1\ 000$	$\tau = 900$	$\tau = 1\ 500$
pour 100							
0,25	0,18	(2,10)	(3,49)	1,16	1,93	1,74	2,90
<b>0,347</b>	<b>0,208</b>	<b>2,39</b>	<b>3,98</b>	»	»	<b>2,39</b>	<b>3,98</b>
0,5	0,24	2,74	4,57	2,20	3,66	(3,29)	(5,49)
<b>0,694</b>	<b>0,278</b>	<b>3,09</b>	<b>5,14</b>	<b>3,09</b>	<b>5,14</b>	»	»
0,75	0,29	3,17	5,28	(3,32)	(5,54)	(4,99)	(8,31)
1	0,32	3,49	5,81	(4,35)	(7,25)	(6,52)	»
1,5	0,37	3,96	6,60	(6,38)	»	»	»
2	0,41	4,28	7,14	(8,30)	»	»	»
2,5	0,44	4,55	7,58	»	»	»	»
3	0,47	4,75	7,93	»	»	»	»
4	0,51	5,06	8,43	»	»	»	»
5	0,54	5,29	8,82	»	»	»	»

Les chiffres imprimés en caractères gras sont les données relatives aux dalles travaillant simultanément aux taux limites pour le béton et le métal.

On voit que, pour une armature en fer, le pourcentage  $\varphi = 0,00694$

définit les conditions où l'on a à la fois soit  $p = 30$  et  $\tau = 600$  soit  $p = 50$  et  $\tau = 1000$ .

Si le pourcentage est inférieur à 0,00694, le moment résistant est plus grand avec  $p = 30$  (ou 50) qu'avec  $\tau = 600$  (ou 1000). Si donc on voulait, avec une faible armature, faire travailler le béton à 30 (ou 50) kilogrammes par centimètre carré, le métal travaillerait à plus de 600 (ou 1000) kilogrammes par centimètre carré. C'est la condition relative à l'armature qui doit définir dans ce cas le moment résistant. Le béton travaille alors à moins de 30 kilogrammes (ou 50 kilogrammes).

Si le pourcentage est supérieur à 0,00694, la situation inverse se produit. Le moment résistant pour  $\tau = 600$  (ou 1000) est plus grand que pour  $p = 30$  (ou 50). Il n'est donc plus possible, sous peine d'exagérer le travail du béton, de profiter de la résistance complète de l'armature lorsque celle-ci est de forte section. C'est la considération relative au béton qui doit alors définir le moment résistant, pour lequel on aura  $\tau < 600$  (ou 1000).

Ce que nous venons de dire pour l'armature en fer est applicable au cas de l'armature en acier. Le pourcentage qui réalise simultanément les taux de travail limites est alors plus faible et égal à 0,00347.

Dans la figure 844 on a tracé en *traits pleins* les branches des courbes de moments à utiliser.

Les courbes figurées en *traits pointillés* ne doivent pas servir en pratique. Les chiffres qui s'y rapportent sont mis *entre parenthèses* dans le tableau ci-dessus.

On voit donc que le lieu des moments résistants  $\mu$  présente un jarret au droit du point où les limites des taux de travail sont atteintes à la fois dans le béton et dans l'armature. Ce jarret sépare le lieu en deux branches, l'une appartenant à la courbe en  $\tau$ , pour les faibles pourcentages ; l'autre, appartenant à la courbe en  $p$ , pour les pourcentages plus élevés.

Il en serait autrement si l'une des matières en présence (béton ou métal) présentait une résistance infinie. Supposons qu'il en soit ainsi pour le béton. Il n'y aura plus à se préoccuper des courbes en  $p$ . Ce sont les courbes en  $\tau$  qui donneront l'allure du moment résistant. Dans ce cas *le moment sera sensiblement proportionnel au pourcentage*. L'expérience a confirmé cette loi dans certaines limites (voy. n<sup>os</sup> 468 et 475). Elle nous montre, sinon que la résistance du béton est infinie, tout au moins qu'elle est très élevée.

573. Formules. — Lorsqu'on s'impose comme condition d'utiliser



complètement la résistance du béton et du métal, ce qui est évidemment le parti le plus économique, les formules de la flexion deviennent respectivement <sup>1</sup> (unités : kilogramme et centimètre) :

1° Sécurité de premier ordre. Armature en fer.

$$\begin{aligned} p &= 30 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 600 \text{ —} \\ M &= 3,09 \text{ } eh^2 \end{aligned} \quad (28)$$

ou

$$h = 0,57 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (29)$$

$$\omega = 0,00694 \text{ } eh \quad (30)$$

2° Sécurité de premier ordre. Armature en acier.

$$\begin{aligned} p &= 30 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 900 \text{ —} \\ M &= 2,39 \text{ } eh^2 \end{aligned} \quad (31)$$

ou

$$h = 0,65 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (32)$$

$$\omega = 0,00347 \text{ } eh \quad (33)$$

3° Sécurité de second ordre. Armature en fer.

$$\begin{aligned} p &= 50 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 1000 \text{ —} \\ M &= 5,14 \text{ } eh^2 \end{aligned} \quad (34)$$

ou

$$h = 0,44 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (35)$$

$$\omega = 0,00694 \text{ } eh \quad (36)$$

4 Sécurité de second ordre. Armature en acier.

$$\begin{aligned} p &= 50 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 1500 \text{ —} \\ M &= 3,98 \text{ } eh^2 \end{aligned} \quad (37)$$

ou

$$h = 0,50 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (38)$$

$$\omega = 0,00347 \text{ } eh \quad (39)$$

<sup>1</sup> Il s'agit ici uniquement des bétons et armatures ordinaires. Pour les cas spéciaux, les coefficients sont à modifier (voy. nos 556 et 561).

On remarquera que ces formules sont absolument semblables à celles de la méthode KOENEN-WAYSS (n° 537). Seuls les coefficients diffèrent.

**574. Application.** — Soit à déterminer les éléments d'une section de la pièce connaissant le moment  $M$  des forces extérieures dans cette section (voy. nos 568-570) et les taux de travail maxima du béton et du métal (voy. nos 555 et 560).

Supposons d'abord que l'on ne soit pas assujéti à une condition spéciale quant à l'épaisseur  $h$  de la dalle. Dans ce cas, comme il vient d'être dit, on s'imposera pour  $p$  et  $\tau$  les valeurs limites choisies.

Le problème se résoud par les formules du numéro précédent. Si par exemple  $p = 30$  et  $\tau = 600$ , la formule (29) donne l'épaisseur de la dalle et la formule (30) la section totale de l'armature, qu'il suffit alors de répartir en un certain nombre de barres sur la largeur  $e^1$ .

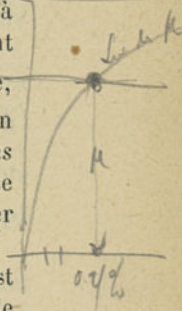
Il se peut que l'épaisseur  $h$  soit imposée. Dans ce cas on opère à l'aide des diagrammes de la figure 844 de la façon suivante : Ayant déterminé par la formule  $\mu = \frac{M}{eh^2}$  la valeur du moment unitaire, on porte cette valeur en ordonnée et l'on trace une horizontale. On marque le point où celle-ci coupe le lieu des  $\mu$  figuré en traits pleins relatif aux conditions de taux de travail imposées. L'abscisse de ce point est le pourcentage  $\varphi$  de la dalle. Il ne reste plus qu'à poser  $\omega = \varphi eh$  pour avoir la section de l'armature.

Il peut se présenter deux cas : ou bien l'épaisseur imposée est plus faible que la valeur de  $h$  que l'on obtiendrait en appliquant le mode de calcul précédent ; ou bien elle est plus grande.

Dans le premier cas,  $\mu$  est plus grand que la valeur du moment résistant fourni par ce calcul, et l'horizontale coupe le lieu des  $\mu$  dans la branche qui fait partie d'une courbe en  $p$ . Dans le second cas,  $\mu$  est plus petit et l'horizontale coupe une courbe en  $\tau$ .

On voit donc que, lorsque l'épaisseur  $h$  est imposée, il n'est pas possible de faire travailler le béton et le métal à leur taux limite simultanément. Si la dalle est de faible épaisseur, le béton travaille à son taux limite, mais l'armature n'est pas complètement utilisée. Si l'épaisseur est forte, c'est le métal qui est sollicité à sa limite, tandis que le béton travaille moins.

<sup>1</sup> Dans les formules du n° 573 on peut poser  $e = 1$ . Si l'unité est le centimètre,  $\omega$  est la section d'armature rapportée au centimètre de largeur de dalle et, dans les formules des moments fléchissants (nos 569-570),  $q$  est la charge par centimètre carré.





Il est donc inexact d'admettre, comme le font toutes les méthodes empiriques, que le béton et le métal peuvent travailler dans tous les cas à leurs taux extrêmes.

Au lieu de se servir des diagrammes de la figure 844, on peut également opérer par formules lorsque  $h$  est imposé. Mais le calcul exact n'est simple que lorsque l'épaisseur donnée est plus faible que celle résultant des formules du n° 573.

S'il en est ainsi, ce dont on doit s'assurer en premier lieu, on écrit :

$$\mu = \frac{M}{eh^2}, \text{ puis :}$$

$$\alpha = \frac{5}{4} - \sqrt{\frac{25}{16} - \frac{6\mu}{p}} \quad (40)$$

formule déduite de la relation (25). Puis (21) donne :

$$\varphi = \frac{\alpha^2}{20 \left( \frac{5}{6} - \alpha \right)} \quad (41)$$

et l'on a :  $\omega = \varphi eh$ .

L'équation (40) impose une condition. On doit avoir :

$$\alpha < \frac{5}{6}$$

d'où

$$\frac{5}{12} < \sqrt{\frac{25}{16} - \frac{6\mu}{p}}$$

qui fournit l'inégalité :

$$h > \frac{6}{5} \sqrt{\frac{3M}{pe}} \quad (42)$$

Si l'épaisseur donnée est plus faible que  $\frac{6}{5} \sqrt{\frac{3M}{pe}}$ , on ne peut réaliser une dalle travaillant au taux imposé  $p$ .

Lorsque l'épaisseur est plus forte que celle donnée par les formules du n° 573, il faudrait, pour opérer par le calcul, se servir de l'équation (27) pour déterminer  $\alpha$  en fonction de  $\mu$  et de  $\tau$ . La résolution de cette équation se ferait par tâtonnements. Puis on substituerait la valeur trouvée pour  $\alpha$  dans (41) pour avoir  $\varphi$ .

La solution se simplifie beaucoup lorsque l'on se contente d'une détermination approximative. On a vu que les lieux en  $\tau$  de la figure 844 sont, à peu de chose près, des droites. Considérons-les comme telles. A l'équation (27) nous substituons la relation approximative :

$$\mu = 0,75 \varphi \tau \quad (43)$$

ou

$$M = 0,75 \omega h \tau \quad (44)$$

et nous avons simplement :

$$\omega = \frac{M}{0,75 h \tau} \quad (45)$$

qui nous donne directement la section de l'armature.

**575. Tableaux de résistance.** — L'usage déjà très simple des formules du n° 573 peut encore être facilité en pratique par l'emploi de tableaux de valeurs calculées d'avance.

S'il s'agit d'une dalle appuyée librement aux extrémités, on a (voy. n° 569) :  $M = \frac{1}{8} q l^2$ . D'autre part on a, par exemple (1<sup>er</sup> cas du n° 573)  $M = 3,09 h^2$  (en faisant  $e = 1$ ). Il vient donc, en exprimant toutes les grandeurs en kilogrammes et centimètres :

$$q = 24,72 \frac{h^2}{l^2} \quad (46)$$

Un tableau à deux entrées permet d'indiquer toutes les valeurs de surcharges  $q$  correspondant à diverses épaisseurs  $h$  et portées  $l$ . Un simple coup d'œil sur un tableau de ce genre permet, lorsque l'on connaît la surcharge  $q$  et la portée  $l$ , de trouver immédiatement l'épaisseur  $h$ <sup>1</sup>.

Lorsque la dalle est encastrée et que l'on fait usage de la formule  $M = \frac{1}{12} q l^2$ , il suffit de reproduire le tableau précédent en majorant de moitié la valeur de  $q$ .

Un tableau semblable peut être dressé pour l'armature. On prend comme entrées, dans un sens l'épaisseur des dalles, dans l'autre sens le diamètre des barres. Le tableau indique le nombre des barres par mètre.

**576. Règles logarithmiques.** — M. MEYER, ingénieur à Zurich, a établi des règles à calcul permettant de déterminer directement les éléments d'une dalle ou d'une poutre en béton armé en fonction de la portée et de la charge. Le principe en est le même que celui des règles logarithmiques ordinaires. Elles s'appliquent à tous les genres de formules. Supposons, par exemple, qu'il s'agisse de construire une règle pour l'usage de la formule (46). On a :

$$\log q = \log 24,72 + 2 \log h - 2 \log l.$$

<sup>1</sup> Le tableau peut être dressé de façon à renseigner, non la charge totale  $q$ , mais la surcharge utile déduction faite du poids mort, ce qui en facilite encore l'emploi.



Il suffit donc de tracer une échelle logarithmique des valeurs de  $h$  et une autre des valeurs de  $l$ . Si l'une est fixe et l'autre mobile, un simple déplacement de celle-ci permet de lire immédiatement la valeur de  $q$  en face d'un repère dont la position relative par rapport à l'échelle sur laquelle il est placé tient compte de la constante de la formule. Inversement, on peut aussi déterminer  $h$  connaissant  $q$  et  $l$ . Il suffit de graduer les échelles d'après ces deux dernières grandeurs.

M. MEYER a appliqué ce principe au calcul des moments sollicitants, du nombre des barres de l'armature, des étriers des poutres, etc.

Pour un bureau d'études appelé à dresser de nombreux projets, des règles à calcul de ce genre peuvent avantageusement remplacer les tableaux dont il est question ci-dessus.

**577. Armature double.** — Il se peut que la section de dalle à vérifier comporte également une armature dans la partie comprimée. Nous supposons, dans ce qui suit, que toutes les barres de l'armature sont droites et parallèles à l'axe de la pièce.

Reprenons les notations du n° 511. S'il s'agit d'une section d'encastrement,  $\omega_1$  (armature comprimée) se rapporte aux barres inférieures,  $\omega$  (armature tendue) aux barres supérieures.

Soient encore :

$$\mu = \frac{M}{eh^2}; \quad \varphi = \frac{\omega}{he}; \quad \alpha = \frac{a}{h}$$

Le pourcentage  $\varphi$  se rapporte donc exclusivement à l'armature tendue. Désignons par :

$\gamma = \frac{\omega_1}{\omega}$  le rapport des sections des deux armatures.

Nous admettons que les barres de chaque armature ont leur axe situé à  $\frac{h}{6}$  de la face voisine. Nous avons donc :

$$c = d = \frac{h}{6} \quad h' = \frac{5}{6} h$$

Avec  $m = 10$ , l'équation (15) du n° 511 nous donne :

$$\alpha = 10 \varphi (1 + \gamma) \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{(5 + \gamma)}{30(1 + \gamma)^2 \varphi}} \right] \quad (47)$$

En substituant successivement dans cette expression :  $\gamma = \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}, 1$ , etc. on obtient une série d'équations de la forme (21) (n° 571).

Pour  $\gamma = 1$  (cas de l'armature symétrique), par exemple, on a :

$$\alpha = 20 \varphi \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{1}{20 \varphi}} \right] \quad (48)$$

Ces équations permettent de tracer des courbes semblables à celle de la figure 844 qui donnent la loi de variation de  $\alpha$  en fonction de  $\varphi$  pour chacune des proportions susvisées.

L'équation (8) du n° 511 devient :

$$\mu = \frac{p}{\alpha} \left\{ \frac{1}{3} \alpha^3 + \frac{5}{48} \varphi \left[ \gamma (6\alpha - 1)^2 + (5 - 6\alpha)^2 \right] \right\} \quad (49)$$

relation qui correspond à l'équation (25) ci-dessus (n° 571) et peut servir également au tracé de courbes en  $p$  pour diverses valeurs de  $\gamma$ .

L'équation (26) étant encore applicable dans le cas actuel, nous avons pour équation des courbes en  $\tau$  :

$$\mu = \frac{\tau}{5(5 - 6\alpha)} \left\{ \alpha^3 + \frac{5}{6} \varphi \left[ \gamma (6\alpha - 1)^2 + (5 - 6\alpha)^2 \right] \right\} \quad (50)$$

qui remplace l'équation (27) (n° 571) des dalles à armature simple.

S'il s'agit de déterminer les abscisses et ordonnées des points de rencontre des courbes, c'est-à-dire des éléments pour lesquels, simultanément,  $p$  et  $\tau$  atteignent leurs valeurs maxima, on peut faire usage des équations :

$$\alpha = \frac{25}{3 \left( 10 + \frac{\tau}{p} \right)} \quad (22)$$

et

$$\varphi = \frac{px}{2\tau} \left[ \frac{1}{1 - \gamma \left( \frac{6\alpha - 1}{5 - 6\alpha} \right)} \right] \quad (51)$$

En pratique on évitera donc, dans l'usage courant, la complication des formules qui précèdent en construisant pour chacune des valeurs  $\gamma = \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}, 1$ , un tableau graphique semblable à celui de la figure 844 d'après les indications du n° 572.

Les valeurs de  $\mu$  et  $\varphi$  relatives aux points de rencontre de ces courbes seront les coefficients de formules analogues à celles du n° 573.

L'application de ces formules et tableaux se fera dans les conditions exposés aux n°s 574-576.

**578. Efforts de glissement.** — Les conditions relatives aux moments fléchissants déterminent complètement les dimensions de la pièce et des armatures. Les efforts de glissement peuvent donc être évalués directement.



On calcule d'abord le *taux de cisaillement du béton* au niveau de la fibre neutre.

Lorsque l'armature est *droite et simple*, on a (voy. n° 516) :

$$\theta_0 = \frac{K}{e \left( h' - \frac{a}{3} \right)}$$

Désignons par :

$\mathcal{J}C = \frac{K}{eh}$  l'effort tranchant rapporté à l'unité de section. Il vient :

$$\theta_0 = \frac{\mathcal{J}C}{\frac{5}{6} - \frac{\alpha}{3}} \quad (52)$$

La valeur de  $\alpha$  dépend du pourcentage en métal. Sa détermination a été donnée ci-dessus (n°s 571-573). Si l'on s'en tient aux pourcentages les plus économiques (voy. n° 573), on a, lorsque l'armature est en fer :

$$\alpha = 0,278$$

d'où

$$\theta_0 = 1,35 \mathcal{J}C \quad (53)$$

et lorsqu'elle est en acier :

$$\alpha = 0,208$$

d'où

$$\theta_0 = 1,31 \mathcal{J}C \quad (54)$$

Le coefficient de  $\mathcal{J}C$  dans ces formules vaut au minimum  $\frac{6}{5} = 1,20$  (correspondant à  $\varphi = 0$ ). Il est égal à 1,53 pour  $\varphi = 5$  p. 100.

Cette variation étant relativement faible, on se contentera souvent, en pratique, de prendre, comme pour les pièces homogènes, et quel que soit le pourcentage :

$$\theta_0 = 1,50 \mathcal{J}C \quad (55)$$

Lorsque l'armature est *double et droite* on a (voy. n° 512) :

$$\theta_0 = \frac{K mb\omega}{e \left( \frac{1}{3} a^3 e + m (\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \right)}$$

formule que nous écrirons :

$$\theta_0 = \frac{30 \varphi (5 - 6 \alpha) \mathcal{J}C}{6 \alpha^3 + 5 \varphi [\gamma (6 \alpha - 1)^2 + (5 - 6 \alpha)^2]} \quad (56)$$

On peut calculer pour divers pourcentages et valeurs de  $\gamma$  le coefficient de  $\mathcal{J}C$  dans cette formule.

Il semble cependant que l'on puisse se contenter en pratique de la formule (55).

**579. Calcul des étriers et liaisons transversales.** — Si la valeur de  $\theta_0$ , ainsi obtenue est inférieure à la limite admise (voy. n° 557), les armatures transversales sont inutiles.

Dans le cas contraire, on doit prévoir des *étriers* ou *liens transversaux*. Leur espacement est réglé d'après les conditions d'exécution de la pièce, et de telle sorte que la variation du moment fléchissant  $\Delta M$  correspondant à chacun d'eux soit la même.

Lorsque l'armature est *simple*, leur section est donnée par la formule :

$$\sigma = \frac{\Delta M}{\theta_m \left( \frac{5}{6} - \frac{\alpha}{3} \right) h} \quad (57)$$

Approximativement, si  $\Delta x$  est l'espacement des étriers voisins des appuis, on peut poser  $\Delta M = K \Delta x$ , d'où :

$$\sigma = \frac{K e \Delta x}{\theta_m \left( \frac{5}{6} - \frac{\alpha}{3} \right)} \quad (58)$$

que l'on peut écrire :

$$\sigma = \frac{\theta_0}{\theta_m} e \Delta x \quad (59)$$

lorsque  $\theta_0$  a été calculé par l'une des formules (52) à (55).

On remplacera dans ces expressions  $\theta_m$  par la valeur choisie pour le taux de cisaillement limite du métal (voy. n° 562).

Si l'armature est *double*, l'expression générale est :

$$\sigma = \frac{\Delta M \times 30 \varphi (5 - 6 \alpha)}{\theta_m h \{ 6 \alpha^3 + 5 \varphi [ \gamma (6 \alpha - 1)^2 + (5 - 6 \alpha)^2 ] \}} \quad (60)$$

formule qui peut s'employer également sous la forme (59), lorsque l'on a calculé préalablement la valeur  $\theta_0$  par la formule (56).

#### b) Poutres.

**580. Moments fléchissants et efforts tranchants.** — Les formules données plus haut à propos des dalles (n° 569), pour la détermination des efforts extérieurs, sont applicables aux poutres, étant entendu que la notation  $q$  désigne maintenant la charge qui sollicite la poutre par unité de longueur.



Dans le cas actuel, il est d'autant plus nécessaire de tenir compte de l'influence des encastremements que, pour les poutres en T, qui sont d'un usage si répandu, les sections voisines des appuis fonctionnent dans de mauvaises conditions, la semelle étant étendue et la nervure comprimée.

**581. Poutres rectangulaires.** — Les poutres de section rectangulaire sont des dalles de petite largeur. Leur calcul est donc identiquement le même. En pratique, il en diffère cependant légèrement parce que, à cause de la hauteur plus forte des pièces, on place les barres de l'armature à une distance relativement moindre de la surface que dans les dalles.

Au lieu de poser :

$$d = \frac{h}{6} \text{ et } h' = \frac{5}{6} h$$

comme nous l'avons fait au n° 571, nous admettrons :

$$d' = \frac{h}{10} \text{ et } h' = \frac{9}{10} h$$

Les formules sont donc quelque peu modifiées. En prenant les mêmes notations, nous avons, pour le cas de l'armature *droite et simple* :

$$\alpha = 10 \varphi \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{9}{50} \varphi} \right) \quad (1)$$

qui donne la position de la fibre neutre d'après le pourcentage.

La relation suivante l'exprime en fonction des taux de travail

$$\alpha = \frac{9}{10 + \frac{\tau}{p}} \quad (2)$$

On a encore :

$$\varphi = \frac{p \alpha}{2 \tau} \quad (3)$$

ou :

$$\varphi = \frac{9 p}{2 \tau \left( 10 + \frac{\tau}{p} \right)} \quad (4)$$

Les moments résistants unitaires sont donnés en fonction de  $p$  par :

$$\mu = \frac{p \alpha}{6} (2,7 - \alpha) \quad (5)$$

et en fonction de  $\tau$  par :

$$\mu = \frac{\tau \alpha^2}{6} \frac{(2,7 - \alpha)}{(9 - 10 \alpha)} \quad (6)$$

Nous ne reviendrons pas sur le tracé des lieux des valeurs de  $\alpha$  et de  $\mu$ , ni sur leur emploi et la méthode de calcul qui en résulte. On trouvera les détails nécessaires à cet égard dans les nos 572 à 576, ce qui permettra de dresser un tableau graphique semblable à celui de la figure 844.

Il suffira de transcrire ici sous leur nouvelle forme les équations qui répondent au pourcentage le plus économique et doivent remplacer celles du n° 573.

1° Sécurité de premier ordre. Armature en fer.

$$\begin{aligned} p &= 30 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 600 \text{ —} \\ M &= 3,60 \text{ eh}^2 \end{aligned} \quad (7)$$

ou

$$h = 0,53 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (8)$$

$$\omega = 0,0075 \text{ eh} \quad (9)$$

2° Sécurité de premier ordre. Armature en acier.

$$\begin{aligned} p &= 30 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 900 \text{ —} \\ M &= 2,78 \text{ eh}^2 \end{aligned} \quad (10)$$

ou

$$h = 0,60 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (11)$$

$$\omega = 0,00375 \text{ eh} \quad (12)$$

3° Sécurité de second ordre. Armature en fer.

$$\begin{aligned} p &= 50 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 1000 \text{ —} \\ M &= 6,00 \text{ eh}^2 \end{aligned} \quad (13)$$

ou

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (14)$$

$$\omega = 0,0075 \text{ eh} \quad (15)$$

4° Sécurité de second ordre. Armature en acier.

$$\begin{aligned} p &= 50 \text{ kg par cm}^2 \\ \tau &= 1500 \text{ —} \\ M &= 4,64 \text{ eh}^2 \end{aligned} \quad (16)$$



ou

$$h = 0,46 \sqrt{\frac{M}{e}} \quad (17)$$

$$\omega = 0,00375 \, eh \quad (18)$$

Le cas de l'armature *double* se traiterait également suivant la méthode exposée pour les dalles au n° 577.

Les calculs relatifs à la stabilité de glissement ne présentent non plus rien de spécial et sont à faire par la méthode des n°s 578-579.

**582. Constructions monolithes.** — En pratique, l'application de la théorie des poutres en T (n°s 518-525) soulève une difficulté d'interprétation lorsqu'il s'agit d'une construction (plancher, pont, paroi, etc.) à éléments solidaires. On doit, en effet, dans ce cas, faire choix, pour le calcul des poutres, de la valeur de  $\lambda$ , c'est-à-dire de la largeur du hourdis que l'on suppose devoir être intéressée par la flexion (voy. fig. 832, n° 519). Certains constructeurs admettent que le hourdis fonctionne sur toute sa largeur comme semelle comprimée des poutres qu'il réunit et prennent toujours pour  $\lambda$  l'espacement des poutres, tandis que d'autres reconnaissent que cette hypothèse est empreinte d'exagération lorsque les poutres sont très distantes. Ils adoptent dans ce cas pour  $\lambda$  une certaine fraction de l'espacement des poutres, ou encore un certain multiple de l'épaisseur du hourdis (voy. n° 542).

Le plus souvent on perd d'ailleurs de vue que les flexions que l'on considère successivement dans le calcul des divers éléments du plancher doivent se combiner entre elles.

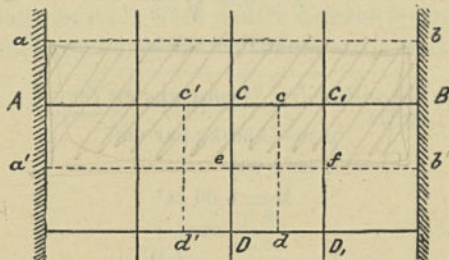


Fig. 845.

Considérons en effet un plancher à poutres croisées (fig. 845). D'après la première hypothèse, la poutre principale AB a pour semelle le hourdis  $a b a' b'$ , celui-ci étant comprimé dans le sens AB; une poutre secondaire telle que CD intéresse la surface  $c d c' d'$  qui est comprimée dans la direction CD; enfin le hourdis sur une surface

telle que  $C D C_1 D_1$  fonctionne comme une dalle encastrée suivant  $C D$  et  $C C_1$  et éprouve des pressions dans les deux sens, pressions qui viennent s'ajouter à celles développées par la flexion des poutres. Si donc l'on admet que la semelle supérieure des poutres s'étend sur toute la largeur de l'espacement, il est indispensable d'ajouter aux taux de fatigue ainsi obtenus ceux que développe la pression propre du hourdis.

Supposons d'abord que le rectangle  $C D C_1 D_1$  soit proportionné de façon que  $C D > 2 C C_1$ . Les pressions développées par la flexion du hourdis suivant  $c d$  sont négligeables (voy. n° 570), mais celles qu'éprouve le béton suivant  $e f$  peuvent être importantes et doivent être ajoutées à celles de la poutre principale  $A B$ .

Si, au contraire, le hourdis repose sur des cadres  $C D C_1 D_1$  de forme carrée ou à peu près, il faut calculer les taux de fatigue dans les deux sens et ajouter les pressions développées suivant  $e f$  à celles des poutres principales  $A B$ , tandis que celles calculées suivant  $c d$  se combinent avec celles des poutres secondaires  $C D$ .

Cette méthode de calcul nous semble la plus simple et la plus pratique. Il serait évidemment plus conforme à la réalité de prendre pour la semelle des poutres principales une largeur inférieure à l'espacement des nervures, lorsque celui-ci est très grand. Mais le choix d'une valeur de  $\lambda$  serait évidemment très difficile et l'on serait exposé à commettre des erreurs considérables, surtout si l'on ne tenait pas compte des pressions développées par la flexion du hourdis.

D'autre part, il est bien certain également que la flexion propre du hourdis combinée avec la compression due à la flexion de la poutre donne en réalité de la flexion composée et que celle-ci devrait être étudiée comme telle. Il va de soi que la pratique ne saurait aborder de tels calculs, mais on ne peut s'abstenir de combiner deux forces de même direction, quitte à admettre, selon le cas, des taux de travail plus ou moins élevés.

**583. Poutres en T.** — Nous avons développé (nos 518 à 525) la théorie générale des poutres de cette forme et montré en quoi elle diffère de celle des pièces de section rectangulaire.

Considérons, par exemple, le cas d'une *poutre en T droit, à armature simple* (voy. n° 521).

Nous avons vu que, lorsque l'épaisseur de hourdis  $g$  (voy. fig. 832, n° 519) est plus forte que  $a$ , hauteur de la zone comprimée, la poutre se calcule comme si elle présentait une section rectangulaire de largeur  $= \lambda$ , largeur du hourdis.



Lorsque la poutre est proportionnée de cette façon, on peut donc recourir aux formules données ci-avant. Il suffit de se conformer aux indications données à propos des poutres rectangulaires (n° 581) et des dalles (n°s 571 à 576). On aura soin de poser  $\varphi = \frac{\omega}{\lambda h}$  c'est-à-dire de prendre le pourcentage d'après la section totale de la poutre mesurée au grand carré. L'expérience nous a montré d'ailleurs (n° 474) que c'est ce pourcentage qui définit la résistance de la poutre en T.

Les équations (1) à (6) ci-dessus sont, dans ces conditions, applicables sans aucune modification. Les diagrammes analogues à ceux de la figure 844 et tracés d'après ces formules restent donc les mêmes. Les formules (7) à (18) ne changent pas non plus sauf que la notation  $e$  doit y être remplacée par  $\lambda$ .

Si l'épaisseur de hourdis est plus faible que  $a$ , on opérera ainsi qu'il est dit au n° 521.

Les calculs relatifs à la stabilité de glissement sont encore analogues à ceux des dalles (n°s 578-579).

#### C. — Pièces courbes sollicitées à la compression.

584. Calcul des tuyaux soumis à une pression extérieure. — Reprenons le cas traité au n° 547 à propos des calculs empiriques.

La formule ci-après déjà citée nous donne la valeur de l'effort sollicitant :

$$P = \frac{1}{2} q D = 90 \quad (1)$$

Cet effort est reçu par le ciment de la paroi et par les directrices de l'armature. La détermination de ces éléments se ramène exactement au cas d'un mur chargé verticalement. La suite du calcul est donc la même que dans une pièce droite comprimée (voy. n°s 564-566). On se donne soit le pourcentage  $\varphi = \frac{\omega}{eh}$  ( $e$  = longueur de tuyau considérée,  $h$  = épaisseur de la paroi,  $\omega$  section totale des directrices sur cette longueur) soit l'épaisseur et par suite la section de béton  $\Omega = eh$  et l'on en déduit, en fonction du taux de pression admis pour le béton<sup>1</sup>, la valeur de  $\omega$ , section des directrices, ainsi que, le cas échéant, l'épaisseur de la paroi. La section  $\omega$  est ensuite répartie en un certain nombre de barres dont on fixe le diamètre et l'espacement.

<sup>1</sup> En cas d'emploi du béton ordinaire, ce taux est l'un de ceux choisis au n° 554. Si le dosage est plus riche ou si l'on met en œuvre du ciment à prise rapide, ce taux doit être augmenté ou diminué (voy. n° 556).

Ce côté de la question n'exige donc aucun développement et nous pouvons nous en rapporter à ce qui a été dit plus haut à ce sujet.

Reste le calcul des génératrices. Pour déterminer celles-ci, on peut assimiler la portion de paroi du tuyau, comprise entre deux spires A et B des directrices (fig. 846), à une dalle ayant comme portée la distance  $l$  de ces spires et fléchie par la pression uniformément répartie  $q$ . Sur la distance de deux génératrices, on peut supposer que cette dalle est plane. Le calcul est donc identiquement celui que nous avons développé pour les dalles (nos 510-516).

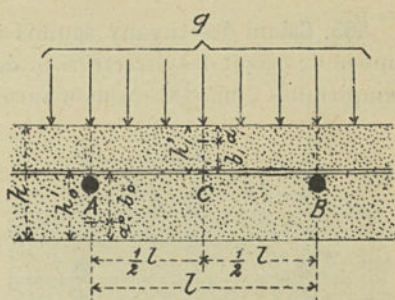


Fig. 846.

Par suite de la continuité de la paroi en béton et des génératrices de l'armature, on peut admettre que la dalle considérée est encadrée sur ses appuis en A et B.

Au droit de ceux-ci on a, comme moment fléchissant (en considérant cette dalle sur une largeur égale à l'unité) :

$$M_0 = \frac{1}{12} q l^2 \quad (2)$$

tandis qu'au milieu (en C), on a :

$$M_1 = \frac{1}{24} q l^2 \quad (3)$$

Ces deux moments se rapportent à des flexions de sens opposés.

Sur les appuis A et B, le béton est comprimé du côté intérieur de la paroi et étendu du côté extérieur. Au milieu de la distance (en C), c'est l'inverse qui se produit.

Étant donné l'emplacement de l'axe des génératrices, on connaît  $h_0$  et  $h_1$  (fig. 846) qui sont les hauteurs théoriques des deux sections A et C à considérer.

Pour calculer la section des génératrices, le plus simple est d'opérer par tâtonnements. On se donne une valeur de section que l'on vérifie en appliquant successivement en A et C les formules données au n° 516.



## D. — Pièces courbes sollicitées à l'extension.

585. Calcul des tuyaux soumis à une pression intérieure. — Le mode de calcul des directrices a déjà été exposé parmi les méthodes empiriques<sup>1</sup> (n° 548). Nous n'aurons à signaler ici que le procédé à employer pour déterminer les génératrices.

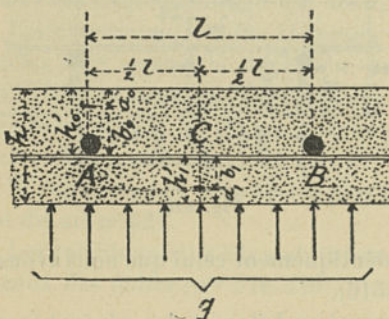


Fig. 847.

Ce dernier est absolument semblable à celui que nous venons d'indiquer pour les tuyaux comprimés. Il n'y a de différence que dans le sens de la flexion. La figure 846 est remplacée par la figure 847 ci-contre.

Nous renvoyons donc au numéro précédent pour tout ce qui concerne le calcul dont il s'agit.

Le mode d'emploi des formules pourrait, il est vrai, différer parce que l'épaisseur du béton n'est pas donnée. On pourrait chercher à déterminer cette épaisseur de manière à utiliser toute la résistance de la matière à la flexion. Mais cette étude conduirait généralement à l'adoption de parois très minces qui ne seraient pas pratiquement admissibles. Il est préférable de se donner l'épaisseur du béton par comparaison avec des constructions existantes et de fixer les valeurs de  $h_0$  et de  $h_1$ . On détermine donc la section des génératrices de la même manière que dans le cas précédent.

## E. — Pièces courbes sollicitées à la flexion. (Voûtes)

586. Efforts et moments sollicitants. — On sait que l'état de sollicitation d'une voûte (ou d'un arc) n'est déterminable par les équations de la statique que dans le seul cas où elle est munie d'articulations aux naissances et à la clef. Le problème de la stabilité des voûtes continues, ou pourvues d'une ou deux articulations seulement, exige l'emploi des conditions de déformation.

587. Voûtes articulées. — Lorsqu'une voûte articulée aux naissances et à la clef est supposée soumise à l'action d'une charge fixe

<sup>1</sup> Voyez également nos 560 et 561 pour le taux de travail du métal.

distribuée d'une manière quelconque, l'état de sollicitation des diverses sections de la construction se détermine très facilement par le tracé du polygone des résultantes, lequel est assujéti à passer par les trois articulations. Dans chacune des sections de la voûte soumise à la vérification, un tracé rapidement fait donne la composante normale  $N$  de l'effort sollicitant, ainsi que le moment  $M$  de la résultante par rapport au centre de la section.

Si l'on a en vue une surcharge mobile, la détermination exacte des efforts maxima nécessite la connaissance préalable des éléments de la construction. Nous avons, dans un mémoire spécial, exposé une méthode graphique qui fournit une solution simple et exacte de ce problème dans le cas d'une surcharge uniformément répartie, comme dans celui d'un train de forces isolées<sup>1</sup>. Une méthode approximative, applicable à la détermination directe des éléments du projet, consiste à supposer successivement que la surcharge couvre l'une, puis l'autre des deux moitiés de l'arche.

Nous avons donné précédemment (n° 550), à propos des calculs empiriques, les valeurs des poussées à la clef et aux naissances ainsi que celle du moment maximum développées dans une voûte articulée à axe parabolique, lorsque la surcharge ainsi que le poids mort sont uniformément répartis.

Nous les rappelons ci-après :

Soient  $q_1$  le poids mort,  $q_2$  la surcharge par unité de surface,  $l$  la portée et  $f$  la flèche.

Lorsque la surcharge couvre toute l'arche, on a, à la clef :

$$\left. \begin{array}{l} \text{à la clef} \\ \left\{ \begin{array}{l} N = \frac{1}{8} \frac{(q_1 + q_2) l^2}{f} \\ M = 0 \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad (1)$$

et aux naissances :

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux naissances} \\ \left\{ \begin{array}{l} N = \frac{1}{8} \frac{(q_1 + q_2) l^2}{f} \sqrt{1 + \frac{16 f^2}{l^2}} \\ M = 0 \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad (2)$$

Lorsque la surcharge ne couvre que la moitié de l'arche, on a, aux quarts de la portée :

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux quarts de la portée} \\ \left\{ \begin{array}{l} N = \frac{1}{16} (2q_1 + q_2) l^2 \sqrt{1 + \frac{4 f^2}{l^2}} \\ M = \frac{1}{64} q_2 l^2 \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} M = \frac{1}{64} q_2 l^2 \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad (4)$$

<sup>1</sup> P. CHRISTOPHE. Calcul des ponts en arc articulés aux naissances et à la clef. (Annales des Travaux publics de Belgique, août 1896, p. 529.)



**588. Voûtes continues.** — L'expérience montre (voy. n° 463) qu'une voûte non articulée soumise à l'action d'une charge fixe ou mobile se comporte d'une façon analogue à un arc élastique homogène. C'est ce qui a fait naître l'idée de calculer les voûtes en béton armé par les mêmes méthodes que les arcs métalliques.

Cette question a été traitée notamment par M. SPITZER, ingénieur en chef de la maison WAYSS de Vienne et par M. HAERENS, professeur à l'Université de Gand.

Admettre que la voûte en béton armé présente les caractères d'un arc métallique homogène, conduit à supposer que la matière dont il est formé jouit des mêmes propriétés à la compression et à l'extension. Ce caractère, qui peut appartenir au béton armé, mais non au béton considéré seul, a cependant été attribué à celui-ci. C'est, comme nous l'avons vu plus haut, l'hypothèse qui sert de départ à la méthode appliquée par MM. DE MAZAS, NEUMANN, LEFORT, RESAL, etc., au calcul des pièces fléchies (n° 494). Les auteurs précités l'ont étendue au calcul des voûtes.

D'après cette théorie, on remplace dans les sections de voûte, l'armature métallique par une section de béton  $m = \frac{E}{E'}$  fois plus grande et l'on traite la voûte ainsi obtenue comme un arc homogène. On pose les équations de déformation du solide en fonction de l'effort normal  $N$  et du moment  $M$  et l'on écrit comme conditions (si la voûte ne comporte aucune articulation) que les sections des naissances sont invariables en position et en orientation. Ces équations étant résolues, on en déduit la valeur de  $N$  et de  $M$  dans les sections dangereuses, ce qui permet de calculer le taux de travail du béton et du métal.

La méthode que nous venons d'exposer ne prête à aucune objection d'ordre théorique lorsque la voûte est, dans toute son étendue, sollicitée *uniquement à la compression*. Si l'on se reporte aux formules établies pour la flexion composée (n° 527), on constate en effet que, dans ce cas, ce sont exactement celles que fournit l'hypothèse mentionnée plus haut. Mais cette hypothèse tombe à faux lorsque le béton est sollicité partiellement à l'extension. Pour de très faibles tractions on peut, il est vrai, admettre que le coefficient d'élasticité du béton à l'extension conserve la même valeur qu'à la compression. Mais il n'en est pas ainsi dans la pratique. On constate en effet, en appliquant la méthode adoptée par les auteurs cités ci-dessus, que le béton peut se trouver soumis, dans les sections dangereuses, à des taux d'extension dépassant sa résistance à la rupture.



Aussi ces auteurs calculent-ils les taux définitifs dans les dites sections en admettant que le béton ne travaille pas à l'extension. Ils renoncent donc, à la fin des calculs, à l'hypothèse qui leur a servi de point de départ pour la détermination des efforts et moments sollicitants. En présence de cette contradiction, il est permis de douter de l'exactitude des résultats.

En réalité, lorsque la voûte travaille partiellement à l'extension, il semble que le problème puisse être envisagé de la façon suivante : dans les sections dangereuses et sur une certaine étendue dans leur voisinage, le béton est, du côté où se déclarent les efforts de traction, étiré au delà de sa limite d'élasticité. En cet état, il peut encore, comme l'admet M. CONSIDÈRE (n° 502), fournir un certain travail, mais sa déformation est réglée par le travail de l'armature. Dans ces régions, il présente d'ailleurs un certain nombre de fissures. Sur tout le reste de la voûte, dans les parties travaillant uniquement à la compression ou légèrement à la traction, le béton se comporte comme un corps homogène. La déformation d'ensemble de la voûte, qui règle la valeur des poussées et moments d'encastres et par suite de N et de M dans toutes les sections, est donc influencée par une déformation locale d'un genre particulier qui se déclare dans les régions dangereuses, déformation dont la méthode mentionnée ci-dessus ne tient pas compte.

Jusqu'à présent, la théorie n'a pas aborbé l'étude d'un mode de déformation aussi complexe. A supposer même qu'elle puisse donner une solution de la question, il n'est guère probable que la pratique en fasse usage, par suite de la complication très grande des calculs que nécessitent les méthodes de ce genre. E.B.

Il est à remarquer d'ailleurs que la théorie ne peut encore prétendre, même dans ces conditions, fournir une idée bien réelle du fonctionnement des voûtes sous les charges. L'expérience montre en effet (n° 480) que la rupture d'une voûte continue est presque toujours déterminée, non par la faiblesse de la voûte même, mais par l'instabilité de ses supports. La théorie admet que les sections des naissances sont invariables. Il n'en est jamais réellement ainsi et les déplacements des points d'appui sont visiblement un des facteurs principaux de la résistance de la voûte. E.B.

On peut éliminer en partie l'erreur que commet la théorie à cet égard en considérant dans les équations de déformation non seulement la voûte, mais également les culées, les sections d'appui étant reportées sur le terrain même. Ce mode de calcul n'est admissible ni possible que si les culées présentent réellement l'aspect de prolongements



de la voûte. Il laisse d'ailleurs subsister l'influence d'un mouvement du terrain.

Les voûtes continues sont encore influencées par la température. Pour effectuer un calcul complet, il faudrait donc se rendre compte des déformations que subit la voûte sous cette action et en déduire la valeur des poussées et moments qu'elle engendre.

On conçoit aisément, dans ces conditions, la nécessité d'une méthode simple qui permette de se rendre compte d'une manière approchée de l'état de sollicitation réel d'une voûte continue. A supposer même que l'on veuille appliquer la méthode scientifique complète, il est indispensable de faire un calcul préalable pour choisir les dimensions, puisque l'étude des déformations ne peut porter que sur une voûte définie dans tous ses éléments. Nous avons déjà cité plus haut, parmi les méthodes empiriques (n° 550), un mode de calcul de ce genre. Il procède directement de la méthode usuelle employée pour les voûtes en maçonnerie. Il considère la voûte comme rompue suivant ses sections dangereuses et, celles-ci formant articulations, il applique les formules relatives aux voûtes articulées (voy. n° 587).

Cette méthode est peut-être suffisante pour la vérification des tronçons de voûte compris entre les joints de rupture, mais elle ne fournit aucune valeur pour les moments de flexion qui sollicitent ceux-ci.

Le calcul est à la fois plus complet et plus exact si, au lieu de faire passer les courbes de pression par le centre des sections de rupture pris comme articulations, on donne aux points de passage obligés une certaine excentricité qui permet de définir le moment qui sollicite ces sections. Le choix de cette excentricité est question d'appréciation. Nous verrons plus loin (n° 591) que l'on fait quelquefois usage de formules pour la déterminer.

On ne doit d'ailleurs pas perdre de vue que l'incertitude du calcul des voûtes non articulées impose une grande prudence dans le choix des *coefficients de travail*. A notre avis, il convient de ne jamais dépasser les limites *minima* que nous avons données pour les taux de travail du béton et du métal (n°s 554 et 560) alors que l'on peut parfaitement appliquer des limites plus élevées aux voûtes articulées et même les taux *maxima* lorsqu'il n'y a pas à redouter l'influence de vibrations ou autres actions secondaires. Pour le béton, on prendra de préférence les taux relatifs à la *compression simple* (n° 554).

10) 589. Vérification de dimensions données. — <sup>des voûtes</sup> Supposons d'abord que, connaissant N et M dans chaque section, on se donne également

les dimensions de la voûte et de l'armature, dimensions qu'il s'agit de vérifier.

Les formules citées antérieurement (nos 526-530) permettent de déterminer les taux de travail du béton et du métal. Il suffit, pour en exposer l'application, de considérer le cas d'une *voûte sans nervures* ou d'un *arc de section rectangulaire* pourvu d'une *armature symétrique* formée de barres de faible section, cas traité au n° 529. Nous admettrons en outre que ces barres sont situées à une distance  $= \frac{h}{10}$  de la face voisine, ce qui nous donnera :

$$u = 0,4 h$$

Nous reprenons les notations des nos 527 et 529 et des figures 838 et 839 et adoptons en outre les suivantes :

$$\nu = \frac{N}{eh} \quad \mu = \frac{M}{eh^2}$$

$\varphi = \frac{2 \omega}{eh}$  pourcentage en métal<sup>1</sup>.

Nous admettons toujours que  $m = 10$ .

Le polygone des résultantes étant tracé, on calcule, pour diverses sections, la largeur du noyau central dont la moitié vaut (voy. formule (30) du n° 529) :

$$\frac{h}{6} \frac{[1 + 19,2 \varphi]}{[1 + 10 \varphi]} \quad (1)$$

Pour toutes les sections où la résultante passe à l'intérieur du noyau central, il n'y a pas d'effort de traction.

On a, dans ce cas, pour le taux *maximum* de pression du béton :

$$p = \frac{\nu}{1 + 10 \varphi} + \frac{6 \mu}{1 + 19,2 \varphi} \quad (2)$$

Dans les sections où la résultante sort du noyau central, il y a extension. Dans ce cas, il faut déterminer la position de la fibre neutre, c'est-à-dire la valeur de  $a$  (fig. 839).

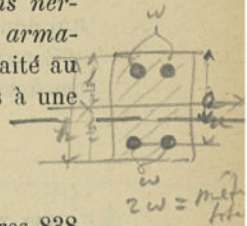
En posant  $a = \alpha h$  et  $b_1 - b = (2\alpha - 1) h$ , nous déduisons des formules (31) et (32) du n° 529 les deux expressions suivantes de  $p$  :

$$p = \frac{2 \nu \alpha}{\alpha^2 + 10 \varphi (2\alpha - 1)} \quad (3)$$

et

$$p = \frac{12 \mu \alpha}{\alpha^2 (3 - 2\alpha) + 19,3 \varphi} \quad (4)$$

<sup>1</sup> La notation  $\omega$  représentant chacun des deux groupes de barres,  $2 \omega$  est la section totale de l'armature.





En égalant ces deux expressions nous obtenons l'équation suivante :

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{\mu}{\nu} \right) + 60\alpha\varphi \frac{\mu}{\nu} - 60\varphi \left( 0,16 + \frac{1}{2} \frac{\mu}{\nu} \right) = 0 \quad (5)$$

qui donne la valeur de  $\alpha$ .

Connaissant  $\alpha$ , on calcule la pression *maxima* du béton par l'une des formules (3) ou (4), puis la tension de l'armature tendue par :

$$\tau = p \frac{9 - 10\alpha}{\alpha} \quad (6)$$

**20) 590. Détermination directe des dimensions.** — Supposons maintenant que, partant des valeurs de  $M$  et de  $N$ , on recherche les dimensions de la voûte et de l'armature les plus avantageuses.

a) Admettons d'abord que la voûte travaille uniquement à la compression.

Les conditions du problème sont analogues à celles du calcul d'une pièce soumise à la compression simple (voy. nos 507 et 564). Les données étant  $M$ ,  $N$ , le taux limite  $p$  (voy. n° 554), la largeur  $e$ , la proportion  $\frac{2u}{h} = 0,8$ , le coefficient  $m = 10$ , il reste deux inconnues :  $h$  et  $\omega$ , liées par une seule condition. Le problème est indéterminé. Il faut encore se donner, soit l'épaisseur  $h$ , soit le pourcentage en métal  $\varphi = \frac{2\omega}{eh}$ .

Considérons ce dernier cas, qui est le plus fréquent. On se donne une valeur de  $\varphi$  assez réduite, comme dans les pièces comprimées (voy. n° 604).

Nous avons :

$$p = \frac{N}{he(1+10\varphi)} + \frac{6M}{h^2e(1+19,2\varphi)} \quad (7)$$

d'où :

$$h = \frac{N}{2pe(1+10\varphi)} + \sqrt{\frac{N^2}{4p^2e^2(1+10\varphi)^2} + \frac{6M}{pe(1+19,2\varphi)}} \quad (8)$$

puis :

$$\omega = \frac{\varphi eh}{2} \quad (9)$$

La hauteur  $h$  doit être telle que :

$$\frac{M}{N} < \frac{h}{6} \frac{[1+19,2\varphi]}{[1+10\varphi]} \quad (10)$$

Si cette relation n'est pas satisfaite, même avec un pourcentage réduit et une grande hauteur de section, on passe à la seconde hypothèse et l'on admet l'existence d'efforts de traction. Dans ce cas, on peut s'imposer comme condition de réaliser pour  $p$  et  $\tau$  les taux-limites de fatigue du béton à la compression (n° 554) et du métal à l'extension (n° 560). La valeur de  $h$  est alors déterminée.

Le problème se présente donc comme dans le cas de la flexion simple ; mais il ne se prête pas à un calcul direct. Le tâtonnement peut porter sur la valeur de  $h$ . On en déduit  $a$  par la formule :

$$a = \frac{9h}{10 + \frac{\tau}{p}} \quad (11)$$

Puis on a, d'une part :

$$\omega = \frac{a \left( \frac{ae}{2} - \frac{N}{p} \right)}{10(h - 2a)} \quad (12)$$

et d'autre part :

$$\omega = \frac{a \left[ \frac{M}{p} - \frac{ae}{2} \left( \frac{1}{2}h - \frac{1}{3}a \right) \right]}{3,2h^2} \quad (13)$$

Ces deux relations doivent conduire à la même valeur.

Cette condition n'est pas toujours réalisable. Pour les valeurs usuelles  $p$  et  $\tau$ , on doit avoir, en vertu de la relation (11) :  $a < \frac{1}{2}h$ .

On a donc dans (12) :  $h - 2a > 0$ . Il faut par suite que  $\frac{N}{p} < \frac{ae}{2}$ . De même la relation (13) fournit la condition :

$$\frac{M}{p} > \frac{ae}{2} \left( \frac{1}{2}h - \frac{1}{3}a \right)$$

L'effort  $N$  ne peut donc dépasser la valeur  $\frac{pe}{2} \frac{9h}{10 + \frac{\tau}{p}}$  et il faut de plus que l'excentricité  $\frac{M}{N}$  soit plus grande que  $\frac{1}{2}h - \frac{3h}{10 + \frac{\tau}{p}}$ .

Si ces conditions ne sont pas remplies, on doit se contenter de prendre l'une des deux limites adoptées, sans essayer d'obtenir pour l'autre le maximum. Dans ce cas, on s'impose une hauteur  $h$  déterminée. Le tâtonnement porte alors sur la valeur de  $a$ . La vérification



se fait comme dans le cas précédent, en utilisant les relations (12) et (13), dans lesquelles on substitue la valeur limite de  $p$  ou celle que l'on déduit de la limite de  $\tau$  par la relation :

$$p = \frac{a \tau}{9h - 10a}$$

*simplification* **591. Méthode Melan.** — M. MELAN a donné pour le calcul des voûtes de son système (chap. I, nos 84 et 256) une méthode de calcul semi-empirique qui est une simplification de celle que nous venons de développer.

On sait que la déformation d'un arc élastique due aux moments de flexion  $M$  est proportionnelle à  $\frac{1}{EI}$  si  $E$  est le coefficient d'élasticité et  $I$  le moment d'inertie de la section de l'arc. Négligeant l'influence des efforts normaux  $N$  sur la déformation, M. MELAN admet que la charge qui sollicite une section de la voûte en béton armé se répartit entre le métal et le béton dans la proportion des expressions  $EI$  calculées pour chacune des deux matières. Si donc  $E_1$  et  $I_1$  sont considérées comme se rapportant au béton seul et  $E_2$  et  $I_2$  à l'arc métallique incorporé, il suppose que le rapport de la charge sollicitant le béton à la charge sollicitant le fer a pour expression :

$$\gamma = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2}$$

ou, en employant nos notations ( $e$  = espacement des arcs,  $h$  = épaisseur de la voûte) :

$$\gamma = \frac{eh^3}{12m I_2}$$

soit pour  $m = 10$  :

$$\gamma = \frac{eh^3}{120 I_2}$$

Le béton porte donc une portion de charge égale à  $\beta = \frac{\gamma}{1 + \gamma}$  et le métal  $\varepsilon = \frac{1}{1 + \gamma}$ .

On obtient ainsi pour taux de travail maximum du béton,  $N$  et  $M$  étant pris par unité de largeur de voûte :

$$p = \beta \left( \frac{N}{h} \pm 6 \frac{M}{h^2} \right)$$

et pour celui de l'arc métallique :

$$\tau = \varepsilon \left( \frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{W} \right) e$$

en désignant par  $\omega$  et  $W$  respectivement la section et le module de flexion de l'arc.

Il est facile de voir que cette méthode contrevient au principe de la solidarité complète du métal et du béton (n° 490) puisque les taux de travail des fibres en contact appartenant aux deux matières ne sont pas entre elles dans le rapport des coefficients d'élasticité.

Pour déterminer les valeurs de  $N$  et de  $M$  à substituer dans les formules précédentes, M. MELAN opère comme suit :

Soient  $f$  la flèche et  $l$  la portée de la voûte,  $q_1$  le poids mort et  $q_2$  la surcharge par unité de surface.

La charge totale donne à la clef une poussée égale à :

$$Q_1 = \frac{1}{8} \frac{(q_1 + q_2) l^2}{f'}$$

Les moments sont :

à la clef  $M = \frac{1}{3} Q_1 (f' - f)$

aux naissances  $M = -\frac{2}{3} Q_1 (f' - f)$

On désigne par  $f'$  l'expression suivante :

$$f' = f + \frac{45}{4} \frac{E_1 \frac{1}{12} e h^3 + E_2 I_2}{(E_1 e h + E_2 \omega) f} = f + \frac{45}{46} \frac{e h^3 + 120 I_2}{(e h + 10 \omega) f}$$

Si la surcharge  $q_2$  ne s'étend que sur la moitié de la portée, la poussée à la clef est égale à :

$$Q_2 = \frac{1}{16} (2q_1 + q_2) \frac{l^2}{f'}$$

La section dangereuse se trouve aux naissances du côté chargé ou bien, lorsque les reins présentent une raideur suffisante, en un point de la demi-voûte non chargée situé à environ  $\frac{3}{16} l$  de la clef. Pour cette dernière section le moment vaut :

$$M = - \left[ \frac{9}{1024} q_2 l^2 + \frac{2}{3} Q_2 (f' - f) \right]$$

et aux naissances :

$$M = - \left[ \frac{1}{64} q_2 l^2 + \frac{2}{3} Q_2 (f' - f) \right]$$

Par suite du grand espacement des arcs, il est d'ailleurs nécessaire de considérer la flexion de la voûte dans le sens transversal.



M. MELAN suppose que, dans cette direction, la voûte forme dalle sur une portée égale à la distance des arcs pour reporter sur ceux-ci une fraction  $\epsilon$  de la charge totale.

Il calcule cette dalle en béton comme une pièce homogène ordinaire encastrée aux appuis et limite le travail à 4 kilogrammes par centimètre carré. Cette condition lui donne une relation entre l'épaisseur de la voûte et l'espacement des arcs.

### § 5.

#### DISPOSITIONS RATIONNELLES

**592. Généralités.** — On a vu, par la description qui en a été faite dans les chapitres précédents, combien sont variés dans leurs formes et leurs dispositions les systèmes qui se disputent actuellement la préférence dans la construction en béton armé. L'exposé général du chapitre I nous a donné occasion de classer ces systèmes d'après les principes dont ils procèdent et nous nous sommes bornés à signaler les divergences de vues de leurs protagonistes, nous réservant de revenir sur cette question pour en faire une étude critique.

Il ne nous appartient pas, évidemment, de nous prononcer sur la valeur de tel ou de tel système, dans les conditions où il est employé actuellement par tel ou tel constructeur. Nous devons, sur ce sujet, nous borner à constater que beaucoup de systèmes ont réussi alors que parmi eux, il en est dont les principes sont absolument opposés. Ce fait, si singulier en apparence, est aisé à expliquer si l'on se reporte à ce que nous disons au chapitre III (n° 384), de l'importance des conditions d'exécution. Il est, en effet, presque toujours possible, quelle que soit la disposition de l'armature, de lui faire donner de bons résultats moyennant un mode d'exécution approprié.

Mais il va de soi que lorsque, les brevets étant expirés, il sera possible de régler exactement le coût final des constructions d'après leur prix de revient réel, la préférence ira au système qui se prêtera à l'exécution la plus économique.

D'autre part, l'expérience aura peut-être fait reconnaître que l'action du temps est plus défavorable aux constructions de tel système qu'à celles de tel autre.

Plutôt que de juger les systèmes par leurs résultats tels qu'on les présente aujourd'hui, nous nous proposons donc de rechercher, sur la base des considérations développées plus haut quant à la théorie et



à l'exécution, quelles sont les règles sur lesquelles l'accord semble devoir se faire peu à peu dans la mise en œuvre du béton armé, pour devenir définitives le jour où il sera permis à tout le monde de construire librement suivant ses préférences.

### 593. Appuis libres ou encastresments dans les pièces droites fléchies.

— Lorsqu'une pièce doit être posée sur deux ou plusieurs appuis, il y a évidemment intérêt, pour économiser la matière, de réaliser des encastresments, puisque ceux-ci réduisent de  $\frac{1}{3}$  la valeur du moment maximum. Cette disposition est également fort avantageuse au point de vue de la raideur de la construction.

Elle n'est cependant pas toujours possible, ni même recommandable, et son principal défaut est l'obstacle qu'elle oppose aux mouvements dus aux variations de température. Ainsi que nous aurons l'occasion de le rapporter au chapitre suivant (n° 624), le béton doit être considéré comme aussi dilatable que le fer. La grande masse des pièces en béton armé ne les expose sans doute pas à des variations de température interne aussi considérables que les constructions métalliques; mais l'expérience montre cependant qu'un relèvement ou un abaissement important de la température de l'air provoque, dans le béton armé, des mouvements notables qui peuvent amener une flexion de la pièce ou le déplacement des appuis, lorsque ceux-ci lui sont reliés solidairement.

L'encastrement ne semble donc admissible que pour les constructions soustraites à l'action des intempéries ou des grandes variations de température, telles que les planchers intérieurs, les fondations, les voûtements, les canalisations souterraines, etc. Par contre, les planchers exposés à l'action du soleil ou de la gelée, tels que les terrasses, les tabliers de ponts, etc., doivent être établis librement sur les appuis. Il est à remarquer, du reste, que, précisément pour les deux genres de construction que nous venons de citer, l'encastrement est d'une réalisation assez difficile, les appuis n'étant pas chargés par des constructions supérieures.

Dans ce cas, il ne suffit évidemment pas d'envisager dans les calculs l'hypothèse d'appuis libres. Il importe que ceux-ci soient tels. Des constructeurs admettent que l'encastrement est toujours favorable. C'est une erreur. Si une pièce, calculée comme appuyée librement, est effectivement encastree, la section milieu est trop forte; mais les sections voisines des appuis deviennent trop faibles, et notamment, si l'on a négligé d'armer la partie supérieure de la dalle, le long des appuis, il peut se produire des cassures à cet endroit.



A notre avis, il serait donc utile d'introduire, dans la construction des ponts droits en béton armé, les dispositifs d'appuis qui sont d'usage dans les tabliers métalliques. Il suffit cependant d'appuyer le tablier sur des plaques métalliques et de ménager le jeu nécessaire à la dilatation. Un exemple de cette disposition a été cité au chapitre II, n° 226. Les rouleaux et rotules ne semblent pas nécessaires, vu la faible portée de ces ouvrages.

**594. Articulations dans les voûtes.** — Les avantages de la triple articulation sont les mêmes pour les ponts en béton armé que pour les arcs métalliques et les voûtes maçonnées.

Il nous suffira donc de rappeler brièvement les considérations principales qui militent en faveur de ce dispositif :

1° Si, pendant la construction de la voûte, le cintre vient à éprouver un tassement, on peut le relever à son niveau primitif sans engendrer aucun effort dans la construction. Il suffit de modifier le calage des articulations.

2° Le décintrage entraîne toujours un affaissement. Ce mouvement, qui est quelquefois très important, surtout dans les voûtes fortement surbaissées, peut, lorsqu'elles sont continues, provoquer la formation de fissures à la clef et aux naissances. L'emploi d'articulations évite cet inconvénient.

3° Si, par suite d'un mouvement du terrain, ou d'une insuffisance de résistance des culées, celles-ci viennent à s'affaisser ou à glisser, ce déplacement, si faible qu'il soit, entraîne la rupture de la voûte si elle est continue. Avec des articulations, elle se maintient et son état de sollicitation varie très peu (voy. chap. II, n° 267).

4° Dans les voûtes articulées aux naissances et à la clef, la température n'exerce aucune influence sur le travail élastique de la construction. Dans les voûtes continues, au contraire, toute variation de température interne amène une modification de la poussée et le développement d'efforts de flexion (voy. n° 624). Comme ces variations se produisent régulièrement, les voûtes sont sollicitées par des efforts alternatifs, qui doivent amener des ruptures, si l'on n'a pas eu soin de tenir compte de ces fatigues supplémentaires dans le calcul et dans le dispositif des armatures. Un pont en béton armé de 50 mètres de portée et 5 mètres de flèche subit, par une variation de température de 30°, lorsqu'il est articulé, un mouvement vertical à la clef de :

$$0,000013 \times \frac{25^2 + 5^2}{5} \times 30^\circ = 0,05 \text{ m.}$$



d'amplitude. Ce chiffre montre l'importance des déformations et par suite des fatigues que peut développer une variation de température si son action est contrariée.

5° La triple articulation permet (voy. nos 586-587), de supprimer, dans le calcul des efforts dus à la charge, les conditions de déformation. Celles-ci, malgré toute la rigueur théorique avec laquelle on peut traiter le problème, entachent le calcul des voûtes continues de plusieurs hypothèses généralement peu vraisemblables. Les calculs des voûtes non articulées étant très laborieux, on se trouve d'ailleurs toujours conduit, en pratique, à les simplifier et à introduire dans la détermination de la construction de nombreux éléments d'incertitude qui diminuent encore la sécurité du système. Cet inconvénient est d'autant plus grave qu'il est impossible de se rendre compte de l'importance des erreurs commises.

6° C'est à tort que l'on attribue quelquefois aux voûtes continues l'avantage d'une supériorité économique. On ne peut contester évidemment que la poussée soit plus grande dans les voûtes articulées que dans les voûtes continues et surtout dans celles à tympan rigides (voy. chap. I, nos 40 et 44), ce qui entraîne pour les voûtes articulées l'obligation de prévoir des culées très résistantes. Mais si même les ponts à trois articulations absorbent un peu plus de matière que les autres à égalité de taux de fatigue *théorique* sous la charge, il n'en est plus ainsi lorsqu'on les compare à sécurité égale ; car pour la voûte continue, comme la méthode de calcul est moins sûre, il faut adopter des taux de fatigue moins élevés (voy. n° 588) et, de plus, on doit tenir compte des effets de la température.


La triple articulation est donc, pour les ponts en béton armé, comme pour les arcs métalliques et les voûtes ordinaires, le type le plus rationnel.

Il va de soi cependant que le bénéfice à en retirer est d'autant plus sérieux que la voûte est elle-même plus importante. Pour des voûtes de faible portée, le coût des articulations peut d'ailleurs être relativement élevé. Il convient donc de donner la préférence, selon le cas, à tel ou tel dispositif, pour les réaliser plus ou moins parfaitement.

En Allemagne et principalement en Saxe et dans le Wurtemberg, où les voûtes articulées sont entrées, depuis 1880, dans la pratique courante de la construction des ponts, il existe plusieurs systèmes de ce genre que l'on applique à des voûtes en béton ou en pierres. Il n'y a aucune difficulté à en étendre l'emploi au béton armé.

Les deux dispositifs suivants ont été employés pour des ouvertures de 15 à 40 mètres environ :





Dans le système KÖPKE, les voussoirs d'articulation prennent contact par des surfaces cylindriques de rayons différents. On les construit en pierre naturelle ou artificielle (béton riche). Dans le système VON LEIBBRAND, les voussoirs sont séparés par une lame de plomb de 2 centimètres d'épaisseur et d'une largeur telle que la pression maxima atteigne 120 kilogrammes par centimètre carré. L'un et l'autre de ces types d'articulation pourraient être appliqués aux voûtes MONIER.

Pour des voûtes de 40 à 50 mètres de portée, M. VON LEIBBRAND a employé des articulations entièrement semblables aux rotules des fermes en arc métalliques. On a vu que ce genre d'articulation, combiné avec le système KÖPKE, a été appliqué à des voûtes MELAN (voy. chap. II, nos 265 et 267).

Nous avons supposé dans ce qui précède que la voûte articulée comporte trois rotules. Certains auteurs préfèrent n'en prévoir qu'une seule placée à la clef, tandis qu'ils renforcent les naissances en disposant l'armature de façon à réaliser un solide encastrement. Un exemple de cette disposition a été cité plus haut (chap. II, n° 262). Le but que l'on poursuit dans ce système est d'obtenir une réduction de la poussée et, par suite, une amélioration de la stabilité des culées. Celles-ci font en quelque sorte partie de la voûte qui prend pied directement sur le terrain. Mais l'articulation unique est loin d'offrir les avantages cités à propos des voûtes à trois rotules. Elle présente en outre un inconvénient : Par suite de la réduction de la poussée, l'ouvrage se trouve séparé en deux parties presque indépendantes l'une de l'autre. Cette discontinuité peut être une cause de désorganisation sous l'influence des effets dynamiques et autres actions secondaires. Dans les voûtes à trois articulations, au contraire, la continuité de l'ouvrage est assurée par l'intensité de la poussée.

**595. Armature simple ou double des pièces droites fléchies.** — En décrivant au chapitre I<sup>er</sup> (nos 11-37) les divers systèmes d'armature pour dalles et poutres droites, nous avons exposé les tendances de deux écoles de constructeurs, les uns partisans de l'armature simple travaillant à la tension, les autres préférant une armature double, placée dans le haut et le bas de la pièce, quelquefois même entièrement symétrique.

La théorie que nous appliquons (n° 506) étant admise, il n'y a pas d'hésitation possible dans l'interprétation du rôle de chacune des parties de l'armature.

Les barres tendues sont indispensables à la stabilité; les barres



comprimées ne le sont pas. Dans les solides soumis à la compression simple, une armature est nécessaire pour résister aux efforts de glissement dus à des actions secondaires (voy. n° 604); mais dans les pièces fléchies, l'armature tendue, aidée au besoin par des pièces spéciales, suffit à équilibrer ces efforts.

Quelle peut être l'utilité des barres de compression ? Pour les pièces comprimées, on ne doit renforcer l'armature que dans le but de réduire la section extérieure du solide, mais ce renforcement se fait au détriment de l'économie (n° 604). De même, dans les pièces fléchies, l'emploi des barres comprimées procure l'avantage d'une réduction de hauteur ou de largeur de la section. Une double armature permet même de résoudre des problèmes que l'on ne saurait aborder avec une armature simple.

Dans le cas d'une armature double (voy. n° 511), il n'y a d'ailleurs *a priori* aucune raison pour qu'elle soit symétrique. Selon le cas, on peut avoir  $\omega > \omega_1$  ou  $\omega < \omega_1$  et si le résultat du calcul est tel que  $\omega = \omega_1$ , ce ne peut être que l'effet d'une rencontre fortuite de circonstances. Théoriquement, l'armature symétrique ne se justifie donc pas.

Nous avons dit, au cours de la description des types d'armature (chap. I<sup>er</sup>, nos 13 et 33), que certains auteurs ont cru voir dans la symétrie des barres un principe rationnel au point de vue économique. Mais, pour le démontrer, ils admettent que le béton a le même coefficient d'élasticité à l'extension qu'à la compression, ce qui donne le même taux de fatigue au-dessous et au-dessus de la fibre neutre à une même distance de celle-ci. Il est à peine nécessaire de rappeler que cette hypothèse n'a rien de commun avec la réalité (voy. n° 494). Elle conduit à placer la fibre neutre d'une pièce rectangulaire à armature simple au-dessous de la demi-hauteur, alors que l'expérience montre qu'elle est toujours au-dessus.

Tout ce qui vient d'être dit suppose le problème limité à la détermination d'une section isolée d'un solide dans laquelle le moment fléchissant a une direction constante. Les conclusions sont immédiatement applicables à une pièce complète lorsque le moment est de même sens sur toute sa longueur et que la charge agit toujours dans la même direction. Tel est notamment le cas d'un solide encastré à un bout ou posé librement sur deux appuis et soumis à l'action d'une charge agissant toujours sur la même face.

Dans d'autres cas, on est conduit à prévoir des dispositions différentes d'armatures. Considérons, par exemple, une pièce encastrée sur deux appuis et portant une charge quelconque de direction constante. Ce cas a déjà été examiné au chap. I (n° 13). Théoriquement



il faut armer toutes les parties de béton soumises à l'extension. Le *minimum* en fait d'armature, si cette pièce est parfaitement encastree et que la surcharge est uniformément répartie, consiste donc à armer la partie supérieure à partir de chacun des appuis sur 21 p. 100 de la portée et la partie inférieure au milieu sur les 58 p. 100 restants (voy. n° 569). Si elle est soumise uniquement à l'action d'un poids concentré mobile, l'armature supérieure doit s'étendre sur 33 p. 100 de la portée de chaque côté et l'armature inférieure sur toute la longueur de la pièce. En pratique, il faut souvent prévoir une charge concentrée mobile, mais en même temps tenir compte du poids mort qui est uniformément réparti. En combinant ces deux effets, on obtient une disposition intermédiaire entre celles que nous venons de signaler. On peut, par exemple, armer la zone supérieure sur chacun des quarts extrêmes, tandis que la zone inférieure reçoit encore une armature sur toute son étendue (voy. n° 13, fig. 4).

Lorsque les encastresments sont réalisés imparfaitement, ce qui est le cas général, les proportions indiquées ci-dessus se modifient. Il semble que l'on puisse en général se contenter de donner à chacune des deux amorces d'armature supérieure une longueur de 1/8 de la portée, mais l'armature inférieure doit régner *a fortiori* sur l'étendue complète de la dalle.

Les dispositifs de ce genre, suffisants au point de vue des efforts de traction, ne donnent pas, par eux-mêmes, la résistance voulue aux efforts de glissement. Il faut les compléter par des liaisons verticales ou obliques réunissant les barres supérieures et inférieures (n°s 14 et 609). On juge généralement plus simple, pour améliorer la résistance au glissement, d'utiliser les barres d'ancrage elles-mêmes que l'on prolonge en les infléchissant vers les barres inférieures pour former barres *pliées* ou *courbes* (n° 13, fig. 8 et n° 610).

Différents systèmes d'armature que nous avons décrits au chapitre 1<sup>er</sup>, se contentent de ces barres pliées ou courbes (n° 13, figg. 6-7). Ces dispositifs ne sont pas complets parce que la zone inférieure de la pièce n'est pas armée le long des appuis, mais ils peuvent être suffisants en pratique lorsque l'on ne doit pas prévoir des surcharges concentrées importantes. On peut d'ailleurs, comme il sera montré plus loin (n° 610), composer l'armature de plusieurs barres courbes et tracer celles-ci en vue des divers états de sollicitation de la pièce.

Les armatures mixtes évitent le défaut des armatures courbes et simples. Mais si, comme dans la plupart des constructions de ce type, on infléchit les barres pliées immédiatement à partir des



appuis, il est bon de renforcer la pièce près de ceux-ci par des sur-passeurs en forme de sous-poutres ou de consoles (fig. 7). Lorsque celles-ci n'existent pas, il est préférable de donner aux barres la forme sinusoïdale de la figure 8 ou de les laisser droites sur une longueur de  $\frac{l}{8}$  environ, pour les descendre ensuite vers les barres inférieures.

On examinera plus loin (n° 610) le rôle des barres pliées ou courbes dans la résistance au glissement.

Nous avons admis jusqu'ici que la pièce doit être armée partout où se développent des efforts de traction. Cette règle théorique comporte, comme nous l'avons dit ailleurs (chap. I, n° 8), quelque tempérament en pratique. C'est ainsi que les barres supérieures, nécessaires dans les poutres de grande dimension lorsqu'elles sont encastrées, ne sont pas indispensables dans les dalles-hourdis de faible portée.

La théorie, comme nous venons de le voir, ne justifie pas l'armature supérieure complète telle que la réalisent les systèmes d'ossature double auxquels la figure 5 sert de type (voy. chap. I, n° 13,), sauf dans le cas spécial de pièces renforcées, mais nous savons que des considérations d'ordre pratique lui ont valu la préférence de certains constructeurs. Les barres supérieures régnant sur toute la portée offrent, en effet, tout naturellement des points d'appui ou de fixation pour les liaisons verticales ou obliques que l'on insère dans le béton en vue de combattre les efforts de glissement (voy. chap. I, n° 14, fig. 12).

Nombre de systèmes sont fondés sur ce principe. Il en est qui rassemblent les pièces de l'ossature les unes aux autres de manière à former un ensemble rigide doué d'une résistance propre (voy. n° 9). Au point de vue de l'exécution, ce procédé a déjà été étudié. Nous avons montré (chap. III, n° 425) qu'il est irrationnel et même dangereux de faire porter les coffrages par les armatures. D'autre part, en montant complètement l'ossature avant de commencer le bétonnage, on peut rendre plus difficile le damage (voy. n° 430), alors que l'exécution soignée de celui-ci doit être considérée comme indispensable à la résistance (n° 433). Enfin, l'emploi des barres supérieures occasionne, surtout lorsque l'ossature est symétrique, une dépense supplémentaire à laquelle ne répond nullement le bénéfice obtenu dans la résistance (voy. nos 468 et 475).

En faveur de l'ossature double rigide on a encore fait valoir (voy. chap. I, n° 9) que la résistance propre qu'elle possède peut venir à point si le béton, par suite de défauts d'exécution, n'offre pas la résistance voulue. La pratique n'a pas confirmé cette manière de



voir. Quelle que soit la disposition de l'armature, le béton est toujours sollicité par certains efforts. S'il ne peut les supporter, la construction ne saurait être maintenue en l'état. Réduire le rôle du béton de ciment à celui d'un simple remplissage n'est d'ailleurs évidemment pas une combinaison économique.

A aucun point de vue, l'armature double complète ne peut donc être regardée comme un système rationnel, mais il va de soi que des barres de compression de petite section peuvent être utiles pour faciliter le montage de l'armature.

Dans certains cas particuliers, par contre, des barres supérieures s'étendant sur toute la portée peuvent devenir indispensables :

D'une manière générale, nous savons qu'une pièce soumise alternativement à des flexions de sens opposés doit être pourvue d'une armature double complète. C'est ce qui a lieu notamment pour certaines parois de réservoirs. Parmi les pièces horizontales, il en est qui peuvent être sollicitées à la flexion vers le haut. C'est ainsi que l'action de la température provoque cet effet dans les pièces exposées directement aux rayons du soleil, telles que les terrasses, tabliers de ponts, etc. (voy. chap. v, nos 624-625). Aussi est-il à recommander, dans ce cas, d'armer les poutres de barres de compression et de placer dans les dalles une armature en treillis (n° 598) près de la face supérieure.

**596. Armature simple ou double dans les voûtes.** — Nous avons déjà montré (n° 40) que l'armature simple est insuffisante dans les voûtes. La disposition à donner aux barres diffère selon que la voûte est articulée ou non.

Examinons d'abord le premier cas. La ligne d'action du poids mort est une parabole, lorsqu'il est uniformément réparti, ou une courbe quelque peu différente, lorsque les reins sont plus fortement chargés que la partie centrale. On peut admettre approximativement que les flexions maxima sont provoquées par les chargements sur demi-arches qui donnent des courbes symétriques par rapport à celle des résultantes dues au poids mort.

Tant au point de vue de la résistance à la compression que de celle à la flexion, il est donc rationnel de prendre cette dernière courbe pour axe de la voûte et de rendre celle-ci parfaitement symétrique. L'armature doit donc être double et comprendre un réseau à l'intrados et un à l'extrados de même résistance, puisque la voûte fléchit alternativement dans les deux sens.

Dans les voûtes non articulées, les actions des surcharges ne sont plus symétriques. La courbe des pressions a toujours une tendance



à se rapprocher de l'extrados à la clef et de l'intrados aux naissances ou près des naissances. Parmi les diverses combinaisons d'armatures auxquelles donne lieu la condition de rencontrer les efforts de traction, celles que représentent les figures 72 et 77 du n° 40 sont à adopter comme *minimum* mais sont utilement complétées par des liaisons obliques comme dans les figures 74 et 79 (voy. n° 611). L'armature double complète (figg. 73, 75, 78 et 80) offre des caractères analogues à ceux qu'elle présente dans les pièces droites (n° 595). Les barres supérieures donnent un certain supplément de résistance. A ce titre, ce genre d'armature se recommande spécialement dans les grandes voûtes. Les barres d'extrados peuvent également, dans certains systèmes, servir de soutien aux liaisons transversales dont le rôle dans la résistance à la compression sera montré plus loin (n° 611). A ce point de vue, elles sont plus utiles que dans les pièces droites, car ces liaisons transversales doivent nécessairement prendre appui sur des barres métalliques. Mais le bénéfice principal des barres supérieures doit se trouver dans la résistance qu'elles opposent lorsque la voûte est soulevée par suite d'un relèvement de la température (voy. chap. v, nos 624-625). L'armature double (sinon symétrique) est donc recommandable particulièrement pour les voûtes directement exposées à l'action du soleil.

**597. Emplacement de l'armature dans la paroi des tuyaux et réservoirs circulaires.** — L'emplacement de l'armature dans l'épaisseur de la paroi d'un tuyau ou réservoir circulaire est une question digne de remarque. La solution s'en indique d'elle-même d'après la théorie exposée ci-dessus (n° 584) pour les tuyaux comprimés.

Pour que l'effort de compression  $P$  se répartisse symétriquement dans la paroi du tuyau le *cercle des directrices doit être placé dans l'axe de cette paroi*. Les génératrices qui prennent appui sur les directrices et leur sont assemblées doivent être placées en dehors. Les *génératrices* sont donc *plus rapprochées de la surface extérieure que de la surface intérieure* du tuyau et l'on a  $h_0 > h'$  (fig. 846). C'est précisément la condition à laquelle conduit également le calcul des génératrices, puisque  $M_0 > M_1$ .

Nous avons dit, au chapitre 1<sup>er</sup> (n° 56), que les constructeurs placent souvent l'armature près de la paroi intérieure. On justifie ce système en admettant que la paroi fléchit entre les directrices comme si elle était appuyée *librement* sur celles-ci. Cette hypothèse est évidemment inexacte.



Dans ce qui précède, nous avons admis que l'armature ne comporte qu'un réseau unique. On doit cependant préconiser, surtout pour les tuyaux de grand diamètre et de forte épaisseur, l'emploi d'une armature double. On obtient ainsi l'avantage d'une résistance meilleure contre les flexions secondaires provenant de charges concentrées (voy. chap. II, n° 336) résistance dans laquelle doivent intervenir également alors les directrices, le tuyau n'étant plus simplement comprimé. Les génératrices sont, dans chaque réseau, placées en dehors des directrices. Elles fonctionnent avec des bras de levier relativement plus grands que dans le cas de la figure 846 pour résister aux flexions de sens différents qui sollicitent la paroi de directrice à directrice.

Si le tuyau ou réservoir est soumis à une pression intérieure et étendu (voy. n° 585), la position relative des génératrices et directrices doit être inverse.

**598. Armature en treillis pour les dalles.** — Nous avons montré au chapitre 1<sup>er</sup> (n° 15) qu'il existe deux genres principaux d'armatures métalliques pour les dalles, l'un comportant des barres croisées en forme de treillis, l'autre seulement des barres parallèles et indépendantes.

Lorsqu'une dalle de forme rectangulaire en plan est appuyée sur ses quatre bords, la flexion qui s'opère dans deux sens impose l'emploi de deux séries de barres d'armatures parallèles à chacun des côtés du cadre d'appui. Chacune de ces armatures doit être calculée à part (n° 570). Celle qui est parallèle aux longs côtés est la plus faible des deux. Les barres qui la composent doivent être placées par-dessus les autres. Il est bon de noter à ce sujet que si la dalle est carrée ou presque carrée en plan, ces tiges doivent recevoir la même disposition que les barres principales. Dans le cas d'un encastrement, on doit donc, pour de grandes dimensions, prévoir dans les deux sens, une armature double près des appuis.

Si l'on se bornait à appliquer à la lettre la méthode de calcul développée plus haut, on devrait en conclure que les tiges de répartition deviennent inutiles dès que la longueur de la dalle dépasse deux fois sa largeur (voy. n° 570). Même pour une dalle de forme moins allongée, on pourrait être conduit à leur donner des dimensions insignifiantes. Mais, en réalité, les tiges de répartition, ainsi que nous l'avons déjà dit au chapitre 1<sup>er</sup> à propos du système MONIER (n° 17), ont à remplir d'autres fonctions.

Indépendamment de l'utilité qu'elles présentent au point de vue de la répartition des charges et de l'exécution, on a voulu également



leur assigner un rôle dans la stabilité de glissement. A cet égard, il ne peut y avoir de doute lorsque les barres des deux séries sont reliées parfaitement entre elles ou ne forment qu'un tout, comme dans le *métal déployé* par exemple<sup>1</sup>. Dans ce cas l'adhérence du béton aux tiges de résistance n'est plus mise en jeu dans la flexion. Les tiges de répartition forment organes de butée et substituent au glissement du béton contre le métal, le cisaillement du béton lui-même. Celui-ci se produit d'ailleurs toujours puisque les barres de répartition ne s'élèvent pas jusqu'au niveau de la fibre neutre où le glissement est maximum. Cette disposition serait donc utile si l'adhérence était insuffisante. Nous verrons plus loin (n° 609), à propos du rôle des étriers dans les poutres, qu'il n'est pas à supposer qu'il en soit ainsi.

Si maintenant on considère une armature ne comportant entre les barres qu'une liaison imparfaite telle que des ligatures (système *MONIER*), il va de soi que le rôle des tiges de répartition dans la stabilité de glissement doit être bien peu important.

A un autre point de vue, les barres de répartition sont, par contre, fort utiles, surtout dans certains cas spéciaux. Nous voulons parler de l'influence des retraits et dilatations dus à la prise du béton, à son état d'humidité, à la température (voy. chap. v, n°s 624-625). Si la dalle est faite de mortier riche en ciment, ou si elle est exposée aux intempéries, il convient que l'armature soit en treillis de façon à s'opposer dans tous les sens au développement des fissures. Il est même utile de disposer à cette fin une armature spéciale près de la face la plus exposée (voy. n°s 595 et chap. v, n° 625).

**599. Hauteur ou épaisseur relative des pièces droites fléchies.** — Nous avons montré dans la théorie de la flexion simple (n° 574) que l'épaisseur ou, en général, la hauteur utile  $h'$  de la section d'une pièce en béton armé est un élément important du calcul, parce qu'il impose une relation entre les taux de fatigue du béton et du métal. A chaque valeur de  $h'$  correspond une valeur différente de la section de métal. Il existe donc dans chaque cas une hauteur qui définit la combinaison la plus économique. Cette combinaison s'obtient en faisant travailler chacune des deux matières au maximum du taux admissible.

Lorsqu'il s'agit par exemple d'une dalle ou d'une poutre rectangulaire à armature simple, la relation générale qui définit la hauteur  $h'$

<sup>1</sup> On reviendra plus loin (n° 614) sur les avantages et inconvénients du métal déployé.



en fonction des taux de travail limites adoptés est (voy. n° 516) :

$$h' = \left(1 + \frac{\tau}{pm}\right) \sqrt{\frac{6M}{pe \left[2 + 3 \frac{\tau}{pm}\right]}}$$

Cette formule nous a donné pour les valeurs ordinaires des coefficients qui y entrent les épaisseurs et hauteurs renseignées au n° 573 pour les dalles et au n° 581 pour les poutres rectangulaires. Elles varient depuis  $h = 0,44 \sqrt{\frac{M}{e}}$  jusque  $h = 0,65 \sqrt{\frac{M}{e}}$  pour les premières et depuis  $h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{e}}$  jusque  $h = 0,60 \sqrt{\frac{M}{e}}$  pour les secondes.

Si la section de la poutre est en forme de T droit et que l'épaisseur  $g$  de la semelle égale ou dépasse la valeur de  $a$ , on a de même, pour cette hauteur, la formule générale (voy. n° 521) :

$$h' = \left(1 + \frac{\tau}{pm}\right) \times \sqrt{\frac{6M}{p\lambda \left[2 + 3 \frac{\tau}{pm}\right]}}$$

Si l'on vient à réduire l'épaisseur de la semelle et que  $g < a$ , la hauteur  $h'$  augmente et lorsque la semelle disparaît, la poutre prenant la forme rectangulaire avec une largeur  $e$ , on a de nouveau la première expression ci-dessus, qui donne une valeur plus grande que la seconde dans le rapport  $\sqrt{\frac{\lambda}{e}}$ .

Si la section est en forme de T renversé (n° 522) et que la semelle n'entre pas en compte dans le calcul, la hauteur la plus économique est la même que pour la section rectangulaire.

La hauteur étant dans tous les cas proportionnelle à  $\sqrt{M}$ , la pièce devrait suivre dans sa forme l'allure de la courbe enveloppe des moments fléchissants maxima. C'est ce que l'on fait notamment dans les poutres du système MÖLLER.

Il importe de remarquer, à ce propos, que, dans les pièces encastées parfaitement ou imparfaitement, le renversement des moments fléchissants donne aux sections en T droit le fonctionnement des sections en T renversé dans le voisinage des appuis. On doit donc, à cet endroit, augmenter la hauteur de la pièce, en profilant la nervure en forme de console ou de sous-poutre. Si on conserve à la nervure une hauteur uniforme, il faut renforcer la section des armatures.

Soit à déterminer la hauteur relative pour la section la plus fatiguée.

Supposons qu'il s'agisse d'une dalle à armature simple posée sur deux appuis. Posant  $M = \frac{1}{8} q e l^2$ , on a :

$$\frac{h'}{l} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{\tau}{pm} \right) \times \sqrt{\frac{3q}{p \left( 2 + 3 \frac{\tau}{pm} \right)}}$$

La hauteur relative dépend donc de la charge et des coefficients adoptés.

Dans les conditions rappelées plus haut, on a pour une dalle l'épaisseur relative :

$$\frac{h}{l} = 0,16 \sqrt{q} \quad \text{à} \quad \frac{h}{l} = 0,23 \sqrt{q}$$

et pour une poutre rectangulaire :

$$\frac{h}{l} = 0,14 \sqrt{\frac{q}{e}} \quad \text{à} \quad \frac{h}{l} = 0,21 \sqrt{\frac{q}{e}}$$

(unités : kilogramme et centimètre).

Pour une pièce encastrée, la hauteur relative est égale aux expressions ci-dessus affectées du coefficient  $\sqrt{\frac{2}{3}} = 0,82$ .

**600. Forme de la section des poutres.** — On doit se demander quelle est, au point de vue théorique, la forme de poutre la plus économique des trois types usuels : T droit, rectangle ou T renversé.

Nous avons déjà montré antérieurement (voy. chap. I, n° 26 et chap. II, n° 93) qu'il y a tout avantage, au point de vue théorique, à supprimer le béton de la zone tendue d'une pièce fléchie dans les limites où le permet la stabilité de glissement. Lorsqu'une pièce *de largeur déterminée* doit supporter une charge donnée, la supériorité appartient donc (abstraction faite des frais de coffrages et des étriers ou liaisons transversales supplémentaires) à la poutre en T tournée de telle sorte que la semelle soit comprimée et la nervure étendue. Les deux poutres comparées ont, en effet, même hauteur (voy. n° 599) et même armature, mais la poutre en T comprend moins de béton.

Plaçons-nous maintenant dans le cas d'une poutre *de largeur indéterminée* supportant une charge définie *par mètre courant*.

Considérons d'abord une poutre à armature simple de section en T



droit (voy. n° 521), telle que  $a = g$ . Admettant (voy. n° 604) que le métal coûte, à section égale, cinquante fois plus que le béton, nous avons approximativement comme prix de la pièce, un chiffre proportionnel à :

$$\lambda a + (h' - a) e + 50 \omega = \lambda a + \left[ \frac{(h' - a)}{a} \times \frac{e}{\lambda} + 50 \frac{\omega}{\lambda a} \right] = \\ \sqrt{\frac{6M\lambda}{p \left( 2 + 3 \frac{\tau}{pm} \right)}} \left( 1 + \frac{e}{\lambda} \times \frac{\tau}{pm} + 25 \frac{\tau}{p} \right)$$

Comparons à cette poutre une pièce de section rectangulaire et de largeur égale à  $e_1$  devant résister au même moment fléchissant M. Le prix est alors :

$$h'e_1 + 50 \omega = h'e_1 \left( 1 + 50 \frac{\omega}{h'e_1} \right) = \left( 1 + \frac{\tau}{pm} \right) \sqrt{\frac{6Me_1}{p \left( 2 + 3 \frac{\tau}{pm} \right)}} \\ \times \left[ 1 + 25 \frac{p}{\tau} \frac{1}{1 + \frac{\tau}{mp}} \right] = \\ \sqrt{\frac{6Me_1}{p \left( 2 + 3 \frac{\tau}{pm} \right)}} \left( 1 + \frac{\tau}{pm} + 25 \frac{p}{\tau} \right)$$

Le coût de la première poutre est au coût de la seconde dans le rapport :

$$\sqrt{\frac{\lambda}{e_1}} \frac{1 + \frac{e}{\lambda} \frac{\tau}{pm} + 25 \frac{p}{\tau}}{1 + \frac{\tau}{pm} + 25 \frac{p}{\tau}}$$

Soit par exemple  $p = 30$ ;  $\tau = 600$ ;  $m = 10$ ;  $\frac{\lambda}{e_1} = 10$ .

Supposons d'abord que  $e_1 = e$ . L'expression ci-dessus a pour valeur :

$$\sqrt{10} \times \frac{1 + 0,2 + 1,25}{1 + 2 + 1,25} = 3,16 \times 0,58 = 1,83.$$

La poutre en T de largeur  $\lambda$  coûte donc 83 p. 100 de plus que la poutre rectangulaire de largeur  $e_1$ <sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Une poutre *rectangulaire* de largeur  $\lambda$  coûterait  $\sqrt{\frac{\lambda}{e_1}}$  fois plus que la poutre rectangulaire de largeur  $e_1$  soit, dans cet exemple, 3,16 fois; mais le prix de la poutre en T vaut les 58 p. 100 de celui de la poutre rectangulaire de même largeur  $\lambda$ .

Les hauteurs des deux poutres étant entre elles dans le rapport  $\sqrt{\frac{e_1}{\lambda}}$ , on voit que, dans cet exemple, la hauteur de la poutre en T est égale aux 32 p. 100 de la poutre rectangulaire.

Celle-ci devient moins économique lorsque  $e_1$  augmente et que la hauteur diminue. Les deux pièces sont de même prix lorsque :

$$e_1 = \lambda \left[ \frac{1 + \frac{e}{\lambda} \frac{\tau}{pm} + 25 \frac{p}{\tau}}{1 + \frac{\tau}{pm} + 25 \frac{p}{\tau}} \right]^2$$

Dans l'exemple choisi, on a alors :

$$e_1 = 0,33 \lambda = 3,3 e.$$

La hauteur de la poutre en T est égale aux 58 p. 100 de la poutre rectangulaire de même prix.

Si, au lieu de prendre une poutre en T telle que  $a = g$ , on considère une pièce dont le hourdis est moins épais, l'économie augmente en faveur de ce type.

Selon les proportions de section adoptées, la supériorité économique peut donc appartenir à l'un ou l'autre des deux types considérés, mais la poutre rectangulaire prend toujours, à égalité de prix, plus de place en hauteur que la poutre en T.

Quant à la poutre en T renversé, si l'on ne tient pas compte du béton de la semelle dans les calculs, elle est toujours moins économique que la poutre rectangulaire.

Cette comparaison suppose que la semelle supérieure des poutres est toujours comprimée. Elle n'est donc pas applicable aux pièces encastées sur leurs appuis. Dans ce dernier cas, la section de la poutre devrait varier d'un point à un autre. Si l'on adopte la forme en T, la semelle devrait être au-dessus de la nervure dans la partie centrale de la poutre et au-dessous vers les appuis. Cette disposition ne serait pas acceptable en pratique. La théorie donne donc, dans ce cas, la préférence à la poutre rectangulaire lorsque la hauteur ne fait pas défaut.

Tout ce qui vient d'être dit se rapporte à des poutres *isolées* et ne tient pas compte du rôle propre que remplit dans un plancher la semelle des poutres comme hourdis portant les surcharges. Nous examinons ci-après (n° 602) quelle peut en être l'influence sur l'économie du système et ce que devient la comparaison lorsque, au lieu de considérer une charge déterminée par unité de *longueur* de poutre, on suppose qu'il s'agit de porter une charge définie par unité de *surface*.



**601 Voûtes nervées.** — La question que nous venons d'étudier pour les poutres se pose également pour les voûtes. Elle a déjà été examinée au point de vue pratique (voy. chap. I, n° 46).

Mais considérons le côté théorique de l'utilité des nervures spécialement dans le cas de ponts à tablier surélevé indépendant de la voûte. Il nous est facile de montrer, par simple déduction de ce qui a été dit à propos des armatures (n° 596) que la coupe transversale d'une voûte ou d'un arc de forme quelconque doit être symétrique lorsqu'il existe des articulations à la clef et aux naissances. Si l'on emploie des nervures, celles-ci doivent donc, dans ce cas, se profiler aussi bien par-dessus que par-dessous le hourdis. Dans le sens transversal du pont, la voûte doit prendre l'aspect d'une série d'arcs à section en croix rendus solidaires par un hourdis central.

Dans les voûtes non articulées, les nervures peuvent être inférieures sur toute la longueur de l'arche ; mais, aux naissances, il faut en outre des nervures supérieures. Si d'ailleurs l'armature est double jusqu'à la clef, les arcs peuvent encore présenter une section en croix sur tout le développement.

L'emploi des nervures ne permet pas de disposer dans le sens transversal du pont des barres d'entretoisement réunissant les barres principales. On verra plus loin (n° 611) que ces liaisons sont cependant des plus utiles. Les nervures sont donc loin d'être aussi rationnelles dans les voûtes que dans les poutres droites.

**602. Planchers monolithes et planchers à poutres indépendantes de divers types.** — Nous avons vu (chap. III, n° 415), que certains constructeurs, au lieu de former les planchers en béton armé d'une dalle renforcée par des nervures solidaires, préconisent le mode d'exécution usuel des planchers en bois et en fer et, donnant aux poutres une section rectangulaire, constituent le hourdis de plaques indépendantes reposant librement sur les pièces principales.

En agissant ainsi, ils peuvent, ainsi que nous venons de le montrer (n° 600), réaliser une économie de matière sur la construction des poutres, surtout dans les planchers encastrés ; mais cette supériorité, déjà assez réduite par la nécessité où l'on est de limiter la hauteur des pièces, se trouve annulée par la construction du hourdis indépendant dont le plancher à poutres en T n'a pas besoin. Reprenons, en effet, les deux poutres comparées dans l'exemple précédent (n° 600), l'une en T, de largeur  $\lambda$ , l'autre rectangulaire de largeur  $e_1$ , supportant toutes deux un moment  $M$ . Supposons qu'il s'agisse de couvrir à l'aide de ces poutres une surface de largeur  $\lambda$ , pour porter une même

charge *par mètre carré*. La poutre en T réalise à elle seule la couverture si la semelle, dont l'épaisseur  $g = a$ , est assez forte pour la portée  $\lambda$ . Admettons que  $\lambda$  ait été précisément choisi de telle sorte que  $a$  soit l'épaisseur correspondant à  $\lambda$  pour les conditions de travail les plus économiques du hourdis (voy. n° 603). La poutre rectangulaire de largeur  $e_1$  a même résistance que la poutre en T. Pour une même charge par mètre carré, on doit donc disposer des poutres semblables à des intervalles égaux à  $\lambda$ . Entre ces poutres il faut jeter un hourdis qui, s'il est continu, reçoit comme épaisseur  $a$ . Par rapport au plancher à nervures solidaires, la dépense supplémentaire (abstraction faite de l'armature du hourdis qui est la même dans les deux cas) est exprimée par :

$$\lambda a = \sqrt{\frac{6M\lambda}{p \left(2 + 3 \frac{\tau}{pm}\right)}}$$

expression qui vaut, par rapport au coût de la poutre rectangulaire :

$$\sqrt{\frac{\lambda}{e_1}} \frac{1}{1 + \frac{\tau}{pm} + 2,5 \frac{p}{\tau}}$$

soit, dans les hypothèses choisies au n° 600 :

$$\sqrt{10} \times \frac{1}{1 + 2 + 1,25} = 0,74$$

Le coût total du plancher devient donc 1,74 alors que la poutre en T vaut 1,83. La différence est insignifiante et disparaît en pratique.

On ne peut donc attribuer au plancher à éléments non solidaires d'autres avantages que ceux résultant de la facilité d'exécution dont il a été question au chapitre III (n° 415). Les planchers monolithes présentent, d'autre part, l'avantage d'une raideur plus grande, ce qui leur assure une grande supériorité en cas de surcharges inégales (voy. chap. V, n° 619).

D'après la méthode de calcul que nous suivons, le plancher à nervures supérieures du type représenté n° 37 figure 70, doit partager les défauts du plancher à poutres rectangulaires. Ici encore, pour établir le plancher, il faut poser sur les poutres un dallage indépendant. En outre, la semelle inférieure des poutres qui forme le plafond apparent, n'a pas d'utilité théorique. Pour justifier ce type de section, les auteurs qui le préconisent admettent que le béton de la poutre travaille à l'extension (voy. nos 497, 499). Il ne nous semble



pas possible d'abaisser la fibre neutre au point de donner à la poutre une sécurité égale à la traction et à la compression. On devrait, dans ce cas, se contenter de taux de fatigue excessivement faibles dans l'armature. On a d'ailleurs toujours à craindre des fissures préexistantes.

Dans un cas d'application cependant, même en nous tenant à nos hypothèses, le plancher à nervures supérieures est un type des plus recommandables. Si l'on veut établir un pont ou une passerelle en béton armé à poutres droites et que la hauteur fait défaut sous le tablier, on peut, à l'exemple de ce qui se fait pour les ponts métalliques, placer les poutres en garde-corps. La semelle inférieure sert à la circulation et se calcule comme hourdis. Les poutres établies par-dessus peuvent recevoir telle hauteur que l'on désire, ce qui permet de réaliser une économie importante. Ce type de construction peut également être adopté dans les ponts-canaux.

**603. Écartement des poutres de plancher.** — Dans les planchers monolithes à nervures inférieures, l'épaisseur du hourdis est une fonction de l'écartement des poutres, si l'on veut, dans la stabilité de ce hourdis à la flexion, réaliser les conditions les plus économiques. D'autre part, une relation existe également entre cette épaisseur et la hauteur des poutres. Dans un plancher rationnellement établi, il faut donc que l'écartement des poutres et leur hauteur soient réglés l'une en fonction de l'autre. Si l'écartement des poutres est donné, on en déduit l'épaisseur du hourdis, puis la hauteur des poutres. Si l'écartement n'est pas imposé, on se donne diverses valeurs qui conduisent chacune à la détermination d'une hauteur de poutre. On dispose ainsi d'une série de types de planchers parmi lesquels on peut faire choix d'après les conditions d'épaisseur.

**604. Pourcentage en métal dans les pièces soumises à la compression simple.** — Étudions l'influence du pourcentage  $\varphi = \frac{\omega}{\Omega}$  sur l'économie de la construction dans le cas d'une pièce comprimée droite (voy. nos 507-508 et 564-567) telle qu'un pilier, un mur; ou courbe telle qu'un tuyau, etc. (voy. nos 507-508 et 584).

Abstraction faite des frais de coffrages, le prix du béton peut, dans des conditions moyennes d'exécution, être évalué à 40 francs le mètre cube et celui du fer rond à 25 francs les 100 kilogrammes. A volume égal, le fer coûte donc  $\frac{25 \times 7,800}{100 \times 40}$ , soit cinquante fois environ plus que le béton. En revanche, il porte  $m$  fois, soit environ 10 fois davantage. A égalité de force portante, le fer, dans les solides en béton

*ma Dm*  
 $\varphi = \frac{25 \times 7,800}{100 \times 40} = 47,5$   
*sur le rapport*  
*entre au béton*  
 $\frac{25}{40} = \frac{25 \times 7,800}{100 \times 40} = 47,5$  *soit environ 10 fois*



armé soumis à la compression, coûte donc 5 fois plus que le béton.

Si l'on veut construire économiquement, il faut donc mettre le moins possible de fer;  $\varphi$  doit être réduit à sa valeur la plus faible admissible.

Théoriquement,  $\varphi$  pourrait être nul, mais l'absence d'armature pourrait rendre insuffisante la résistance que la pièce offre aux actions secondaires. Le rôle de l'ossature métallique n'est pas, en effet, limité à celui que lui assignent les formules admises ci-dessus. Il comporte également la résistance aux flexions, glissements et dilatations transversales que l'effort principal développe ou qui l'accompagnent (voy. chap. I, n° 49, chap. IV, nos 492, 567 et 597).

On ne saurait évidemment déterminer quelle section d'armature est nécessaire pour résister à ces actions spéciales. La pratique est seule à même de résoudre cette question. Elle montre que l'on peut se contenter de prévoir  $\varphi = 0,005$  à  $0,01$ .

Il résulte de ce qui précède qu'une forte armature ne peut jamais, dans les pièces comprimées, se justifier par des considérations économiques. Par contre, elle peut être imposée si des conditions limitent les dimensions extérieures de la pièce. Le fer pouvant porter  $m$  fois plus que le béton, la section totale de la pièce est, en effet, d'autant plus réduite que le pourcentage en métal est plus élevé.

Théoriquement, on peut augmenter autant qu'on le veut l'importance de l'armature. Mais au delà d'une certaine valeur de pourcentage, le béton armé devient un système irrationnel, puisque, du fait de la présence du béton, on est conduit à limiter le taux de pression du métal à un chiffre bien inférieur à ce qu'on peut lui faire porter quand il est seul (voy. n° 559). A partir d'une certaine limite, il y a intérêt à ne plus entourer le fer de béton. Nous allons chercher cette limite.

Comparons à cet effet le prix d'une colonne en fer à celui d'un pilier en béton armé portant la même charge. Faisant abstraction de l'influence du flambage, admettons que la première travaille à 6 kilogrammes par millimètre carré, tandis que pour le second nous posons  $p = 25$  et  $m = 10$ . Le prix du béton, coffrage compris, peut être évalué à 50 francs le mètre cube; celui du fer de l'armature est de 25 francs les 100 kilogrammes, tandis que la colonne en fer peut coûter 35 francs les 100 kilogrammes.

Nous avons pour le béton armé en appliquant la formule des pièces fortement armées (n° 508) :

$$\Omega + 9 \omega = \frac{P}{25}$$



et pour la colonne en fer :

$$\omega' = \frac{P}{600}$$

d'où :

$$\omega' = \frac{\Omega + 9 \omega}{24}$$

Il y a égalité de prix lorsque :

$$50 \Omega + 25 \times 78 \times \omega = 35 \times 78 \times \omega'$$

ou

$$\Omega + 39 \omega = 54,6 \omega'$$

Remplaçant  $\omega'$  par sa valeur, nous obtenons :

$$\varphi = \frac{\omega}{\Omega} = 0,07$$

Lorsque le pourcentage dépasse 7 p. 100, il est donc plus économique d'avoir recours au métal seul. Ce chiffre de 7 p. 100 n'a évidemment rien d'absolu, puisqu'il répond à des hypothèses déterminées. Nous n'avons d'ailleurs pas tenu compte de l'influence du poids mort. Pour les piliers du système HENNEBIQUE on ne dépasse guère 5 p. 100 ; mais la raison de cette limitation est d'ordre pratique ainsi que nous le verrons ci-après (n° 606).

Les considérations que nous venons de développer peuvent s'appliquer également aux *voûtes* par suite de l'importance relative des efforts dus à la compression par rapport à ceux de la flexion.

En pratique, le pourcentage des voûtes varie selon les systèmes. Alors que, dans les voûtes MONIER (chap. II, n° 242) on se limite à 0,6 p. 100 environ pour les voûtes à réseau simple et à 1 p. 100 pour celles à réseau double, les voûtes MELAN (n° 256) et WÜNSCH (n° 270) adoptent en moyenne 2 p. 100 pour le rapport des sections de métal et de béton mesurées à la clef.

**605. Pourcentage en métal dans les pièces droites soumises à la flexion simple.** — Contrairement à ce qui a lieu dans les pièces comprimées, il existe pour les dalles et les poutres un pourcentage bien déterminé réalisant les conditions les plus économiques. Il correspond à la hauteur relative définie plus haut (n° 599).

Dans le cas d'une dalle ou poutre *rectangulaire à armature simple* le pourcentage défini par rapport à la hauteur utile  $h'$  a pour expression générale (voy. n° 516) :

$$\frac{\omega}{h'e} = \frac{1}{2} \frac{p}{\tau} \frac{1}{1 + \frac{\tau}{pm}}$$

Cette expression dépend exclusivement du rapport des coefficients de résistance.

Elle se modifie légèrement si on rapporte, comme d'habitude, le pourcentage à la hauteur totale  $h$ .

Nous avons donné au n° 573 pour les dalles et au n° 581 pour les poutres rectangulaires les valeurs des pourcentages répondant aux coefficients dont nous avons fait choix. Ce sont, dans le premier cas, pour le fer  $\varphi = \frac{\omega}{he} = 0,00694$  et pour l'acier  $\varphi = 0,00347$ ; dans le second cas, respectivement  $\varphi = 0,0075$  et  $\varphi = 0,00375$ .

Ces expressions restent les mêmes dans les poutres *en T droit à armature simple* lorsque la face inférieure du hourdis coïncide avec la face inférieure du hourdis, à condition de prendre  $\varphi = \frac{\omega}{\lambda h}$  (voy. nos 474, 521 et 583).

**606. Répartition des barres de l'armature.** — La théorie donne la quantité de métal à incorporer dans le béton mais elle n'en indique pas le mode de répartition.

Nous avons admis que le métal participe aux déformations du béton (n° 490), mais en même temps nous avons fait remarquer (n° 491) que l'on doit conformer l'armature de telle sorte que cette hypothèse soit acceptable et nous avons indiqué quelles sont, à ce point de vue, les conditions que doit remplir une construction rationnelle en béton armé.

En pratique on ne peut descendre au-dessous d'une certaine limite pour l'écartement des barres. Pour les pièces comprimées telles que les piliers et les murs, cet écartement doit être suffisant pour que l'on puisse introduire et damer le béton à l'intérieur de l'armature. Pour les dalles et les voûtes, il faut que le béton puisse envelopper parfaitement chaque barre et que les couches étendues au-dessus et au-dessous de l'armature ne se trouvent pas séparées au niveau de celle-ci par un joint continu de faible résistance. L'écartement des barres dépend à ce point de vue de la grosseur des grains du gravier et du sable employé dans la confection du béton (voy. chap. III, n° 390).

Cette condition limite la quantité de métal que l'on peut mettre en œuvre. Elle conduit donc encore à préférer les pourcentages réduits.

Mais si les armatures sont composées de barres de forte section, largement espacées, il est possible d'augmenter le pourcentage (voy. n° 604). Nous avons dit (n° 491) que ces systèmes, malgré leur caractère peu rationnel, s'emploient cependant avec succès dans les pièces comprimées et surtout dans les voûtes.



**607. Forme de la section des barres.** — L'armature peut être composée de fers ronds ou profilés. Au point de vue théorique, il semble au premier abord que ce dernier type, qui offre plus de périmètre à surface égale, soit à préférer comme donnant une meilleure adhérence. Il n'en est rien, parce que les fers profilés offrent plus de difficulté que les autres à un bourrage parfait du béton, le contact étant défectueux dans les angles rentrants. Le fer rond est donc supérieur quant à la valeur du bétonnage.

A ce point de vue le fer profilé est cependant admissible dans deux cas : ou bien lorsque, comme dans les systèmes de voûtes MELAN, WÜNSCH, etc. les fers sont suffisamment distants l'un de l'autre et de la paroi du coffrage pour que le bourrage soit facile à bien exécuter ; ou bien lorsque le béton est mis en place non par damage mais par coulage avec une grande quantité d'eau. Nous avons vu que ce dernier système se justifie spécialement pour les tuyaux étanches dans la fabrication desquels entre du ciment à prise rapide (voy. chap. III, nos 387, 404, 433). C'est ce qui justifie dans ce cas les systèmes BORDENAVE, BONNA, etc. (nos 446, 447).

Nous avons déjà eu l'occasion (chap. I, n° 56) de signaler l'avantage qui est attaché dans ce dernier cas à l'emploi des fers profilés. Il tient tout entier dans la raideur plus grande que présente l'armature. Cet avantage a été invoqué pour tous les systèmes de piliers, planchers, voûtes, etc., qui utilisent des fers profilés. On trouve dans ce dispositif le moyen d'ériger la carcasse métallique avant de commencer le travail de bétonnage et l'on utilise même l'ossature ainsi assemblée et stable par elle-même pour supporter les coffrages (voy. chap. I, n° 9 et chap. III, n° 425). Nous avons vu et nous venons de rappeler, à propos des poutres droites (n° 595), que ce système d'exécution n'est pas recommandable. Il convient donc, sauf dans les deux cas précités, d'accorder la préférence à l'ossature en fers ronds, malgré la sujétion que peut comporter le placement de l'armature pendant la pose du béton.

On fait aussi usage, dans la construction des dalles, poutres et voûtes, de fers de section méplate.

Posés à plat, ces fers conviennent lorsque l'on peut les mettre à un écartement suffisant pour ne pas créer entre eux un joint de séparation dans le béton. Leur largeur doit être limitée sinon le béton n'adhère pas bien par suite du retrait qu'il éprouve à la prise (voy. nos 459 et 504). Dans les poutres du système MÖLLER, le fer plat qui forme l'armature n'est en contact avec le béton que par la face supérieure. On ne peut le garantir par-dessous qu'en appliquant une



couche de béton assez épaisse maintenue par une toile métallique. La même difficulté se présente dans l'emploi des fers en double T à large semelle.

Quant aux fers plats mis de champ, ils offrent l'inconvénient, comme les fers profilés, de prendre plus de place en hauteur que les autres formes de sections. Pour une hauteur donnée de pièce, le centre de gravité de l'armature tendue s'élève et la hauteur utile  $h'$  diminue (voy. fig. 831, n° 517) ce qui réduit la résistance à section égale de métal.

D'une façon générale, ces fers méplats et profilés présentent encore l'inconvénient de déterminer, par leurs arêtes vives, la formation de fissures dans le béton.

**608. Entretoises des pièces droites comprimées.** — Les actions qui sollicitent ces pièces ne pouvant être déterminées par le calcul, leurs dimensions ne sauraient être arrêtées que par des considérations pratiques, mais les dispositions à leur donner résultent immédiatement du rôle qui leur est assigné (voy. chap. I, n° 49). Elles doivent être conditionnées exactement comme des *frettes*, c'est-à-dire faire le tour des barres longitudinales de l'armature et présenter une grande résistance à l'extension. Il est bon également, en vue de la facilité d'exécution, qu'elles maintiennent les barres en place pendant la mise en œuvre du béton et qu'elles soient espacées suffisamment pour permettre le travail de damage.

En général, la préférence doit être accordée aux liens en fil de fer qui divisent moins le béton que ceux formés de fers plats.

Mais il importe en tout cas que la liaison des entretoises avec les barres puisse résister à un effort considérable. L'expérience montre, en effet (voy. nos 482-483 et 554) ce qui était d'ailleurs à prévoir, que la charge de rupture des poteaux est en raison directe de la résistance que les entretoises opposent à l'écartement des barres.

**609. Étriers et liaisons transversales des pièces droites fléchies.** — Nous avons montré (nos 512, 520, 524, 578) comment l'on peut calculer le taux maximum de glissement du béton et par conséquent reconnaître si, à ce point de vue, la stabilité de la pièce est suffisante ou si des organes spéciaux sont nécessaires pour l'assurer. Nous avons également exposé (nos 515, 520, 524, 579) une méthode de calcul de ces éléments de l'ossature et donné le taux de travail qu'ils ne peuvent dépasser (n° 562). Il nous reste à examiner quelles sont les dispositions les plus avantageuses pour obtenir la résistance voulue aux efforts tranchants.



Les divergences de vues que nous avons signalées à ce sujet (voy. chap. I, n° 14) ont leur origine dans les interprétations diverses qui sont données du rôle des étriers ou liaisons transversales. Il ne semble cependant pas qu'il puisse y avoir un doute à cet égard.

Pour bien se rendre compte du mode de fonctionnement de ces pièces de l'ossature, il suffit de substituer à la poutre en béton armé un solide hétérogène identique comme dimensions dans lequel le béton serait remplacé par une matière ne possédant aucune affinité pour le fer, telle que le bois par exemple. Considérons donc une poutre en bois et supposons que, après avoir percé dans le sens de sa longueur et près de sa face inférieure, une cavité cylindrique, on loge dans celle-ci une barre de fer rond de même diamètre mais glissant à frottement doux. Appliquons une certaine charge à la poutre armée ainsi réalisée. Aucun effort tangentiel ne peut se transmettre du fer au bois. La tige métallique s'allonge et se raccourcit librement. Par contre les flexions de la poutre en bois et celles de la tige en fer se transmettent intégralement de l'une à l'autre. La flèche que prend la poutre hétérogène est donc plus petite que celle que prendrait la poutre en bois non armée, d'une quantité égale à la flèche que la charge ferait subir à la barre de fer prise isolément. En d'autres termes, la résistance de la poutre hétérogène vaut simplement la *somme* des résistances à la flexion de la pièce en bois et de la tige métallique. Une barre ronde, étant très flexible, ne donne dans ce cas à la poutre en bois qu'un supplément de résistance insignifiant.

Supposons maintenant que l'on fixe la barre de fer dans son alvéole, par de la colle par exemple, de manière à rendre solidaires les fibres de bois et de métal en contact. La flexion que provoque la charge ayant pour conséquence un allongement de toutes les fibres de bois qui entourent la barre de fer, celle-ci participe à cet allongement. La résistance de la zone tendue de la pièce se trouve accrue dans une mesure très notable. La résistance à la flexion de la pièce hétérogène dépasse donc de beaucoup celle de la poutre en bois non armée. C'est le but qu'il s'agissait d'atteindre.

Le même effet est toujours obtenu du moment que l'on réalise une solidarité suffisante entre le fer et le bois. Au lieu de développer une adhérence continue, on peut enchâsser dans la poutre une série de clefs traversant la pièce en bois et la tige métallique, ou garnir celle-ci par un moyen quelconque de saillies formant butée en travers des fibres du bois.

Mais, de toute façon, nous pourrions dire que dans la pièce fléchie



hétérogène, la résistance a été obtenue grâce à la transmission des efforts tangentiels entre les deux matières associées.

Si donc, dans une poutre en béton armé, on insère des pièces métalliques transversales telles que des étriers, celles-ci ne peuvent suppléer à l'adhérence que si elles sont *assemblées* aux barres principales de manière à faire l'office des clefs dont nous venons de parler. Nous avons vu que, parmi tous les systèmes de béton armé qui emploient le métal en barres rondes aucun ne réalise d'assemblage de ce genre. Les étriers sont simplement passés autour de la barre où lui sont rattachés par une ligature. Mais celle-ci a uniquement pour but d'empêcher l'écartement des fers qu'elle réunit et ne peut s'opposer à leur glissement relatif. Les systèmes de ce genre *font donc appel à l'adhérence* du béton au fer et celle-ci n'est aucunement aidée par les étriers.

Les essais à la rupture qui ont été faits sur des poutres en T (voy. n° 473) dans lesquelles les efforts de cisaillement sont les plus intenses ne montrent pas que ce soit là pour elles une cause de faiblesse. L'expérience courante donne le même résultat. Pour cette raison et aussi faute de données précises sur la limite critique de l'adhérence (voy. n° 459), nous avons cru pouvoir (n° 512) faire abstraction, dans les calculs de stabilité, de la vérification du taux de glissement développé entre fer et béton.

Le rôle des étriers et autres liaisons transversales quelconques non assemblées aux barres principales étant de s'opposer au glissement relatif des couches de béton, ces pièces doivent s'élever au moins sur toute la hauteur des glissements maxima, c'est-à-dire depuis l'armature tendue, avec laquelle elles doivent être en contact, jusqu'au-dessus de la fibre neutre (voy. n° 512). Pour les poutres en T (voy. n° 520), elles peuvent s'arrêter dans la semelle comprimée.

D'après ce qui précède, on pourrait se contenter de former les organes de résistance au glissement de simples tiges insérées dans le béton et touchant les barres de l'armature tendue. En pratique, on les fait passer par dessous ces barres. Le but de cette disposition est le suivant : Dans l'assimilation faite plus haut entre une poutre en béton et une pièce de bois, nous avons admis que l'alvéole dans laquelle la barre de fer est insérée est indestructible. Il n'en est pas ainsi. Si la barre métallique présente une certaine raideur, il peut se faire, en effet, que la réaction qu'elle exerce, pendant la flexion, sur la couche mince de béton située au-dessous d'elle sépare celle-ci de la masse de la poutre située au-dessus. Dans ce cas, on constaterait



la formation de fissures telles que  $a a'$  de la figure 794 (n° 473). Une rupture de ce genre n'est pas à craindre si les barres sont de faible diamètre et surtout si on a soin de les prolonger jusqu'aux appuis. Néanmoins la précaution que nous venons de signaler paraît généralement prudente.

Lorsque l'armature est simple, l'étrier en fer plat ou rond est donc rationnel et pratique. Si l'armature est double, on peut encore l'employer ou le remplacer par des liens en fil de fer reliant les barres hautes et basses.

Dans le premier cas, les liaisons métalliques sont le plus souvent verticales (chap. I, n° 14, fig. 11); dans le second cas, on adopte généralement un tracé en treillis (fig. 12). Au point de vue théorique, on pourrait préconiser l'emploi d'étriers obliques, mais nous verrons ci-après (n° 610) que le même raisonnement s'appliquerait aux barres principales.

Quelle que soit la disposition des étriers, leur résistance doit varier avec l'intensité de l'effort tranchant. Si, comme de coutume, on leur donne à tous la même section, c'est l'espacement qui doit varier des appuis au milieu de la portée. Près de l'appui, une droite inclinée à 45° doit en rencontrer un au moins. L'espacement des premiers étriers, s'ils sont verticaux, ne peut donc dépasser une longueur égale au bras de levier du couple résistant de la pièce, soit  $h - \frac{a}{3}$  si l'armature est simple (n° 516). L'espacement des étriers suivants peut augmenter de façon que, pour chacun, la variation du moment fléchissant reste la même. Dans le cas d'une charge uniformément répartie, cet espacement croît donc rapidement des appuis vers le milieu de la poutre tandis qu'il reste constant lorsque la charge est concentrée et fixe.

Lorsque l'armature métallique est une charpente complètement *assemblée* formée de deux lisses et de barres de treillis en fers plats ou profilés, le rôle de ces dernières pièces est le même au point de vue du cisaillement du béton que dans les armatures non assemblées dont il a été question jusqu'ici. Ce que nous venons de dire de celles-ci reste donc applicable. Le but principal de ce genre d'ossature est d'ordre pratique. Il a été exposé et discuté à propos des armatures doubles (n° 595).

#### 610. Barres courbes et barres pliées des pièces droites fléchies. —

Le rôle des barres courbes a été déjà exposé antérieurement à propos du calcul de la stabilité de glissement (n° 514). Nous avons vu que



leurs avantages théoriques sont, à ce point de vue, de même ordre que ceux des lisses courbes dans les poutres métalliques. Leur influence est d'autant plus sérieuse qu'elle s'applique non seulement au cisaillement propre des couches de béton sur elles-mêmes mais au glissement au contact de l'armature et du béton. Dans une pièce à armature courbe telle qu'une poutre MÖLLER (chap. I, n° 31) par exemple, une surcharge uniformément répartie ne développe aucun effort de glissement. Seules les charges inégales peuvent provoquer un travail au cisaillement.

Les barres pliées des armatures mixtes du genre HENNEBIQUE ont un rôle du même genre quoique moins accentué.

L'emploi des barres courbes ou barres pliées est donc particulièrement justifié dans les pièces soumises à des glissements intenses telles que par exemple les poutres à section en T.

Le tracé des barres courbes dépend aussi de l'allure des moments fléchissants, c'est-à-dire du mode d'appui (voy. n° 595). Suivant que la pièce est appuyée librement ou encastrée plus ou moins parfaitement, l'armature doit affecter les formes indiquées en principe au chapitre 1<sup>er</sup>, n° 13 (figg. 2-3 ou 6-7).

Telles sont les conclusions que fournit la théorie usuelle des efforts de glissement. Elles ne sont sans doute pas absolument correctes et pour s'en rendre compte, il suffit de se reporter à ce que nous avons dit au n° 513 des *efforts résultants* obtenus par la combinaison des tractions, compressions et glissements développés simultanément dans le solide fléchi. Nous avons vu que les efforts maxima provenant de cette combinaison, efforts qui déterminent la direction des sections de rupture, ont une inclinaison variable en chacun des points de la pièce. Le béton étant supposé incapable de résister à des efforts de traction, une poutre en béton non armé doit donc être considérée comme un solide présentant des surfaces de clivage dont la forme, pour un cas particulier, est indiquée dans la figure 828, c'est-à-dire comme une réunion d'une *infinité de voûtes de portée variable*. S'il y a rupture, c'est la plus grande voûte qui se forme d'abord puis apparaissent les autres successivement. L'armature doit empêcher la formation de ces fissures.

Or nous savons (n<sup>os</sup> 491 et 606) que, pour supporter efficacement les efforts de traction, les barres doivent être en assez grand nombre, et réparties régulièrement sur la section à renforcer. Chacun des joints de rupture devrait donc être rencontré, non par une seule barre courbe ou par un ou plusieurs étriers verticaux, mais par un certain nombre de barres dont la direction devrait être nor-



male en chaque point à celle du joint dont il s'agit. L'armature ainsi formée comporterait *uniquement des barres courbes*. Dans le cas de la figure 828, ces barres, horizontales dans la section milieu, où elles se rencontreraient toutes au même niveau, se relèveraient vers les appuis avec une inclinaison croissant depuis 0° jusque 45° au niveau de la fibre neutre et au delà dans la zone comprimée.

Un système de ce genre a été réalisé par la maison LOCHER et C<sup>ie</sup> (chap. I, n° 31, figg. 41-42), mais le tracé choisi pour les barres se rapporte, comme la figure 828 précitée, au cas d'une pièce posée librement sur ses appuis. Pour une pièce encastrée plus ou moins parfaitement, il devrait être modifié de façon que les extrémités des barres soient retournées à la partie supérieure pour pénétrer horizontalement dans les appuis.

Au point de vue théorique, ce genre d'armature est le plus rationnel. Il donne la sécurité voulue pour les efforts résultants c'est-à-dire pour les efforts *de tout genre* qui sollicitent la pièce. Il réalise l'union intime de l'étrier, organe de résistance au glissement avec la barre, organe de résistance à la traction. *Il ne met donc pas à contribution l'adhérence du béton au métal.*

Mais la pratique n'a pas prononcé à son endroit. Elle montrera si la forme assez tourmentée donnée aux barres n'est pas une difficulté sérieuse et si la pose de l'armature peut s'effectuer aisément.

**611. Liaisons transversales dans les voûtes.** — Les voûtes MONIER (chap. I, n° 43) présentent des tiges de résistance reliées entre elles dans chaque réseau par des barres transversales qui ont surtout pour but, comme dans les dalles, de répartir les charges, souvent inégalement distribuées dans ce sens. Par contre les deux réseaux ne sont pas reliés entre eux dans le sens vertical. Le système MELAN, au contraire, comporte de fortes liaisons dans le sens vertical mais peu ou pas d'entretoisement transversal. Les voûtes HENNEBIQUE (chap. I, n° 44), modelées sur les planchers droits du même système, comportent aussi des liaisons verticales mais sans assemblage d'armature à armature.

La diversité de ces dispositions, qui ont toutes pour objet de combattre les efforts secondaires, nous impose un examen plus approfondi de la question déjà exposée succinctement au chapitre I, n° 41.

Les voûtes sont avant tout sollicitées à la compression. Elles doivent donc être défendues contre l'expansion latérale provoquée par l'effort longitudinal d'écrasement. Il est par conséquent rationnel que, comme dans les pièces comprimées, l'armature soit complétée par des



entretoises et celles-ci doivent être reliées aux barres principales de façon à empêcher leur écartement (voy. n° 608).

La flexion n'a généralement qu'assez peu d'importance par rapport à la compression. Les efforts de glissement sont beaucoup moins marqués que dans les poutres droites (voy. n° 526). L'expérience nous montre d'ailleurs que, dans les voûtes, la rupture n'a pas lieu par cisaillement longitudinal, sauf lorsque des charges isolées provoquent des flexions secondaires locales (voy. n° 480). Les liaisons verticales ne doivent donc pas être proportionnées ni agencées comme celles des poutres droites.

En résumé l'armature doit comporter des liaisons dirigées dans le sens transversal de la voûte où elles forment également barres de répartition et d'autres dans le sens vertical réunissant par couples soit les barres principales, soit les barres de répartition d'extrados et d'intrados. L'ensemble de ces liaisons doit présenter l'aspect de ceintures métalliques entourant les barres principales comme dans l'armature d'un pilier.

Indépendamment de ces liaisons, il convient d'en placer de plus fortes et moins espacées aux endroits où reposent, sur la voûte, les piliers ou cloisons de support du tablier supérieur du pont et ce, afin d'obvier aux glissements locaux.

Tel est le type de l'armature complète dont l'application se recommande pour les voûtes des grands ponts (voy. n° 596). Si, pour des ouvrages de moindre importance, on se contente d'une armature d'intrados avec de simple amorces à l'extrados près des naissances, les liaisons verticales deviennent inutiles puisqu'elles n'auraient qu'un point d'appui ; mais il est rationnel, au point de vue des glissements, qui sont maxima aux naissances, d'adopter le dispositif d'armature courbe des figures 74 et 79 (chap. I, n° 40).

**612. Nature du métal dans les pièces comprimées.** — La force portante d'un solide en béton armé de dimensions déterminées soumis à la compression est définie théoriquement par la résistance permanente du béton et par la valeur du coefficient  $m$  (voy. nos 507 et 564).

C'est sur cette dernière valeur seule que la nature du métal (fer ou acier) peut avoir de l'influence.

Si l'on remplace le fer par l'acier,  $m$  augmente de 40 p. 100 (n° 455). La résistance de la pièce est donc majorée de  $\frac{m}{10} \times \frac{\omega}{\Omega}$  soit  $\frac{\omega}{\Omega}$  pour  $m = 10$ . Si  $\frac{\omega}{\Omega} = 0.05$ , l'augmentation vaut 5 p. 100 ; si  $\frac{\omega}{\Omega} = 0.01$ , elle vaut 1 p. 100.



L'avantage est insignifiant. La substitution de l'acier au fer dans les pièces comprimées ne peut donc se justifier que si l'acier est de même prix que le fer ou d'un prix moins élevé.

C'est donc à tort que certains constructeurs admettent que la substitution de l'acier au fer permet de réaliser de grands bénéfices. L'erreur provient de ce que l'on croit souvent que le métal enveloppé dans le béton peut développer sa résistance limite comme s'il était seul (voy. n° 535).

Cette conclusion s'applique également aux voûtes.

**613. Nature du métal dans les pièces fléchies.** — Pour étudier l'influence que peut avoir la substitution de l'acier au fer pour la construction de l'armature, nous supposons, en considérant spécialement le cas d'une pièce à armature simple, que les dimensions extérieures du solide ne sont pas déterminées, ce qui permet d'obtenir, dans chaque hypothèse, la combinaison la plus économique (voy. n° 574).

Prenons à cet effet les formules pratiques établies pour le calcul des dalles (n° 573) en considérant comme négligeable la variation de  $m$  entre les deux métaux.

Si le béton reste le même,  $p$  ne change pas. La substitution de l'acier au fer diminue le pourcentage :

Pour le cas de l'armature en fer nous avons obtenu :

$$\varphi = \frac{\omega}{ch} = 0,00694$$

et pour l'armature en acier :

$$\varphi = 0,00347$$

Mais, d'autre part, elle augmente la hauteur  $h$ , car on a, dans le premier cas, pour  $p = 30$  :

$$h = 0,57 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

et dans le second cas :

$$h = 0,65 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

Nous avons admis précédemment (n° 604) qu'à volume égal, le fer coûte cinquante fois plus que le béton. Si l'acier vaut le même prix, nous aurons, dans les deux cas, pour coût de la construction, un chiffre proportionnel à :

$$he + 50 \omega = he (1 + 50 \varphi)$$

Le coefficient numérique de cette expression est égal, dans le cas du fer, à :

$$0,57 (1 + 50 \times 0,00694) = 0,768$$

et, dans le cas de l'acier, à :

$$0,65 (1 + 50 \times 0,00347) = 0,763$$

En admettant pour l'acier un prix égal à celui du fer, nous obtenons donc par son emploi un bénéfice insignifiant, alors que la majoration admise pour le taux de fatigue est de 50 p. 100.

Le même raisonnement est applicable si au lieu de remplacer le fer ordinaire par de l'acier, on lui substitue un métal *écroui* capable de travailler à un taux élevé. Il n'y a encore aucun avantage. L'écrouissage a d'ailleurs pour effet de rapprocher la limite d'élasticité de la limite de rupture ce qui réduit la résistance aux chocs (voy. n° 561).

Nous avons supposé que dans les deux cas la nature du béton est la même. Nous verrons ci-après (n° 616) quelle est l'influence combinée d'une modification dans les deux genres de matériaux.

**614. Métal déployé.** — On invoque en faveur du *métal déployé* comparé au treillis MONIER (voy. chap. I, n° 47) des avantages d'ordre théorique et pratique.

Les avantages théoriques ont trait à la stabilité de glissement et à la nature du métal.

Nous avons vu déjà (n° 598) quelle est l'utilité de la solidarité des lanières entre elles au point de vue de l'adhérence mais nous savons aussi que le treillis MONIER est suffisamment résistant à cet égard. Il importe d'ailleurs de remarquer que les lanières redressées sur le plan de l'armature ne prennent qu'une faible hauteur et n'atteignent en aucun cas la fibre neutre de la dalle. Or c'est à ce niveau que se déclare le taux de glissement maximum dans le béton. Quelle que soit l'armature, le béton éprouve donc le même taux de cisaillement.

Le métal déployé est en acier écroui (voy. chap. III, n° 410 et chap. IV, n° 561). On peut donc le faire travailler à un taux plus élevé que le métal ordinaire. Mais nous venons de voir (n° 613) que l'avantage ainsi obtenu est bien faible si on ne renforce pas le dosage du béton. La résistance aux chocs est d'ailleurs réduite et la sécurité moindre par rapport à la rupture. C'est ce que l'expérience confirme (voy. n° 467).

Les avantages pratiques concernent la qualité du métal et la mise en œuvre.



Le mode de fabrication du métal déployé impose l'emploi d'un acier de premier choix. On est donc certain de disposer d'un métal de bonne qualité. La régularité des mailles est parfaite alors que le treillis MONIER est souvent mal exécuté.

Le métal déployé n'exige aucune main d'œuvre de préparation sur place ce qui augmente de beaucoup la rapidité du travail.

Par contre le métal déployé offre l'inconvénient d'être très limité dans ses dimensions ce qui n'en permet l'emploi que pour de faibles portées (chap. II, n° 69)

Enfin il est d'un prix élevé, même comparativement au treillis MONIER mis en place.

**615. Dosage du béton dans les pièces comprimées.** — La résistance du béton doit avoir sur celle de l'ouvrage une influence beaucoup plus grande que celle du métal puisque la charge limite est directement proportionnelle à  $p$  (voy. nos 507 et 564). La nature du béton influe aussi sur la valeur de  $m$  (voy. n° 454). Il faudrait donc considérer simultanément la variation de ces deux facteurs pour se rendre compte de l'effet d'un changement dans la nature du béton.

Mais puisque l'on a :

$$P = p \Omega (1 + m \varphi),$$

l'influence de la valeur de  $m$  ne s'exerce que proportionnellement au pourcentage  $\varphi = \frac{\omega}{\Omega}$ . Si celui-ci est peu élevé, comme c'est le cas général, on peut négliger cette influence. Il est à remarquer en effet que, si d'après les expériences de BACH (n° 454) le coefficient d'élasticité est maximum pour le dosage riche 1 : 1/12 ce qui réduit la valeur de  $m$ , par contre celle-ci est augmentée, dans une proportion moins forte il est vrai, du chef de l'augmentation du taux de travail.

Nous avons admis plus haut (n° 556), pour le béton riche dosé à 800 kilogrammes de ciment par mètre cube, un taux de pression unitaire valant 2 1/2 fois celui du béton du dosage ordinaire.

Construisons deux piliers pour la même charge, l'un en béton riche, l'autre en béton ordinaire.

Adoptons le même pourcentage. Le taux de travail fictif  $\frac{P}{\Omega}$  sera proportionnel au taux du béton  $p$ . La section sera donc, par l'emploi du béton riche, réduite de  $1 - \frac{1}{2,5} = 60$  p. 100. Or, si nous adoptons pour prix du béton maigre 40 francs le mètre cube, coffrage non compris, nous pouvons supposer que le béton riche coûte 60 francs. Le fer étant estimé à raison de 25 francs les 100 kilogrammes, nous

avons, dans le premier cas, si le pilier est armé à 5 p. 100, un prix total proportionnel à :

$$\Omega (40 + 0,05 \times 25 \times 78) = 137,50 \Omega$$

et dans le second cas :

$$\Omega' (60 + 0,05 \times 25 \times 78) = 157,50 \Omega' = 63 \Omega$$

Le prix de l'ouvrage est donc réduit de 54 p. 100 par l'emploi du béton riche.

Cette comparaison ne tient pas compte des frais de coffrage, qui sont relativement plus élevés quand la pièce est de section plus réduite, ni de la différence des frais spéciaux à la mise en œuvre du béton.

On ne peut donc conclure d'une manière absolue au sujet de l'avantage économique du béton à fort dosage. Cependant l'économie théorique est si importante que l'emploi des bétons riches semble tout indiqué dans le cas de piliers destinés à supporter de fortes charges, à cause du double avantage que présentent une section plus faible et un prix moindre.

Il en est de même dans les voûtes ainsi que dans les tuyaux soumis à une pression extérieure.

Malheureusement les inconvénients que présente en pratique l'emploi du béton riche sont tels qu'il n'est pas prudent de le recommander, tout au moins à un dosage aussi élevé. On sait, en effet, que ces bétons éprouvent de forts retraits et ne peuvent être tenus indemnes de fissures (voy. n° 504 et chap. v, n° 625). D'autre part, dans la mise en œuvre des bétons gras, les ouvriers et entrepreneurs ont une tendance naturelle à se relâcher des soins d'exécution, ce qui peut faire perdre à ces bétons toute la supériorité de résistance qu'ils tiennent du dosage.

Tels sont les motifs pour lesquels on ne dépasse pas, en pratique, la proportion de 450 kilogrammes de ciment par mètre cube de béton (chap. III, n° 393) sauf dans des cas spéciaux tels que : constructions étanches (n° 396) et travaux à la mer (n° 397).

**616. Dosage du béton dans les pièces fléchies.** — En opérant comme nous l'avons fait au n° 613, on peut reconnaître s'il y a avantage à recourir à un béton plus ou moins résistant.

Supposons d'abord que le métal soit du fer dans les deux cas. Remplaçons le béton usuel, dosé à 300 kilogrammes de ciment environ par mètre cube, par du béton dosé à 800 kilogrammes. Admettons comme précédemment, que la résistance à la compression est pour



celui-ci  $2 \frac{1}{2}$  fois supérieure, ce qui permet de passer, par exemple, de  $p = 30$  à  $p = 75$ .

Supposons encore que la variation de  $m$  puisse être négligée.

Pour  $p = 30$ ,  $\tau = 600$ , nous avons obtenu (n° 573) :

$$\varphi = \frac{\omega}{eh} = 0,00694$$

et

$$h = 0,57 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

d'où, pour le prix :

$$0,57 (1 + 50 \times 0,00694) = \underline{0,768}$$

Nous prenons ensuite :  $p = 75$ ,  $\tau = 600$ , d'où :

$$\varphi = 0,02894$$

Le pourcentage est plus considérable mais la hauteur est plus faible, car :

$$h = 0,27 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

Le prix du béton augmente. Nous admettons comme précédemment que la majoration est de 50 p. 100, frais de coffrage non compris. Le prix de la nouvelle combinaison est donc :

$$0,27 (1,5 + 50 \times 0,02894) = \underline{0,796}$$

Il est donc plus élevé que dans le cas du béton ordinaire.

Supposons ensuite que le béton soit de l'acier. Pour le béton usuel on a  $p = 30$ ,  $\tau = 900$ ; d'où comme précédemment :

$$\varphi = 0,00347$$

$$h = 0,65 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

ce qui donne un prix de

$$0,65 (1 + 50 \times 0,00347) = \underline{0,763}$$

D'autre part, avec le béton riche, on a  $p = 75$ ,  $\tau = 900$ . Il vient alors :

$$\varphi = 0,01578$$

$$h = 0,32 \sqrt{\frac{M}{e}}$$

et le prix devient :

$$0,32 (1,5 + 50 \times 0,01578) = \underline{0,732}$$

Cette fois le coût est réduit par l'emploi du béton riche.

L'usage du béton à fort dosage ne semble donc être avantageux que s'il est combiné avec l'emploi de l'acier.

L'économie obtenue est très faible et ne peut être comparée en rien à celle que donne le béton riche dans la construction des pièces comprimées. Il est toutefois possible de rendre cette économie plus sérieuse, en restreignant l'emploi du béton riche à la partie comprimée de la pièce.

Si la dalle est formée de béton ordinaire dans sa partie inférieure et de béton à 800 kilogrammes à la partie supérieure, sur une épaisseur égale à  $a$ , le prix s'exprime, dans le cas des données ci-dessus pour la pièce armée de fer, par :

$$0,27 (1 + 0,5 \times 0,463 + 50 \times 0,02894) = 0,723$$

et pour la pièce armée d'acier, par

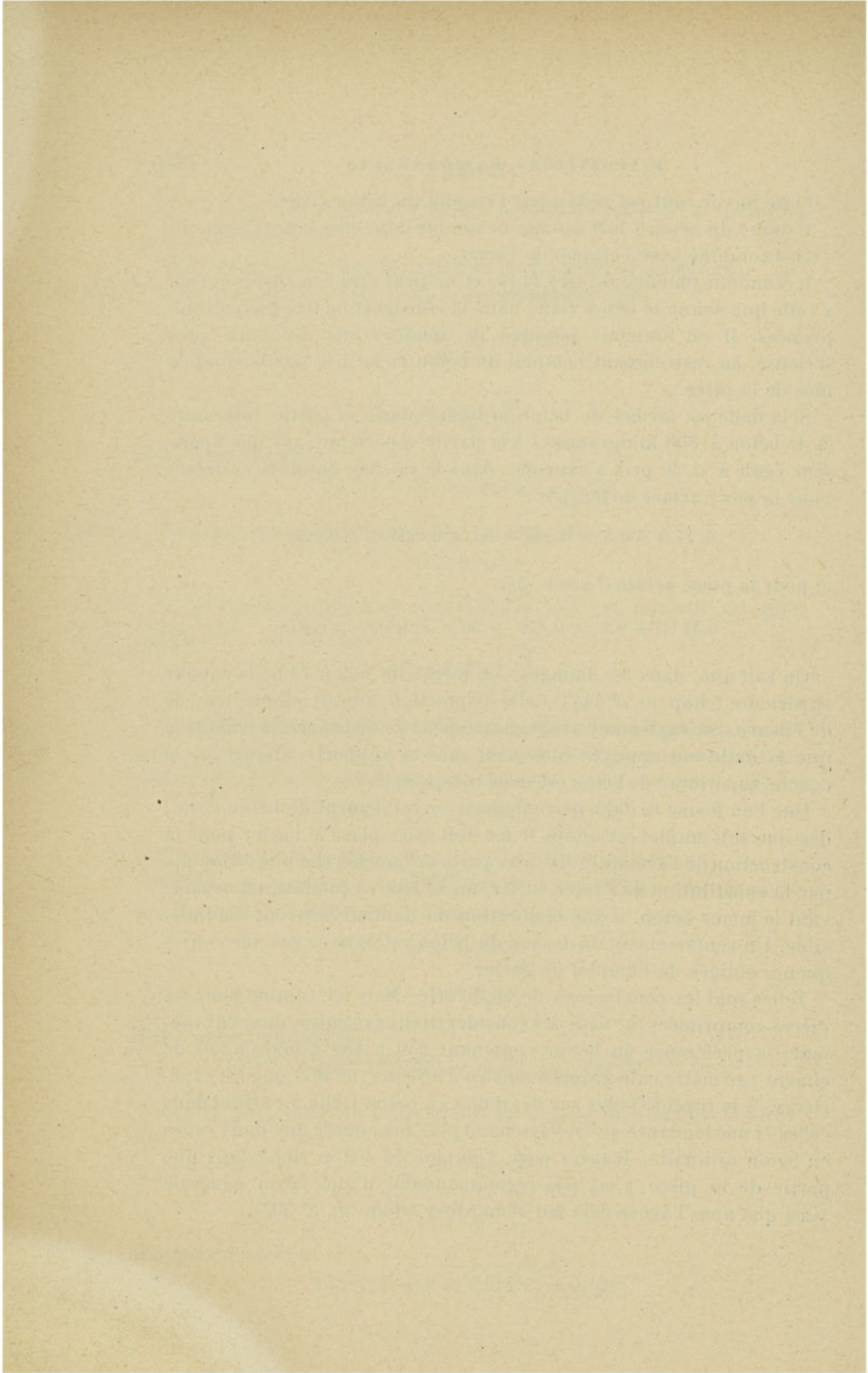
$$0,32 (1 + 0,5 \times 0,379 + 50 \times 0,01578) = 0,633$$

On sait que, dans les dallages, on forme de béton riche la couche supérieure (chap. III, n° 444). Cette disposition, qui est adoptée en vue de l'usure, est également avantageuse pour la résistance, à condition que la dalle soit appuyée librement sur ses supports, auquel cas la couche supérieure de béton est seule comprimée.

Que l'on forme la dalle partiellement ou totalement de béton riche, dès que son emploi est admis, le fer doit faire place à l'acier pour la construction de l'armature. D'autre part, si l'on cherche une économie par la substitution de l'acier au fer, on se trouve conduit, en conservant le même béton, à une majoration de hauteur souvent inadmissible. Un renforcement du dosage du béton est dans ce cas une conséquence obligée de l'emploi de l'acier.

Telles sont les conclusions de la théorie. Mais ici, comme pour les pièces comprimées (n° 615) des considérations pratiques donnent toujours la préférence au béton contenant 250 à 450 kilogrammes de ciment par mètre cube. Nous avons vu d'ailleurs (n° 467) que les expériences à la rupture faites sur des dalles en béton riche montrent dans celles-ci une tendance au crevassement plus prononcée que dans celles en béton ordinaire. D'autre part, l'emploi du béton riche dans une partie de la pièce n'est pas recommandable d'une façon générale ainsi que nous l'avons déjà fait remarquer (chap. III, n° 393).





## CHAPITRE V

### AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS

**617. Généralités.** — Le lecteur qui aura bien voulu nous suivre dans les développements de notre étude aura vu se dégager d'eux-mêmes les avantages et inconvénients que présente le béton armé comparé aux matériaux de construction usuels.

Pour établir le parallèle dont il s'agit, nous n'aurons donc que peu de chose à ajouter à ce qui a été dit précédemment. Le présent chapitre ne sera qu'un exposé méthodique des considérations qui se présentent tout naturellement à l'esprit de chacun devant la lumière des faits et l'évidence de la théorie.

**618. Résistance aux charges statiques.** — Ainsi que nous le disions dans l'avant-propos de cet ouvrage, il est un fait qui domine et s'impose inévitablement à l'attention lorsqu'on aborde l'étude du nouveau procédé : c'est qu'il existe un grand nombre d'ouvrages en béton armé qui présentent, aux efforts qu'ils ont à supporter, une résistance parfaite, alors même que ces efforts atteignent et dépassent quelquefois ceux pour lesquels ils ont été calculés.

Puisque des constructions existantes offrent de telles qualités, ne peut-on réaliser des ouvrages d'une autre dimension pour d'autres efforts et qui les réunissent au même degré ?

Oui, sans aucun doute, si la formule que l'on a appliquée dans la détermination des dimensions des ouvrages existants reconnus bons peut être généralisée et étendue au cas nouveau que l'on a en vue et si les matières : béton et métal, sont les mêmes et sont mises en œuvre avec les mêmes soins.

Laissant de côté cette dernière question dont nous parlerons plus loin (nos 633-634), nous voici donc devant deux objections auxquelles les adversaires du béton armé ont donné beaucoup d'importance : 1° Il n'existe pas, dit-on, de méthode de calcul offrant une sécu-



rité suffisante ; 2° Le béton offre des qualités trop variables pour que l'on puisse prévoir la résistance finale de l'ouvrage.

Voyons ce que vaut la première objection. Nous avons montré, aux chapitres I (n° 6) et IV (§ 3 et § 4) que l'on est encore loin d'avoir obtenu l'unanimité pour l'adoption d'une méthode de calcul déterminée. Nous avons rappelé que beaucoup de constructions existantes ont été calculées à l'aide de formules purement empiriques, dont quelques-unes sont fondées sur des erreurs flagrantes. Les ouvrages ainsi déterminés doivent offrir une sécurité fort variable, puisque la formule employée n'a pas de rapport avec la réalité. D'une manière générale cependant, ces ouvrages se comportent bien.

Supposons maintenant que l'on corrige les erreurs les plus manifestes de ces méthodes et que l'on fasse usage de la théorie que nous avons préconisée et développée (chap. IV, § 3, 2° et § 4, 3°). On se rapprochera de la réalité. Les ouvrages que l'on établira offriront donc une sécurité plus uniforme ; leur stabilité sera mieux assurée ; leurs dispositions seront plus rationnelles.

Mais on commettra encore certaines erreurs, sur lesquelles nous avons appelé l'attention. Ces défauts de la théorie influent sur la sécurité de la méthode et peuvent la rendre variable selon les cas ; mais il ne résulte pas de leur existence que l'on doive renoncer à appliquer la méthode approximative.

Il n'existe aucun calcul de stabilité qui soit exempt d'hypothèses. Comme nous le rappelions dans l'avant-propos, la théorie des ponts métalliques en est encore remplie. Les fatigues secondaires de tout genre, dues aux flexions et torsions provoquées par les assemblages, l'excentricité des efforts et autres actions négligées dans le calcul, affectent les résultats de la théorie d'une grosse incertitude. Les hypothèses que l'on adopte forcément dans l'étude du béton armé ont-elles des conséquences beaucoup plus importantes ? Nous ne le croyons pas. La masse du béton armé le prévient contre les déformations secondaires qui affectent les treillis métalliques. Il y a, de ce côté, une compensation à d'autres défauts que peut présenter la théorie du béton armé par rapport à celle des pièces métalliques.

Sans nier aucunement que le calcul des ouvrages en béton armé ne demande encore à être perfectionné, on peut donc dire qu'il n'y a pas, dans le fait de l'incertitude des méthodes actuelles, de motif sérieux pour rebuter le nouveau procédé de construction.

Si, d'ailleurs, le degré de sécurité que présente un ouvrage en béton armé au début de sa mise en service est quelque peu insuffisant, sa résistance ne tarde pas à s'améliorer par suite du durcissement pro-



gressif du béton. Dans les constructions métalliques, au contraire, la sécurité n'augmente pas ; elle ne peut que diminuer, par l'action de la rouille notamment.

Passons à la seconde objection. On n'est jamais certain, dit-on, de pouvoir reproduire dans un nouvel ouvrage la qualité de béton obtenue dans celui que l'on prend comme modèle. On sait, en effet, que rien ne ressemble moins à un béton qu'un autre béton. Nous avons nous-même, dans le chapitre précédent (§ 4), attiré l'attention sur les variations que présentent les résultats des essais d'éprouvettes de béton au point de vue de la résistance et de l'élasticité. Mais nous avons en même temps fait remarquer que ces variations ont des causes précises, et, dans l'état actuel de la science expérimentale, il en est peu, croyons-nous, que l'on ne connaisse point.

Une qualité de béton déterminée est donc la résultante de conditions déterminées. Pour reproduire une résistance déjà obtenue, il faut prendre des matières de même qualité et de même âge, les doser dans les mêmes proportions, opérer le mélange, le damer et le laisser durcir dans les mêmes conditions, etc. Si l'on ne peut se procurer le même ciment ou le même sable ou gravier, il faut, de toute nécessité, si l'on tient à obtenir exactement la même qualité de béton, refaire des expériences de façon à posséder une base de comparaison qui permette de juger des propriétés du nouveau béton par rapport à celui que l'on connaît.

Si, bien loin de prendre toutes ces précautions, on se borne, ainsi que le font beaucoup de constructeurs, à fixer le dosage du béton sans se préoccuper de la qualité des matières, du mode de fabrication, de la quantité d'eau, de l'âge, ni des autres facteurs de la résistance, on ne doit pas s'étonner de ce que les ouvrages présentent des sécurités très diverses.

Mais, nous l'avons déjà fait remarquer au chapitre iv (nos 551 et 556), il est possible, moyennant un ensemble de conditions faciles à définir, de déterminer la qualité du béton d'une manière assez précise pour que l'on puisse, même sans expérience préalable, choisir avec la sécurité voulue les coefficients à admettre dans les calculs, lorsqu'il s'agit d'un travail de nature courante.

On objecte, il est vrai, que, malgré tous les soins que l'on puisse prendre pour assurer l'uniformité des conditions de fabrication du béton, on n'arrivera jamais à des qualités égales ou comparables, puisque, dans un même laboratoire, il n'est pas rare de constater des écarts assez grands entre les résistances offertes par des éprouvettes identiques.



Cela est incontestable, mais que l'on veuille bien se rappeler qu'il n'en est pas autrement pour les matériaux usuels et que les éprouvettes de fer et d'acier réservent bien souvent aux expérimentateurs des surprises analogues.

Les écarts de ce genre que l'on constate sur des éprouvettes de petite dimension ont, du reste, moins d'importance en pratique, car les variations dues à la non homogénéité de la matière se contrebalancent dans le fonctionnement d'ensemble de la masse de l'ouvrage.

L'étude que nous avons faite au chapitre iv (n° 467) des essais à la rupture de pièces fléchies en béton armé nous fournit encore un argument de fait en faveur de la stabilité de ce genre de construction. Nous avons vu que celle-ci dépend avant tout de la résistance de l'armature tendue. Nous avons même invoqué ces résultats pour limiter le taux de travail du métal à un chiffre plus bas que ceux que l'on admet d'ordinaire, tandis que celui du béton nous a paru pouvoir être augmenté dans certains cas (voy. chap. iv, n°s 555 et 560).

La rupture n'est donc pas généralement le fait du béton, au moins dans les conditions d'une exécution soignée. Par contre, l'apparition des premières fissures se rattache évidemment à la résistance que le béton offre à la traction. Cette résistance est très variable. Il doit en être sans doute de même de la faculté que le béton présente de suivre les allongements du métal.

Si donc, comme le font certains auteurs, on veut considérer l'apparition des premières fissures comme la limite critique de la stabilité, on comprend jusqu'à un certain point qu'il y ait un doute sur la possibilité d'obtenir toujours un minimum de sécurité. Mais, nous l'avons montré (voy. chap. iv, n°s 497, 502, 504), vouloir éviter toute fissure dans le béton est une utopie; une limitation de fatigue consentie dans ce but n'atteindrait pas son objet.

Au point de vue qui nous occupe, le béton armé diffère complètement des matériaux homogènes usuels. De là provient sans doute l'aversion instinctive qu'éprouvent beaucoup d'ingénieurs pour ses principes essentiels. Afin de montrer le caractère bien spécial de son mode de résistance, nous rappellerons les résultats obtenus par la *Commission des voûtes* de la *Société des ingénieurs et architectes autrichiens* dans une série d'essais à la rupture portant sur des voûtes de 23 mètres d'ouverture construites en matériaux divers (voy. chap. iv, n° 478).

Dans ces expériences, la charge de rupture a dépassé la charge

que supportaient ces voûtes au moment de l'apparition des premières fissures :

de 30 p. 100	pour la voûte en moellons,		
— 59 p. 100	—	—	briques,
— 31 p. 100	—	—	<u>béton,</u>
et — 86 p. 100	—	—	<u>béton armé.</u>

Ces chiffres montrent dans quelle proportion considérable l'armature retarde la rupture et augmente la cohésion du béton. Ils font ressortir toute la supériorité du nouveau système de construction au point de vue de la sécurité.

Nous savons, d'autre part, par les essais de pièces droites fléchies (voy. chap. iv, n° 467) que, dans la plupart des systèmes de béton armé, et sauf des circonstances exceptionnelles, l'armature s'allonge mais ne rompt pas. Elle resté donc encore capable, après la rupture du béton, de soutenir celui-ci de façon à prévenir une chute complète de l'ouvrage.

**619. Raideur.** — Nous avons admis que le béton de ciment du type ordinaire est, à la compression, 10 fois plus déformable que le fer pour les taux de travail usuels (voy. chap. iv, n° 552). Mais, d'autre part, tandis que le métal considéré isolément peut travailler à 600 kilogrammes par centimètre carré, le béton doit, à sécurité égale, ne porter que 25 kilogrammes, soit 24 fois moins (voy. chap. iv, n° 554). Malgré la diminution du coefficient d'élasticité, le béton mis en charge se déforme donc, eu égard à son taux de fatigue relativement réduit, 2,4 fois moins que le fer sollicité isolément.

Les solides en béton armé soumis à la compression simple présentent donc une raideur plus grande, dans cette proportion, que celles de pièces homogènes en métal. Pour les poutres fléchies, l'augmentation de raideur est moindre par suite de l'influence de l'armature tendue. Celle-ci se déforme autant que dans une poutre métallique si l'on admet le même taux de travail (voy. chap. iv, n° 560) ; mais son bras de levier par rapport à la fibre neutre est plus grand pour une même hauteur de pièce. En se rapportant aux taux de fatigue que nous avons admis, on trouve que pour une hauteur utile  $h$  ce bras de levier passe de la valeur  $\frac{h}{2}$  à la valeur  $\frac{2}{3}h$ , ce qui donne pour raideur d'une poutre en béton armé 1 1/2 fois celle d'une poutre en fer de même hauteur. Si la poutre métallique fléchit de 1/1 000 de la por-



tée, ce que l'on admet d'habitude comme valeur moyenne, celle en béton armé ne s'abaisse que de  $1/1\ 500$ .

Cette raideur du béton armé peut s'augmenter encore, pour les pièces fléchies, de l'influence des encastremements qui sont d'emploi courant dans plusieurs systèmes.

D'autres facteurs encore influent sur la flexibilité des constructions en béton armé. L'expérience ne fournit donc pas, nous l'avons vu (chap. iv, n° 462), de valeur précise pour les flèches moyennes observées. Néanmoins, c'est un fait bien connu que (à moins d'exécution défectueuse) elles restent bien au-dessous de celles que l'on observe dans les pièces métalliques.

La raideur est donc une propriété caractéristique du béton armé comparé au fer.

Dans les constructions à éléments solidaires, elle assure à l'ensemble une indéformabilité réellement remarquable. Un plancher exécuté suivant le type monolithe n'est plus un assemblage de poutres et de dalles, c'est un plateau rigide qu'un poids concentré intéresse sur de grandes surfaces. Il constitue en même temps pour les murs de l'édifice un ancrage d'une solidité à toute épreuve. Un plateau de fondation en béton armé offre à la construction une assiette d'une stabilité parfaite, car il la préserve de l'influence des tassements d'un sol inégal. Un bâtiment, un réservoir, une construction quelconque exécutée entièrement en béton armé, forme un ensemble unique en quelque sorte par la solidarité de toutes ses parties, dont aucune ne fonctionne sans intéresser les autres et tous ces éléments, s'ils sont bien armés, ne travaillent pas seulement à la compression, mais encore à l'extension et à la flexion, ce qui leur assure, envers les actions secondaires de tout genre, une résistance que les autres matériaux ne possèdent point.

Aussi n'est-il pas étonnant que le béton armé se répande partout où l'on a à craindre de semblables actions. Nous avons vu qu'il est très en faveur, et à juste titre, pour la construction des usines. Dans les industries textiles notamment, la rigidité des constructions en béton armé offre de précieux avantages pour le bon fonctionnement des métiers. Il n'est pas douteux que les travaux de fondation en mauvais terrain ne deviennent bientôt l'une des applications les plus importantes du nouveau procédé.

**620. Volume et poids mort.** — Nous venons de dire qu'à la compression, le béton porte d'ordinaire 24 fois moins, à section égale, que le fer des constructions homogènes. Un poteau en béton non armé



aurait donc une section 24 fois plus forte qu'une colonne en fer de même résistance. L'armature réduit le volume du pilier, mais celui-ci, lorsqu'il contient 5 p. 100 de fer, est encore 16 fois plus volumineux que la colonne métallique.

En ce qui concerne les pièces fléchies, il est difficile de chiffrer l'augmentation de volume que présente le béton armé par rapport au fer, parce qu'elle dépend de la forme de la pièce, dalle ou poutre, que l'on met en parallèle avec la poutre métallique; mais on peut admettre que le béton armé est, dans ce cas, relativement plus massif encore que dans les pièces comprimées.

Le fer pèse  $\frac{7,800}{2,500} = 3,1$  fois plus que le béton armé à volume égal (voy. chap. III, n° 398). Pour une même résistance, une pièce en béton armé a donc un poids mort au moins 5 fois plus élevé que celle en métal.

En pratique, cette majoration de poids est fortement réduite ou même annulée par suite de la simplicité de structure des constructions en béton armé, lesquelles suppriment un grand nombre de pièces secondaires qui augmentent généralement le poids mort dans une proportion très notable. Il en est ainsi surtout pour les planchers à nervures et hourdis solidaires qui suffisent par eux-mêmes à remplir l'office de plafond et d'aire de circulation (voy. chap. II, n° 61), alors que les poutrelles en fer demandent des faux-gîtages, des voussettes, un dallage, etc. De même, dans les ponts-routes (voy. n° 221), le poids mort du tablier en béton armé, lorsque celui-ci est constitué de nervures, d'un hourdis et d'une couche d'asphalte, se trouve réduit des barres de contreventement, pièces de pont, longrines, platelage, sable et pavage qui chargent le tablier en métal d'un poids supplémentaire très considérable.

Il n'en est pas moins vrai que l'importance du poids mort des constructions en béton armé peut être quelquefois un inconvénient à plusieurs points de vue. Tout d'abord, il affecte l'économie du système en nécessitant un supplément de résistance. D'autre part, il limite l'étendue des applications du béton armé quant à la portée des poutres droites et aux surcharges qu'elles peuvent supporter. Par contre, la majoration du poids mort ne peut être qu'utile au point de vue des effets dynamiques, ainsi que nous le verrons ci-après (n° 621).

Comparons, d'autre part, le béton armé à la maçonnerie ordinaire.

Un pilier, un mur, une voûte présente une section 3 à 5 fois moindre avec le béton armé qu'avec la brique ordinaire. Un mur de sou-



tènement ou de revêtement en béton armé n'a qu'un volume très réduit par rapport à un mur en maçonnerie. Ici, la comparaison est renversée et plusieurs avantages se présentent à l'actif du nouveau système de construction. La réduction d'épaisseur est un grand avantage dans la construction des ponts voûtés. Elle leur permet de résoudre des problèmes que la maçonnerie ordinaire ne peut aborder. Pour les piliers et les murs, la diminution d'encombrement est une qualité précieuse dans un bâtiment, suffisante quelquefois à elle seule pour justifier l'emploi du béton armé. Enfin, dans les fondations, la substitution d'un plateau en béton armé à un radier en ordinaire ou en maçonnerie permet de diminuer le cube des terrassements. Il en est de même dans la construction des murs de soutènement ou de revêtement, ainsi que dans celle des égouts et ouvrages souterrains de toute nature.

**621. Résistance aux effets dynamiques.** — Occupons-nous d'abord, à ce sujet, de la construction des *ponts*.

Nous venons de montrer qu'un tablier en béton armé présente plus de raideur et plus de masse qu'un tablier métallique. Il est facile d'en déduire les conséquences au point de vue qui nous occupe.

Dans les ponts de chemin de fer, la majoration des taux de fatigue due à la vitesse se présente sous deux formes principales : d'une part, la mise en charge du tablier donne naissance à des vibrations par le fait même de la vitesse du train ; d'autre part, les chocs aux joints des rails donnent au tablier une série d'impulsions locales.

La grandeur des vibrations du premier genre est directement en rapport avec la flexibilité du tablier ; la majoration dynamique diminue quand la raideur augmente. Elle dépend également de la proportion du taux de fatigue dû à la surcharge au taux total, poids mort compris ; elle diminue quand cette proportion diminue, c'est-à-dire quand le poids mort augmente. L'avantage du béton armé est donc double en ce qui concerne la première action de la vitesse.

L'effet des chocs aux joints des rails dépend également de la raideur et de la masse. Mais il augmente quand la raideur augmente, tandis qu'il diminue avec l'accroissement de la masse. Cette dernière influence est telle que, même dans les ponts métalliques, les vibrations dues aux chocs ne se font sentir que sur une très faible distance autour des joints des rails, par suite du rapide accroissement de la masse que les vibrations intéressent à mesure qu'elles s'éloignent du point de choc. Il résulte de là que, dans les ponts en béton armé, on doit s'attendre à ce que l'effet des chocs aux joints des rails inté-

resse une étendue très restreinte de la partie du tablier en contact avec les rails, mais que, par contre, cet effet soit plus intense encore que dans les ponts métalliques.

Dans les tabliers en béton armé sous rails, on devrait donc, si c'est possible, éviter les joints, en employant au besoin des rails continus de longueur spéciale. Sinon, il conviendrait d'interposer entre le joint de rail et le béton une liaison élastique. Si on prend ces précautions, les effets dynamiques sont notablement moindres que dans les tabliers métalliques.

Dans les ponts routes, deux genres d'actions sont également à considérer. Ce sont les chocs des roues des véhicules sur un pavage inégal et les impulsions communiquées par le pas des hommes et des animaux.

Le premier effet est semblable à celui des chocs aux joints des rails. Au point de vue des ponts en béton armé, la conclusion est la même. Sous chaque pavé mal placé, le béton est exposé à se désagréger. Aussi ne faut-il pas recommander le pavage ordinaire dans ce genre de construction, à moins de poser les pavés sur une couche épaisse de sable. Un asphaltage ou un pavage en bois évite tout inconvénient, dans le cas où la chaussée doit présenter une épaisseur réduite (voy. chap. II, n° 221).

La seconde action aurait une influence analogue si, en réalité, chaque impulsion élémentaire n'avait une très faible valeur et ne s'exerçait en des points différents. Dans les ponts métalliques, le pas des hommes et des animaux marchant isolément ne produit d'effet sensible que par suite de l'interférence des vibrations résultant de pas successifs. Mais cette interférence n'est possible que si l'influence du choc intéresse une certaine partie du tablier. Dans les ponts en béton armé, la masse est telle que l'action de chaque pas reste isolée et, dès lors ne peut avoir aucune importance. Seule la simultanéité des chocs que produit, par exemple, le passage d'une troupe marchant au pas peut déterminer des vibrations d'ensemble qui sont encore, comme dans les ponts de chemins de fer, plus faibles que celles des tabliers métalliques.

Les considérations qui précèdent sont empruntées à la théorie, mais il est bon de dire que l'expérience les a pleinement confirmées.

Dans les essais auxquels les ponts-routes en béton armé ont été soumis, il a toujours été constaté que les vibrations dues aux charges en mouvement, même dans les tabliers les plus légers, ne présentaient aucun caractère dangereux <sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Les épreuves très complètes du *pont de Châtellerault sur la Vienne* (voy.



En ce qui concerne les ponts de chemin de fer, l'expérience n'a encore porté que sur quelques ouvrages mais la construction des *bâtiments* nous fournit suffisamment d'exemples de pièces soumises à des influences dynamiques au moins aussi fortes.

Que le béton armé résiste parfaitement aux *vibrations*, on ne peut en douter à voir l'épreuve qu'il subit journallement dans les *usines*. Nous avons décrit au chapitre II (nos 122, 152, 163) quelques-unes des nombreuses applications que le béton armé a reçues dans la construction des moulins. Il n'existe peut-être aucun genre d'industrie où la force destructive développée par le mouvement des machines soit plus intense. Dans les usines de tout genre construites en béton armé, les paliers de support des arbres de transmission sont ancrés dans le béton même. Celui-ci subit toutes les trépidations des moteurs et leur résiste.

On s'est demandé souvent si les vibrations pourraient avoir pour effet de dissocier le béton armé en détruisant lentement l'adhérence entre le métal et sa gangue. Rien de semblable n'a été observé.

En ce qui concerne les *chocs*, l'expérience est également concluante. Dans le *battage des pieux* en béton armé (chap. III, n° 449), les chocs du mouton ne désagrègent qu'une partie du béton à la tête de la pièce. Le corps même du pieu ne souffre pas de cette épreuve, assurément une des plus sérieuses que l'on puisse faire.

Le hasard s'est d'ailleurs chargé dans diverses circonstances de montrer à l'évidence le mode de résistance du béton armé à l'action des chocs<sup>1</sup>. Lorsqu'une masse, telle qu'une poutrelle de fer, par exemple, s'abat d'une grande hauteur sur un plancher en béton armé, elle désagrège et troue le hourdis à l'endroit de la chute, mais l'étendue du dégât est très limitée; au delà, le plancher ne montre aucune trace de fatigue anormale.

Cette même constatation a été faite dans les nombreux *essais au* chap. II, n° 280) sont particulièrement intéressantes sous ce rapport. Les essais sous poids mort faits cinq mois après l'achèvement de l'ouvrage ont donné, dans l'arche centrale, un abaissement maximum de 40 millimètres à la clef. Cinq mois plus tard, les épreuves sous charges mobiles fournissaient comme abaissements maxima dans la même arche à la clef : 4,4 mm. au passage des chariots et du rouleau, 1,9 mm. sous une troupe de 250 hommes marchant au pas accéléré, 5,6 mm. sous une charge fixe de 560 kg. par m<sup>2</sup> constituée par tous les véhicules rassemblés, et enfin, 5,5 mm. au passage du rouleau de 16 t. circulant dans l'axe de la chaussée sur des tasseaux de 0,05 m. d'épaisseur espacés de 2 m.

<sup>1</sup> Chute d'une grue sur un plancher en béton armé pendant la construction de l'hôtel des postes de Lausanne (1897). Chute des fermes du palais des Armées de terre et de mer (Exposition universelle de 1900) sur la couverture du chemin de fer des Moulineaux à Paris (1899) (voy. chap. II, n° 285). Incendie des magasins de la fabrique des cycles Adler à Francfort-sur-Mein (1900).



choc auxquels différents systèmes de planchers en béton armé ont été soumis<sup>1</sup>.

En vue de l'application du béton armé aux *fortifications*, il a également été procédé à des essais portant sur la résistance au choc provoqué par une explosion<sup>2</sup>.

Les résultats ont encore montré la cohésion très grande du béton armé comparé aux maçonneries ordinaires. Ici également il a été observé que les chocs n'ont sur le béton armé qu'une action absolument locale.

Malgré les résultats très satisfaisants donnés par ces expériences, certains spécialistes ne sont cependant pas d'avis qu'il y ait lieu, dans la construction des ouvrages de fortification, de remplacer le béton employé en grandes masses par le béton armé, sous des épaisseurs moindres. D'après eux, l'effet du choc des projectiles sera propagé sur une plus grande étendue par suite de la présence de l'armature. Mais il résulte, bien au contraire, de toutes les observations faites que l'armature a plutôt l'effet inverse. Si le béton armé prête à quelque critique dans la construction des ouvrages de ce genre, ce doit être plutôt à raison de sa faible masse comparée à celle des maçonneries ordinaires. Des expériences faites en grand permettraient seules de reconnaître si la résistance du béton armé n'est pas suffisante pour que l'impulsion des chocs de cette nature puisse être amortie sans trop de dommage.

Une question du même ordre se présente dans la construction des *murs de quai*. Nous avons vu (chap. II, nos 298 à 306) que les ouvrages en béton armé destinés à l'accostage des navires sont généralement de simples revêtements. On fait souvent à ce type de mur le reproche de manquer de masse et de ne pouvoir par suite, le cas échéant, présenter une résistance suffisante au choc d'un navire. Quoique l'expérience ne permette guère de se prononcer à cet égard, on considère d'habitude (voy. n° 304) comme avantageux de réserver le béton

<sup>1</sup> La *Compagnie des chemins de fer de Paris à Orléans* a fait en 1900 à Paris un essai comparatif au choc sur deux planchers, l'un en voussettes de briques sur poutrelles, l'autre en béton armé système HENNEBIQUE. Cette expérience a fait ressortir la grande raideur de ce dernier qui était due en grande partie aux encastresments sur appuis. Pour une force vive de choc 4 fois plus grande, la flèche a été 7 fois moindre dans le plancher en béton armé que dans l'autre.

<sup>2</sup> La *Société des chaux et ciments de Crèches* a soumis à une expérience comparative deux blocs en béton, l'un non armé de 1 mètre d'épaisseur, l'autre armé, de 0,50 m. d'épaisseur. Une cavité pratiquée au centre de chaque bloc a reçu une charge de 400 grammes de dynamite. Deux explosions successives ont désagrégé complètement le premier bloc. Pour le second, il a fallu quatre explosions pour le percer; la désagrégation n'a pas été complète.



armé à la fondation du mur et de construire en maçonnerie massive la partie directement exposée. Indépendamment de l'action des chocs, l'influence des intempéries conduit d'ailleurs à préférer cette solution (voy. nos 624 et 625).

**622. Oxydation de l'armature.** — S'il était prouvé que le fer enrobé dans le béton peut être atteint par l'action oxydante de l'air, ce serait une grosse objection contre l'emploi du béton armé, puisque tout entretien de l'armature est impossible. Mais il n'en est rien : l'expérience démontre la parfaite inoxydabilité du métal protégé par la gangue et le prétendu inconvénient devient en réalité pour le béton armé un avantage considérable sur les constructions métalliques ordinaires.

On sait que le ciment est un excellent protecteur contre l'oxydation du fer. Cette qualité lui est si bien reconnue que, pour assurer la conservation du métal, certains constructeurs recouvrent celui-ci d'une enveloppe ou même d'une simple peinture en ciment.

On s'est demandé si l'air ne pourrait pénétrer jusqu'à l'armature, puisque le béton est poreux et s'imbibe d'eau très facilement, ou bien si les fissures qui se déclarent dans la partie tendue des poutres ne sont pas suffisantes pour découvrir l'armature.

L'expérience ne confirme pas ces craintes. A différentes reprises, on a eu l'occasion de démolir des constructions en béton armé plus ou moins anciennes. Le fer sort du béton absolument intact<sup>1</sup>. Bien

<sup>1</sup> A Amiens, une conduite, faite de tuyaux MONIER, ayant été démolie après plusieurs années, a été trouvée en parfait état de conservation. Les fers n'avaient pas été atteints par la rouille.

A Breslau, en 1886, il a été constaté que des dalles MONIER ayant séjourné plusieurs mois dans l'eau ne présentaient aucune trace d'attaque de fer.

M. le professeur BAUSCHINGER a expérimenté le même fait à Munich. Des plaques MONIER restées six ans dans de l'eau trouble et dont les fers, de 7 et de 10 millimètres, étaient complètement rouillés là où ils sortaient du béton, ne montraient pas de détérioration du métal dans l'intérieur du ciment.

Aux essais du pont de Matzleinsdorf (voy. chap. IV, n° 478) on a constaté, lors de la démolition de la voûte d'essai en ciment armé, après un an, le parfait état de conservation du métal.

M. BORDENAVE a fait désagréger en 1892 divers spécimens de tuyaux de son système (voy. chap. II, n° 338) construits en 1889. La surface des aciers dégagés du ciment est apparue bleue. Cette expérience, répétée sur des tuyaux âgés de cinq ans, dont les armatures avaient été préalablement oxydées, a donné le même résultat.

Pendant la construction de l'aqueduc d'Achères (voy. chap. II, n° 337), un accident a permis de reconnaître que l'acier incorporé dans le béton, bien que recouvert de rouille avant l'emploi, était parfaitement décapé.

A Grenoble, une conduite de 0,30 m. de diamètre système MONIER, construite en 1886, a été démolie en 1901. Les fers étaient intacts. Le ciment ne présentait aucune fissure.



plus, si l'on noie une barre de fer rouillée dans du béton de ciment, on constate, en brisant la pièce au bout d'un certain temps, que le métal a pris la teinte bleuâtre qui caractérise le fer sortant des lami-noirs.

Il est probable que le rôle si efficace du béton est dû à une action chimique qui s'exerce entre le fer et le ciment et donne naissance à un silicate double insoluble qui entoure le métal d'un enduit pro-protecteur.

Cette qualité toute spéciale du béton armé lui vaut, dans bien des cas, la préférence sur la charpente métallique. Dans la construction des *ponts*, *passerelles* et *couvertures*, le béton armé présente sur les tabliers en fer une supériorité considérable due à la suppression presque totale des frais d'entretien et à une durabilité plus grande, l'entretien du métal étant souvent impossible dans les constructions ordinaires. Les compagnies de chemin de fer ont reconnu cette supériorité bien souvent déjà (voy. chap. II, nos 236, 240, 245, 246, 247, 261, 278, 285, 286, 287, 289) en appliquant le béton armé, de préfé-rence au métal, à la construction des *passages supérieurs* et *couvertures de voies ferrées*. On sait, en effet, que ces ouvrages sont parti-culièrement exposés à être détériorés par la rouille. Les actions corrosives dues aux fumées des locomotives, tout spécialement intenses sur les voies montantes et près des dépôts où se fait l'allumage des machines, peuvent entraîner la ruine d'un tablier métallique en quel-ques années. On a même, comme nous l'avons vu, appliqué le béton armé à la *réfection de ponts métalliques* affaiblis par la rouille (voy. chap. II, n° 232).

Ce même avantage du béton armé sur le métal se rencontre dans tous les ouvrages spécialement exposés à des actions corrosives. Il en est ainsi notamment pour les *cuves*, les *réservoirs*, les *planchers* de locaux humides, etc.

Ce serait cependant une erreur de croire que l'action si précieuse du ciment quant à la préservation du fer ne comporte aucune excep-tion. L'expérience a montré, au contraire, qu'il faut montrer de la prudence en cette matière.

L'armature ne doit, avant son enrobement, être revêtue d'aucune *peinture*, car toute adhérence serait alors perdue. Un séjour de quelque durée sur le chantier ne peut d'ailleurs rouiller le fer à ce point qu'il ne soit plus utilisable. On ne doit pas davantage le *galva-niser*, comme on l'a proposé quelquefois, car il n'est pas certain que le zinc ne soit pas attaqué par le ciment.

Il n'y a donc pas de précautions à prendre en ce qui concerne la



surface des fers. Mais il en est d'autres qui ont rapport à la nature et au mode de mise en œuvre du béton, ainsi qu'au profil des armatures.

Le béton ne doit contenir aucun principe acide capable de corroder le fer et de favoriser l'oxydation. L'emploi de l'eau de mer, qui est quelquefois préconisé pour le gâchage du béton, semble devoir être proscrit dans les travaux en béton armé<sup>1</sup>. Il en est de même de l'usage des sels, tels que le chlorure ou le carbonate de soude, auxquels on a recours pour maçonner en temps de gelée. L'expérience n'a pas encore, il est vrai, fourni de fait bien précis contre ces procédés, mais des doutes sérieux sont permis.

Par contre, des constatations positives ont été faites quant à l'influence pernicieuse des cendres, scories, etc., que l'on emploie quelquefois dans la confection de bétons légers pour hourdis de planchers (voy. chap. III, n° 392)

Ces matières renferment généralement des parcelles de charbon plus ou moins brûlées et sont souvent riches en sulfures. Or le soufre a une grande affinité pour le fer. Il était donc naturel de se demander, en présence de la grande extension prise par l'emploi des bétons de ce genre dans les constructions à ossature métallique, notamment aux États-Unis, s'il ne pouvait y avoir de crainte quant à la durabilité des armatures. Les expériences faites à ce sujet<sup>2</sup> montrent que le fer incorporé dans le béton de cendres peut être attaqué par la

<sup>1</sup> Pour les travaux à la mer, voy. ci-après n° 623.

<sup>2</sup> A *Hambourg*, lors des expériences sur la résistance au feu des poteaux de hangars (voy. n° 626), il a constaté que le béton de cendres dosé à 1:6, qui est le plus réfractaire, présente l'inconvénient de favoriser le développement de la rouille.

La maison ROEBLING de New-York (voy. chap. II, n° 86) ayant chargé MM. BOOTH, GARRETT et BLAIR de Philadelphie, de faire des expériences sur ce sujet, ceux-ci ont montré qu'une barre en acier insérée dans un bloc de béton composé de 1 ciment, 2 sable et 5 cendres d'anthracite était, après vingt-huit jours, rouillée sur sa face supérieure mais intacte sur sa face inférieure, la différence provenant de ce que le mortier de ciment et sable qui protège le métal contre l'action corrosive des cendres était remonté par le damage après l'incorporation de la barre. Ces expérimentateurs estiment que le béton est suffisamment compact avec le dosage 1 : 2,75 : 4,75.

A *Saint-Louis* (Etats-Unis), on a, en 1898, extrait un morceau de métal déployé d'un plancher construit cinq ans auparavant. Il était recouvert d'une mince couche de rouille. Après enlèvement de cette couche, l'épaisseur du métal s'est montrée inférieure de 5 p. 100 en moyenne à l'épaisseur primitive. D'après d'autres constatations faites également après cinq ans, le métal déployé ne montre aucune trace de rouille.

A *Varsovie*, en 1898, on a fait une vérification du même genre sur un plancher en fer-béton construit depuis deux ans. Les fils de fer retirés du béton de scories étaient intacts et non rouillés.



rouille lorsque le béton n'est pas suffisamment riche en mortier, mais que la réduction d'épaisseur des armatures ne s'opère que fort lentement, surtout dans l'atmosphère sèche des planchers. Il va sans dire d'ailleurs que, selon la provenance des cendres employées, leur triage plus ou moins bien fait, la teneur en sulfures et, par suite, l'action sur le métal doit varier dans de fortes proportions.

Les ingénieurs américains tirent de ces faits des conclusions optimistes. Tenant avant tout à une incombustibilité parfaite qui les conduit à préférer les cendres à la pierraille et le béton poreux au béton compact (voy. n° 626), ils acceptent les aléa qu'offre ce mode de construction à d'autres points de vue. En Europe, on sera généralement d'avis que, comme nous le disions plus haut (chap. III, n° 392), le béton de cendres ordinaires n'est admissible que dans les constructions temporaires et que pour faire un usage plus large des scories, il importe d'en contrôler la provenance et de les trier soigneusement.

Dans l'emploi du béton ordinaire de pierraille ou de gravier, aucune action de ce genre n'est à craindre, les matières du squelette étant absolument neutres. Le ciment peut donc jouer son rôle protecteur. Toutefois, pour que l'isolement de l'armature soit parfaitement assuré, il convient évidemment que le fer soit partout en contact avec le béton. Nous avons dit (chap. IV, n° 607) que les armatures en *fers profilés* n'offrent pas toujours la garantie voulue au point de vue du contact intime du métal et du béton. C'est ce qui nous a conduit à donner la préférence aux fers ronds, sauf dans certains cas spéciaux. L'emploi des *fers plats* a été critiqué pour des raisons analogues.

Le *damage* du béton lors de sa mise en place présente, indépendamment des autres avantages déjà signalés (voy. chap. III, n° 433), celui d'expulser l'air contenu dans la masse de béton. Il doit donc être recommandé en vue de la conservation du métal.

Il est à peine nécessaire d'ajouter que le fer est d'autant mieux protégé qu'on l'entoure d'une plus forte *épaisseur de béton*. Il est cependant inutile d'exagérer celle-ci, surtout lorsque le béton est bien compact. Avec des armatures en barres rondes, une épaisseur de 4 à 5 centimètres selon le diamètre des barres, est suffisante. Elle peut devoir être plus forte dans le cas d'une armature en fers profilés ou fers plats.

On a encore fait remarquer que, le béton étant plus ou moins poreux, l'eau qui le traverse peut devenir un agent d'oxydation de l'armature. L'expérience ne confirme pas ces craintes et les précautions signalées plus haut semblent suffisantes. Cependant, en vue d'éviter tout mécompte dans le cas où le bourrage du béton contre l'armature ne



serait pas absolument parfait, on recommande, dans les ouvrages exposés aux intempéries et spécialement dans les voûtes et tabliers de ponts (voy. chap. II, n° 221), de recouvrir le béton armé d'un *enduit imperméable*. Cette précaution ne semble utile que pour les bétons à dosage maigre que l'on applique spécialement aux constructions armées de poutres en fers profilés (voy. chap. III, n° 394).

**623. Action des liquides sur le béton.** — Les ouvrages en béton armé se trouvent, au point de vue des actions chimiques de l'eau et des liquides de tout genre, dans les mêmes conditions que ceux en béton ordinaire. Il nous suffira donc de rappeler sommairement les propriétés qu'une expérience déjà longue a fait reconnaître.

Le béton de ciment n'est pas attaqué par l'eau pure. L'acide carbonique libre a une mauvaise influence. S'il est dissous dans l'eau en petite quantité, aucun effet nuisible n'est à craindre, surtout lorsque l'eau est tranquille. Il n'y a guère à s'occuper de cette action que pour les *eaux minérales*; mais, même alors, l'influence se fait sentir avec une telle lenteur que la réparation de l'enduit, dont on revêt alors le béton, rentre dans l'entretien ordinaire. Il suffit de prévoir l'emploi d'un mortier riche. Celui-ci est d'ailleurs imposé par l'imperméabilité (voy. chap. III, n°s 396 et 443).

En dehors de ce cas particulier, le béton de ciment offre à l'action des eaux une résistance suffisante. L'action mécanique de l'eau est même sans influence sur lui par suite de sa grande cohésion, ce qui peut lui donner avantage sur la maçonnerie ordinaire de briques. Comparé au bois, il offre l'avantage d'être à l'abri de la pourriture. Dans les *travaux de pilotage*, cette qualité du béton armé est précieuse notamment pour les charpentes de fondation partiellement immergées. Les cuves en ciment armé sont également à préférer à celles en bois au point de vue de la durée.

Les *eaux d'égouts* ne produisent sur le béton de ciment aucun effet nuisible, d'une part, parce que les tuyaux se font toujours en mortier riche, d'autre part, parce que la paroi est protégée par une couche de débris organiques<sup>1</sup>. La quantité d'acides libres qui s'y trouvent est d'ailleurs généralement faible, sauf dans des cas spéciaux. Par mesure de prudence, on peut juger bon de défendre le déversement de solutions concentrées d'acide chlorhydrique ou nitrique. Des solutions peu concentrées peuvent être admises si la conduite est alimentée

<sup>1</sup> Une enquête a été faite en Allemagne en 1895 par M. GARY sur les résultats pratiques donnés par l'emploi des tuyaux en ciment dans les égouts. Les conclusions en sont très favorables.



d'eau neutre en abondance. Il en est de même pour les alcalis et les sels. On recommande également de ne pas admettre de l'eau chauffée à plus de 50°. Nous avons vu précédemment que l'on a préconisé, pour certains cas particuliers, l'emploi de revêtements spéciaux (chap. II, n° 340).

Les conduites en ciment ne laissent pas se produire sur leurs parois ces concrétions qui, dans les tuyaux en fonte, peuvent occasionner des pertes de charge et réductions de débit parfois considérables.

Dans la construction des *réservoirs*, l'emploi du béton de ciment se montre également fort avantageux. Beaucoup d'industries font usage de cuves en ciment armé pour contenir des solutions alcalines ou acides (voy. chap. II, n° 350). Leur supériorité est grande, au point de vue de la durée, sur les cuves en métal ou en bois. Il va de soi cependant que les solutions ne doivent pas dépasser un certain degré de concentration, à moins que l'on n'ait recours à des enduits spéciaux. Les avis sont cependant assez partagés en ce qui concerne cette qualité du béton de ciment. Mais il ne faut voir sans doute dans ce fait qu'une preuve de l'influence de la qualité du ciment.

La neutralité du béton vis-à-vis de la plupart des liquides est un avantage également en ce qui concerne le maintien de la pureté du contenu des réservoirs. Les cuves en ciment armé conservent l'alcool sans qu'il prenne de coloration et ne donnent pas de saveur particulière au vin. Toutefois, pour qu'il en soit ainsi, il faut faire usage d'un ciment vitrifié spécial.

L'altération du béton de ciment par *l'eau de mer* est un fait bien connu. Dans les constructions en béton armé, la nécessité de mettre la gangue à l'abri de l'action destructive des sels s'augmente encore de celle de protéger également l'armature. Nous avons vu (chap. III, n° 397) que les travaux à la mer demandent un dosage en ciment particulièrement riche et que des protections spéciales peuvent être jugées nécessaires<sup>1</sup>. L'expérience fait défaut jusqu'à présent pour juger

<sup>1</sup> M. LIDY, ingénieur des ponts et chaussées à Brest, a soumis des éprouvettes en ciment armé de divers dosages à l'action combinée de l'eau de mer et d'un courant électrique. Il a mis ainsi en lumière le mode d'action du sel marin sur une tige de fer enveloppée dans du mortier de ciment. Cette action est d'autant moins intense que le mortier est plus riche en ciment mais, dans les conditions de l'expérience susdite, elle était assez rapide. M. LIDY fait remarquer lui-même que la pratique ne confirme pas les craintes que pourraient faire naître de semblables essais. Les éprouvettes étaient très jeunes; l'enduit protecteur que le ciment forme au contact du fer (voy. n° 622) ne pouvait exister. Les fers n'étaient enveloppés que d'une faible épaisseur de mortier. Il est donc probable que l'action destructive de l'eau de mer, qui est incontestable, ne se produirait dans la pratique que fort lentement.



de la résistance que présenteront les constructions de ce genre. Leur durée paraît devoir cependant être suffisante pour les besoins de la pratique. Elles ont, en tout cas, une supériorité évidente sur celles en métal ou en bois.

On signale généralement que le ciment ne résiste pas aux *huiles grasses* et aux *acides organiques*. On a observé, dans des revêtements de talus, que le béton ne durcit pas en présence de la tourbe parce que celle-ci dégage de l'eau chargée d'acides organiques.

**624. Influence de la température.** — A propos de l'exécution des ouvrages, nous avons eu l'occasion (chap. III, n° 435) de parler de l'influence de la température pendant la prise du béton. Nous nous occuperons ici de cette action après la mise en service de l'ouvrage.

Au début de l'emploi du béton armé, on s'était demandé si les contractions et dilatations du fer de l'armature ne pourraient occasionner une désagrégation du béton. Cette crainte n'était pas fondée. Il résulte, en effet, de diverses expériences, exécutées notamment par MM. BOUNICEAU, MEIER, BAUSCHINGER, ADIE et DURAND-CLAYE, que le coefficient de dilatation du béton de ciment varie de 0,000 012 à 0,000 0145, c'est-à-dire à peu près dans les mêmes limites que celui du fer. La valeur de ce coefficient est sensiblement constante quel que soit le dosage en ciment. On a trouvé les mêmes coefficients pour le mortier dosé à 1 : 2 que pour celui à 1 : 6. Il ne peut donc y avoir, dans les pièces en béton armé, aucune tendance à dissociation entre le fer et le béton, du fait d'une variation de température. Le métal, il est vrai, absorbe et perd la chaleur plus rapidement que le béton, son coefficient de conductibilité étant plus élevé, mais la température des deux matières est nécessairement la même à la surface de contact.

La température ne peut donc influencer le béton armé que par l'action qu'elle exerce directement sur le béton. Nous venons de voir qu'une construction en béton éprouve les mêmes mouvements qu'une charpente métallique pour une même variation de température interne. Elle s'allonge quand la température s'élève et se contracte avec le froid de la même quantité que le ferait une barre de fer.

S'il s'agit d'une pièce droite fixée invariablement aux extrémités, la contraction développe, pour chaque degré de variation, un effort égal à  $E_t \alpha$  si  $E_t$  est le coefficient d'élasticité à la traction et  $\alpha$  le coefficient de dilatation. Lorsque  $E_t = 200\ 000$  et  $\alpha = 0,000\ 130$ , cet effort vaut 26 par centimètre carré. A mesure que la température s'abaisse, l'effort augmente mais non proportionnellement, par suite de la diminution de la valeur de  $E_t$ . Il ne faut cependant pas une dimi-



nution considérable de température pour que la rupture soit obtenue. Si, au contraire, la pièce subit une élévation de température, l'allongement qu'elle éprouve, ne pouvant se développer en ligne droite par suite de la résistance des appuis au déplacement, provoque un flambage qui peut amener également la production de fissures.

Ces effets ne s'observent pas dans les pièces librement appuyées sur leurs supports. Les mouvements développés par les variations de la température n'ont plus alors aucune influence.

Dans une pièce courbe telle qu'une voûte, un échauffement ou un refroidissement a aussi pour conséquence un allongement ou un raccourcissement qui se traduit par un relèvement ou un abaissement de la clef. Si la voûte est continue et reliée invariablement à ses appuis, ces mouvements peuvent provoquer des fatigues exagérées et la formation de fissures à la clef et aux naissances. Ces inconvénients n'existent pas dans les voûtes articulées (voy. chap. iv, n° 594).

Quoique le coefficient de dilatation du béton soit le même que celui du fer, l'influence des variations de température ne s'exerce cependant pas dans les mêmes conditions qu'il s'agisse d'ouvrages en béton armé ou de charpentes métalliques. Les pièces en béton armé ont toujours un volume notablement plus fort (voy. n° 620). Le pouvoir absorbant de la matière est beaucoup moindre. Pour ces deux raisons, les variations de la température interne s'opèrent avec lenteur dans le béton armé, alors que le fer prend assez rapidement la température de l'air ambiant.

Certains constructeurs en ont conclu que les ouvrages en béton armé ne pouvaient, en aucun cas, éprouver que des variations de température insignifiantes. Cette manière de voir est erronée. Il est bien certain, en effet, que la lenteur avec laquelle le béton transmet la chaleur ne peut être telle que les variations de température de l'air ambiant ne soient pas reproduites dans l'intérieur du béton. Il est possible que le béton ne puisse suivre que dans une faible mesure les variations diurnes, mais les variations saisonnières l'affectent certainement. Il ne pourrait en être donné de meilleure preuve que les phénomènes de dilatation observés dans les maçonneries. On sait, en effet, que les murs de quai, murs de soutènement, murs de clôture, barrages, etc. de grande longueur montrent en hiver des crevasses qui se referment en été. Il en est de même des voûtes de grande ouverture. Dans les travaux en béton armé, la masse est notablement moindre; le coefficient de dilatation est plus élevé. L'influence du jeu des saisons sur ces ouvrages ne peut donc donner lieu à aucun doute. La variation de température interne doit



atteindre au moins la différence des températures moyennes d'été et d'hiver.

Il va de soi que cette influence dépend de la situation des pièces. Dans un grand nombre de constructions, l'action des variations de température est négligeable. Il en est ainsi pour les ouvrages intérieurs des bâtiments (planchers, piliers, cloisons), ainsi que toutes les constructions établies sous le sol, comme les fondations, les voûtements, les canalisations souterraines, etc. Dans les ouvrages exposés aux intempéries, tels que les façades et terrasses des bâtiments, les ponts, les soutènements et revêtements, etc., il est, au contraire, indispensable, si l'on veut éviter des mécomptes sérieux, d'apporter le plus grand soin à en prévoir les effets aussi bien dans l'établissement du projet que dans l'exécution et ce, d'autant plus que la pièce considérée présente une plus faible épaisseur et se trouve exposée plus directement.

Nous ne nous sommes occupés jusqu'à présent que des effets de la température *moyenne* de la pièce en admettant implicitement que la température interne est la même dans tout le solide. Dans la réalité, il n'en est jamais ainsi. L'échauffement dû aux rayons du soleil ne se produit que par une face de l'ouvrage tandis que l'autre face garde la température de la terre, de l'eau, ou de l'air avec lequel elle est en contact. Une partie des fibres de la pièce s'allonge tandis que les autres ne varient pas. Il en résulte une flexion du solide qui le fait bomber du côté de la face chauffée. Un tablier de pont droit, par exemple, se relève et marque une contre-flèche lorsque le soleil luit. Cet effet, qui est très marqué dans les tabliers métalliques, a été également observé dans des ponts en béton armé.

Les précautions que l'on doit prendre en vue des effets de la température se confondent en partie avec celles que commande l'influence dont il va être question. Nous en reportons donc l'exposé au numéro suivant.

**625. Influence de la prise et de l'état hygrométrique.** — La production des fissures dans les ouvrages en béton de ciment n'est pas attribuable uniquement à l'action de la température. Indépendamment de cette cause en existent d'autres, sur lesquelles on n'a pas été d'accord jusque dans ces derniers temps. Des praticiens prétendent même quelquefois ne voir dans leurs bétons aucune autre tendance à crevassement que celle résultant de la température. Le fait cependant n'est pas niable. A côté des fissures dont le développement périodique s'observe avec le retour des saisons, se remarquent d'autres qui sont



la conséquence évidente d'une dessiccation de la matière. Ces fissures, qui paraissent se développer surtout pendant la première année, sont dues à une contraction naturelle du béton. Cette contraction est d'autant plus marquée que le dosage est plus riche en ciment. Elle s'accroît lorsque, par suite d'une élévation de la température ou de l'action du vent, le béton se dessèche plus rapidement à la surface. Le phénomène se remarque surtout dans les enduits en mortier riche lorsqu'on ne prend pas la précaution de les préserver d'une dessiccation trop prompte. Il se manifeste encore dans le moulage des tuyaux en ciment. Si on laisse dessécher un tuyau sur son mandrin, il se fissure longitudinalement. Si, au contraire, on enlève le mandrin en laissant en place les coquilles, le tuyau se détache lui-même de son moule.

Les expériences auxquelles il a été procédé dans ces derniers temps sur les variations de volume des mortiers de ciment, expériences dont il a été question précédemment (voy. chap. iv, n° 504) permettent aujourd'hui d'expliquer ces phénomènes comme suit : Les variations de l'état hygrométrique ont sur les mortiers de ciment une influence analogue à celle des variations de la température. L'humidité dilate ces mortiers<sup>4</sup> et la sécheresse les contracte et ces variations de volume sont surtout accentuées pendant la prise.

Cette propriété des mortiers de ciment se distingue cependant de celle relative à la température par le point suivant : Le dosage en ciment, qui paraît n'avoir que très peu d'influence sur les variations de volume dues à la température, en a au contraire une très forte sur celles qu'engendrent la sécheresse et l'humidité. Nous avons cité plus haut les chiffres de contraction et de dilatation observés pour le ciment pur. On peut admettre, d'après les expériences de MM. MEIER et SCHUMANN, que les variations de volume sont quatre fois moindres pour le mortier dosé à 1 ciment : 3 sable. L'importance relative des deux influences dépend donc du dosage.

Les variations de volume dont il s'agit ici n'ont pas évidemment en pratique l'importance que leur attribuent les expériences. L'allongement ou la contraction finale du ciment pur conservé dans l'eau ou à l'air tend vers une valeur théorique de 2 millimètres par mètre. Le mortier 1 : 3 subirait donc une variation de dimension de 0,5 millimètre par mètre, c'est-à-dire égale à celle que produit une variation de température de 40° environ. Mais cette variation ne se développe

<sup>4</sup> Ce phénomène ne doit pas être confondu avec l'expansion des ciments de mauvaise qualité. Celle-ci se développe après la prise.



pas complètement si l'on observe les précautions voulues pendant la prise. C'est ce que nous avons déjà fait remarquer précédemment (voy. chap. iv, n° 504). Pour les mortiers des dosages ordinaires, on peut donc admettre que la contraction due à la dessiccation n'atteint pas l'importance que présente pour un ouvrage exposé aux intempéries l'influence de la température. Par contre, l'inverse peut se produire pour les mortiers riches.

Les valeurs absolues des contractions et dilatations provoquées par l'état hygrométrique sont notablement moins fortes dans les pièces armées que dans les pièces non armées. L'armature remplit à ce point de vue un rôle important que nous avons défini (voy. n° précité). Il en résulte, à l'actif des ouvrages en béton armé, un avantage important. Le béton armé présente à l'air une stabilité beaucoup plus grande que le béton non armé. C'est ce qui a été remarqué dès le début du nouveau mode de construction. Il est même probable que les premières applications de l'armature avaient principalement pour but de réduire l'importance des retraits du ciment à la dessiccation. Non seulement, en effet, elle équilibre les efforts développés par la contraction, mais elle rend celle-ci plus uniforme, ce qui diminue l'importance des fissures en les distribuant plus également dans la masse.

Les expériences de M. SCHUMANN ont porté également sur les variations de volume des matériaux ordinaires. Elles ont permis de faire des constatations de grand intérêt au point de vue de la comparaison du béton de ciment avec la maçonnerie de briques ou de pierres de taille. Il résulte de ces expériences que tous les matériaux employés dans les maçonneries, quels qu'ils soient, se comportent comme le béton de ciment. La brique et les pierres à bâtir se dilatent dans l'eau et se contractent dans l'air sec. La brique et le calcaire éprouvent des variations de volume analogues à celles du mortier de ciment dosé à 1 : 3. Le granit varie moins ; par contre le basalte est influencé plus fortement ; mais c'est le grès qui varie le plus. Ses variations de volume, qui sont très diverses, valent en moyenne le double et au-delà de celles du mortier de ciment.

M. SCHUMANN en conclut que toutes les maçonneries sont, aussi bien que le béton, sujettes à se fissurer à la dessiccation. L'opinion commune qui attribue au béton seul cet inconvénient trouve son origine dans ce fait que les surfaces de parement des maçonneries moins bien dressées que les enduits en ciment et d'un ton plus inégal, ne permettent pas de reconnaître la présence des fissures avec la même facilité.

Si, la question d'aspect étant mise à part, les massifs de béton ordi-



naire ne présentent pas d'infériorité à ce point de vue sur les maçonneries, on peut en conclure qu'il en est de même *a fortiori* des ouvrages en béton armé.

Il en est néanmoins utile de s'attacher à réduire ces variations de volume autant que possible et de prendre les mesures voulues pour en pallier les effets. Ces variations étant de même ordre que celles dues à la température (voy. n° 624), nous examinerons en même temps les précautions à prendre en vue de ces deux actions.

Nous avons déjà, au cours des chapitres précédents, indiqué quelques-unes de ces *précautions*. Nous les complétons et résumons ci-après :

En ce qui concerne les *dispositions du projet*, il convient tout d'abord de soustraire autant que possible la construction à l'action directe des rayons du soleil. Pour une terrasse, le moyen est facile : il faut la protéger par un revêtement (voy. chap. II, n° 189) ; il en est de même pour les combles (n° 194). Dans la construction des tabliers de ponts, un pavage, un empierrement sont plus avantageux à ce point de vue qu'un asphaltage ou un simple dallage en ciment (n° 221).

Réserver dans le bétonnage des joints de dilatation est le remède naturel des variations de volume. Il s'impose spécialement dans les constructions très exposées telles que les façades (n° 145), les revêtements de talus (n° 310), etc. On l'a appliqué à des canalisations (n° 349). Mais il est employé aussi par certains constructeurs, surtout aux États-Unis<sup>1</sup>, d'une manière systématique et même dans les planchers (nos 105-108). Les joints de dilatation dont il s'agit ne sont d'ailleurs en somme que les joints de reprise inévitables de la construction que l'on a soin de localiser aux emplacements où ils ne peuvent nuire (voy. chap. III, n° 434).

La suppression des encastremets et leur remplacement par des appuis libres peut devenir indispensable dans certaines pièces droites (voy. chap. IV, n° 593). Nous avons vu également que les articulations se recommandent dans les voûtes de ponts de grande portée (n° 594).

Les angles et changements brusques d'épaisseurs étant les sièges naturels des fissures, il faut les éviter en traçant la forme de la construction. Si une façade, par exemple, est formée d'une cloison mince

<sup>1</sup> Il est aujourd'hui de règle, aux États-Unis, dans les travaux de bétonnage, de prévoir pour tous les ouvrages d'une longueur supérieure à 30 mètres des joints de dilatation distants de 7,50 m., sauf dans les fondations. Ces joints sont obtenus à l'aide de parois temporaires placées dans les coffrages. Le béton frais n'est pas relié au massif posé mais simplement coulé contre le béton déjà pris, à l'emplacement de la paroi enlevée. Les joints ainsi réalisés en travers du massif sont marqués par des rainures en parement.



renforcée par des nervures qui font corps avec elle, il ne faut pas s'étonner de voir des fissures se développer dans les angles des panneaux. Elles résultent du fonctionnement tout différent de cloisons minces et de nervures massives sous les influences extérieures. Dans un cas semblable, il faut composer la cloison de dalles librement appuyées sur leur ossature.

Les variations de volume résultant de l'état hygrométrique étant d'autant plus fortes que le dosage en ciment est plus élevé, il est inutile de prescrire une quantité de ciment plus forte que la résistance ne le demande. C'est à tort que l'on croit quelquefois améliorer une construction projetée en béton armé en augmentant la dose de ciment. La pratique montre que les bétons contenant 250 à 450 kilogrammes de ciment par mètre cube suffisent dans presque tous les cas lorsque la résistance seule est en jeu (voy. chap. III, n° 393 et chap. IV, nos 615-616).

L'armature doit être disposée de façon à prévenir la formation des fissures. Si une construction est soumise directement à l'échauffement par une des faces, celle-ci doit être armée sur toute son étendue. De là l'utilité des armatures supérieures dans les poutres des terrasses et des ponts droits (voy. chap. IV, n° 595) ainsi que dans les voûtes non articulées (n° 596). Pour la même raison, les hourdis et dalles doivent être munis d'armatures en treillis (n° 598) et il est à recommander de placer une armature spéciale de ce genre, qui peut être légère, près de la face exposée.

Si ces précautions ne sont pas toutes possibles et que l'on prévoit une fatigue supplémentaire due à l'action de la température, il convient d'en tenir compte dans le calcul des pièces en adoptant un taux de travail réduit. Le cas se présente notamment pour les voûtes non articulées (voy. chap. IV, n° 588).

En ce qui concerne l'*exécution*, on recommande les précautions suivantes : faire choix d'un ciment de bonne qualité ; mettre le béton en œuvre à la température moyenne du lieu et ne pas chercher à accélérer la prise, entretenir l'humidité du béton pendant la prise (voy. chap. III, n° 435) ; malaxer avec le minimum d'eau et gâcher le mélange très soigneusement ; damer fortement les couches de béton.

**626. Résistance au feu.** — L'incombustibilité est souvent le motif déterminant de l'emploi du béton armé dans la construction des bâtiments et notamment des entrepôts, magasins, usines, etc. Plus d'un constructeur regarde la résistance du béton armé aux incendies comme sa qualité caractéristique.



C'est que le béton de ciment présente à cet égard sur les matériaux usuels une supériorité incontestable. Il se comporte bien au feu le plus violent, alors que le bois se consume et que la pierre est calcinée, ou éclate sous l'action de l'eau projetée. La brique seule semble pouvoir être comparée au béton de ciment à ce point de vue. La conductibilité du béton est plus faible que celle du fer (voy. n° 628) et sa masse est plus grande (n° 620); il s'échauffe donc moins vite et ne prend pas les températures élevées auxquelles sont exposées dans un incendie les parties métalliques d'un bâtiment. On admet aujourd'hui qu'au point de vue de la résistance au feu, les constructions en fer non revêtu sont inférieures même aux constructions en bois. Lorsque le feu atteint les poutrelles d'un plancher, celles-ci s'échauffent au rouge, se dilatent, se tordent, renversent les murs et deviennent l'agent le plus actif de la destruction de l'édifice. D'autre part, les colonnes en fer soumises à l'influence du feu plient et s'effondrent si elles portent la moindre charge.

De nombreuses expériences ont été faites pour montrer la résistance du béton armé aux hautes températures<sup>1</sup>. Ces expériences sont

<sup>1</sup> En 1886 un essai comparatif a été fait à *Cologne* sur des hourdis de planchers. Une voussette *MONIER* de 4,5 cm. d'épaisseur à la clef a résisté au feu et à l'eau d'extinction sans autre dommage que la chute de l'enduit inférieur. Une tôle ondulée couverte de béton, essayée dans les mêmes conditions, s'est effondrée complètement.

A *Breslau*, un tuyau *MONIER* de 3 centimètres d'épaisseur de paroi a été rempli de combustible et couvert de deux dalles de 5 centimètres d'épaisseur. Le tuyau a été porté à une température de 1000° environ. On n'a observé que quelques légères fissures à l'extérieur. Les dalles ont atteint une température de 500°. Malgré quelques fissures, elles n'ont rien perdu de leur résistance à la flexion.

A *Hambourg*, il a été procédé de 1892 à 1895 à des essais sur la résistance au feu de poteaux en fer pour hangars. On a soumis à une température élevée des poteaux portant une charge de 1000 kg. par cm<sup>2</sup>. Les poteaux non protégés ont montré une très faible résistance. La température n'a pu dépasser 600°. Avec une enveloppe en ciment armé système *MONIER* de 4 centimètres d'épaisseur, on a pu atteindre une température de 1100° à 1200°. Les poteaux protégés ont gardé leur résistance pendant deux heures et demie. Dans d'autres essais, on a expérimenté l'influence d'une couche d'air isolante entre le revêtement et le poteau. Le manteau de 4 centimètres d'épaisseur a été posé en partie sans intervalle, en partie avec intervalle très petit, en partie avec intervalle de 2 à 3 centimètres. La température a atteint 1300° à 1500°. La résistance a été maintenue dans le premier cas pendant quatre heures, dans le deuxième cas pendant quatre heures et quart et dans le troisième cas pendant cinq heures.

En 1893, à *Berlin*, un concours a été ouvert par des compagnies d'assurances entre les procédés destinés à restreindre les conséquences des incendies. Le béton armé système *MONIER* a obtenu la plus haute récompense. Des planchers de divers types, une voûte, un escalier, etc. avaient été soumis pendant une heure à une température de 1000° à 1100° sans éprouver d'autre dommage que la chute partielle des enduits. Des essais de chargement ont eu lieu après l'incendie. Il n'a pas été observé de fissures. Dans le même concours, on a essayé con-



aujourd'hui devenues presque classiques et sont même, dans certains pays, exigées pour l'agrément des nouveaux systèmes de construction. On les exécute généralement comme suit : Un petit bâtiment clôturé et couvert par des cloisons et un plancher (ce dernier chargé au taux maximum prévu) est rempli de matériaux très combustibles. L'incendie est allumé et entretenu de façon à produire rapidement une température intérieure de 1 000° à 1 200°. Cette température est maintenue pendant une durée de une à deux heures, puis le feu est éteint à l'aide de jets d'eau. Lorsque le plancher est refroidi, on le décharge, puis on le charge à nouveau pour constater la résistance dont il est encore capable. Presque tous les systèmes de béton armé ont été soumis à des essais de ce genre. Les résultats ont toujours été jugés satisfaisants<sup>1</sup>.

curremment des marches d'escalier en béton de ciment et en granit. La chaleur a été élevée à 1300°. Les marches en granit ont été détruites, celles en béton n'ont éprouvé que de petites avaries aux extrémités.

<sup>1</sup> En 1896-1897 à *New-York*, plusieurs planchers du système ROEBLING (voy. chap. II, n° 86) ont été expérimentés de cette façon. Un plancher à plafond plat du type fig. 159 a été soumis pendant plus de deux heures à une température de 1200 à 1400°. L'enduit du plafond est tombé presque entièrement mais le treillis est resté intact. Dans un autre essai portant sur un plancher semblable, on a entretenu une température de 1100° à 1250° pendant deux heures et demie à trois heures. L'enduit et la toile métallique du plafond ont été détruits. La toile métallique formant cintre des voussettes a été également détruite mais les barres se sont maintenues. Le béton n'a pas été affecté sauf en quelques endroits où il a été quelque peu délavé par l'eau. Il est à remarquer que ce dernier essai a dépassé la durée exigée d'ordinaire et que le type de plancher ne comportait pas de protection spéciale pour les poutrelles (voy. n° 86.) D'autres essais du même genre ont montré la supériorité des voussettes ROEBLING sur des hourdis en briques creuses. Ceux-ci se sont rompus sous la charge après trois heures et un quart à quatre heures de feu tandis que les voussettes en béton n'ont pas cédé.

En 1898, un plancher système MÜLLER (voy. chap. I, n° 48) a été essayé à *Hambourg*. On a maintenu le feu pendant une heure. La température a atteint 970°. On n'a observé des fissures qu'aux côtés de la dalle-hourdis à l'origine des voussures.

Une commission de la *British Fire Prevention Association* a fait à *Londres* en 1899 une expérience sur la résistance au feu d'un plancher en *métal déployé* du type fig. 117 (chap. II, n° 68). La température a été entretenue à 1100° environ pendant une heure. Le plafond est resté intact jusqu'à l'application de l'eau. Celle-ci a provoqué la chute de l'enduit mais le lattis est resté en place. Le béton du hourdis a été légèrement et superficiellement fissuré. Le feu n'a pas traversé le plancher.

En 1901 un plancher armé de *métal déployé* a été essayé au feu à *Boston* (Massachusetts). L'épreuve a duré 2 heures et demie. Les poutrelles de support du métal déployé n'étaient entretoisées qu'aux extrémités. Elles se sont tordues.

Le système HENNEBIQUE a été soumis plusieurs fois à des essais semblables :

En 1896, au *Caire*, un plancher de ce type a résisté pendant deux heures à l'action du feu. A l'*Exposition provinciale de Gand*, en 1899, l'expérience a porté sur un pavillon construit complètement en béton armé. Dans un premier essai le feu a duré une heure et a atteint 700°. Un second essai a été fait où la tempéra-



Le béton armé a d'ailleurs déjà subi l'épreuve d'incendies importants<sup>1</sup>. Il y a montré une supériorité indiscutable sur les matériaux ordinaires lorsque, bien entendu, on avait eu soin, dans la construction, d'envelopper partout le métal d'une gaine protectrice de béton de ciment.

Cette résistance du béton armé aux hautes températures est aujourd'hui si bien connue que l'on n'hésite même pas à établir d'après ce système des constructions destinées à supporter d'une façon permanente des températures élevées, telles que des cheminées d'usine (voy. chap. II, n° 379), des fours à chaux<sup>2</sup>, etc. Ces constructions se comportent bien.

Les faits observés dans toutes les circonstances dont il vient d'être question permettent d'affirmer que le béton armé est avant tout un excellent isolant. Le béton est à ce point mauvais conducteur, que,

ture a été portée à 1200° environ et l'incendie prolongé pendant deux heures. Quelques fissures ont été observées pendant l'épreuve; elles se sont refermées au refroidissement. La seule dégradation remarquée a été le décollement partiel de l'enduit intérieur en ciment. La même année, à *Leipzig*, on a essayé également un plancher système HENNEBIQUE. Le feu a duré deux heures; la température a atteint 1000°. Sous l'influence du feu et de l'eau, le béton a été dégradé en divers endroits sur deux à trois centimètres d'épaisseur. Une nouvelle expérience a eu lieu en 1900 à *Paris* (rue Lamarck). Un petit bâtiment en béton armé a été soumis à deux incendies successifs. Le feu a duré la première fois une heure, la seconde fois deux heures environ. La température a atteint 1000°. Au premier essai, on a constaté un décollement de béton dans le plancher sur 1 à 1,5 cm. d'épaisseur. Le second essai n'a donné de dégradations que dans les enduits.

Un plancher en *fer-béton* (système MATRAI) a été éprouvé à *Edimbourg* en 1898. Le feu a été entretenu pendant trois heures. La température a atteint 1100°. Le béton ne s'est pas fissuré. A *Fiume*, en 1895, un plancher du même système a été soumis à l'action du feu pendant deux heures. La température maxima a été de 900°. On a observé un décollement partiel de l'enduit.

<sup>1</sup> Dans l'incendie de la *distillerie Helling* à *Wandsbeck* (*Hambourg*), les planchers, formés de poutrelles et dalles MONIER de 4,5 cm. d'épaisseur, ont empêché la propagation du feu et résisté à la chute des débris et à la projection de l'eau.

Le système ROEBLING a été soumis à l'épreuve du feu dans les incendies de l'*hôtel Belvoir* à *Boston* (en 1895) et du *Chaffee Building* à *New-York* (1898). Les voussettes n'ont pas été endommagées et l'incendie a été localisé. Il a suffi de réparer quelques trous dans le treillis des plafonds et de les plâtrer à nouveau.

Dans l'incendie de l'*usine des forces motrices du Rhône* à *Chèvres* (*Genève*) survenu en 1898, les parties des bâtiments construites en béton armé système HENNEBIQUE ont parfaitement résisté. Les magasins de la *fabrique des cycles Adler* de *Francfort-sur-Mein* ont été, en 1900, le théâtre d'un incendie suivi d'explosion, aux étages supérieurs. Les planchers et poteaux étaient du système HENNEBIQUE. Le feu est resté localisé malgré la chute de matériaux provoquée par l'explosion.

<sup>2</sup> Un four à chaux construit en 1899 à *Luzech* (*Lot*) est garni d'un revêtement en béton armé système HENNEBIQUE. La température intérieure du four est de 1200° à 1400°.



dans les expériences au feu, on peut poser la main sur une paroi de 8 à 12 centimètres d'épaisseur dont la face opposée est chauffée au rouge. Cet isolement peut encore être rendu plus parfait par l'emploi de cloisons doubles et de plafonds creux.

Le béton armé arrête et localise les ravages d'un incendie. C'est déjà là, à son actif, un avantage considérable sur les autres matériaux, notamment dans la construction des planchers, des charpentes et des colonnes. Certains partisans du béton armé étendent cependant encore ses qualités au delà. Ils prennent dans son sens le plus général le terme d'*incombustibilité* dont on décore généralement les matériaux plus ou moins réfractaires. D'après eux, une construction en béton armé peut sortir indemne d'un incendie et servir telle quelle pour supporter les mêmes charges qu'auparavant. Il y a peut-être quelque exagération à soutenir semblable opinion. Le béton armé résiste, il est vrai, à l'action du feu; la surcharge qu'il porte n'en provoque pas l'effondrement; mais nous ne croyons pas que l'épreuve d'un violent incendie puisse le laisser tout à fait intact, surtout dans les conditions ordinaires d'exécution et d'entretien. Pour peu qu'il contienne quelques traces d'humidité, l'enduit léché par le feu éclate et tombe par plaques, laissant à nu certaines parties de l'armature. Les dégâts de ce genre ne sont pas suffisants pour entamer sérieusement la résistance de la construction dans son ensemble; mais, par prudence, on est nécessairement amené à reconstruire les parties ainsi atteintes, car il ne pourrait suffire d'appliquer un nouvel enduit. Il ne saurait entrer dans la pensée de personne de faire reproche au béton armé des quelques dégâts qu'il peut subir, car nous ne pensons pas qu'il existe dans la construction une seule matière réellement incombustible.

Il a d'ailleurs été prouvé par expérience que le béton de ciment n'est pas, à proprement parler, une matière réfractaire. Une brique de béton exposée dans un four à la chaleur rouge perd en quelques heures une grande partie de sa résistance<sup>1</sup>. Théoriquement le béton n'est donc pas incombustible et il l'est d'autant moins qu'il

<sup>1</sup> M. FRÜHLING a pu exposer du béton de ciment à la chaleur rouge pendant six à sept heures sans constater de destruction mais la résistance à la traction s'est trouvée réduite de 30 p. 100.

M. DOBIE a expérimenté des éprouvettes de ciment pur et de mortiers de dosages 1:1, 1:2 et 1:3, d'un âge variant de deux mois à quatre ans. La température a été de 550° à 970°. La matière perd de son poids par suite du départ de l'eau, d'autant plus que l'on chauffe lentement. Avec le poids, la résistance à la traction diminue. Le ciment pur est fissuré au sortir du four, le mortier également mais beaucoup moins. Toutes les éprouvettes se désagrègent après



est plus riche en ciment. Ces faits expliquent pourquoi les enduits ne résistent pas au feu. Quant au béton, il se comporte bien dans les incendies surtout parce que sa température intérieure ne s'élève que fort lentement.

On s'est demandé, spécialement aux États-Unis et en Angleterre, où la question de l'incombustibilité des bâtiments a pris une grande importance, quelle pouvait être l'influence de la nature des matières dont se compose le béton et de son mode de mise en œuvre.

Il est évidemment utile que les matériaux dont est formé le béton puissent résister, isolément, à la température d'un incendie (1 100° ou 1 200°) et que, par conséquent, ils aient été produits à une température supérieure. Il en est ainsi pour le ciment et le sable. Il est bon qu'il en soit de même des autres matériaux du squelette. Les scories remplissent ces conditions. C'est ce qui les fait préférer aux pierres naturelles lorsque l'on tient essentiellement à obtenir l'incombustibilité la plus parfaite. Nous avons déjà eu l'occasion de montrer leurs inconvénients à d'autres points de vue (voy. chap. III, n° 392, chap. IV, n° 556, chap. V, n° 622).

Si l'on veut améliorer la résistance aux hautes températures, il faut préférer un béton poreux afin que la transmission de la chaleur se fasse plus lentement (voy. n° 628). Les cendres et autres matières de ce genre sont encore avantageuses à ce point de vue. On recommande également dans le même but de mettre le béton en œuvre sans le damer et avec une quantité d'eau assez forte. Mais, pas plus que l'emploi des scories, ce mode d'exécution n'est avantageux pour la résistance (voy. chap. III, n° 433).

Il va de soi que l'incombustibilité est d'autant mieux assurée que le béton présente plus de stabilité aux retraits ou dilatations provoqués par la température et la dessiccation. Toutes les précautions

quelque temps dans l'air, d'abord celles qui ont perdu le plus de poids, puis les autres. Dans l'eau, elles se désagrègent toutes, aussi bien celles en ciment pur que celles en mortier. Le même effet se produit si on arrose simplement avec un jet d'eau.

Au *laboratoire de Charlottenbourg*, des recherches ont été faites sur des cubes de 10 centimètres de côté au dosage 1:5, à l'âge de vingt-huit jours. Ces cubes chauffés lentement pendant une heure, puis exposés à la chaleur rouge pendant trois heures, ont accusé une perte de résistance à la compression de 15 p. 100 en moyenne lorsque le refroidissement se faisait lentement et de 30 p. 100 lorsqu'il était brusque.

M. WEBSTER a opéré sur des briquettes de diverses compositions à l'âge de quatre à cinq semaines. Ces briquettes ont été chauffées puis refroidies brusquement à l'eau. Beaucoup ont perdu leur cohésion. La perte de résistance a varié de 50 à 80 p. 100 pour les autres.



énumérées dans le numéro précédent à ce propos ont donc un effet utile également au point de vue de la résistance au feu.

**627. Imperméabilité.** — Nous avons traité cette question à propos du dosage du béton (chap. III, n° 396). Il nous suffira donc de rappeler que le béton de ciment, perméable au début, devient étanche au bout de quelque temps. L'imperméabilité est obtenue d'autant plus rapidement que le dosage en ciment est plus élevé. Pour les ouvrages destinés à retenir les eaux, il est toujours possible d'obtenir une étanchéité suffisante, soit en augmentant la quantité de ciment à introduire dans le corps des parois, soit en recouvrant le béton d'un enduit au mortier riche. Les précautions à prendre contre la production des fissures s'imposent nécessairement dans ce cas.

Nous avons vu (chap. II, § 8, 9 et 10) que cette qualité spéciale du béton lui a valu un développement très important dans la construction des réservoirs, tuyaux, égouts, conduites, galeries et travaux étanches de tout genre.

L'imperméabilité du béton ordinaire est considérée comme avantageuse au point de vue de l'hygiène des bâtiments. Dans les hôpitaux, les murs et les planchers sont à l'abri des pénétrations de germes épidémiques. Il suffit de les entretenir par des lavages.

Dans l'industrie, il est souvent nécessaire de disposer de planchers imperméables. Le béton armé est tout indiqué dans ce cas, comme en général pour tous les locaux où l'on est exposé à répandre des liquides sur le sol.

Par contre, pour les habitations ordinaires, l'imperméabilité du béton armé n'est plus un avantage mais un inconvénient. Les murs en béton, comme ceux en pierre, absorbent la chaleur mieux que les murs en briques ou en matériaux poreux (voy. n° 628). Ils provoquent une condensation des vapeurs, mais l'eau s'écoule à leur surface sans y pénétrer. Ils entretiennent ainsi l'humidité de l'air et produisent un refroidissement désagréable. Ce défaut du béton armé explique en partie la défaveur que rencontre ce système dans la construction des murs (voy. chap. II, n° 131). Il n'existe cependant pas au même degré dans les bétons poreux de mâchefer, scories, etc.

**628. Transmission de la chaleur.** — Au point de vue de la facilité de transmission de la chaleur, le béton armé se présente dans des conditions toutes différentes suivant qu'on le compare au fer, aux maçonneries ou au bois.

Le coefficient de conductibilité intérieure du béton de ciment est

beaucoup moindre que celui du *fer*. D'autre part, la construction en béton armé offre toujours des masses plus considérables que la construction métallique, à résistance égale (n° 620). Le pouvoir isolant du béton armé comparé au fer, a, nous l'avons vu, des conséquences fort avantageuses au point de vue de la résistance au feu (n° 626). Il est également de nature à être pris en considération dans les cas suivants :

Un réservoir en ciment armé maintient le liquide à une température égale alors qu'un réservoir en tôle n'est pas préservé des variations de température. On emploie même quelquefois un manteau en ciment armé pour mettre un réservoir métallique à l'abri de la chaleur et de la gelée (voy. chap. II, n° 380).

Le béton armé se montre également très avantageux à ce point de vue dans la construction des toitures en lieu et place des charpentes et couvertures métalliques. Il permet d'éviter le surchauffement des locaux, ce qui doit le faire préférer dans la construction des usines, magasins, marchés, etc.

Mais la comparaison se renverse si le béton armé entre en concurrence avec la *maçonnerie*. Au point de vue de la conductibilité, le béton de ciment peut être comparé à la pierre naturelle dont il possède la compacité, mais l'épaisseur des parois en béton armé est toujours plus faible que celle des murs en pierres. La brique conduit plus mal la chaleur que le béton. On est donc en droit de conclure que le béton armé ne vaut certainement pas la maçonnerie ordinaire comme isolant contre la chaleur ou le froid. Ce désavantage vient s'ajouter à celui que nous signalions au numéro précédent en ce qui concerne la construction des murs d'habitations.

Ce défaut peut cependant être corrigé par l'emploi de couches d'air isolantes. De là l'usage général des cloisons doubles pour la construction des murs de façade en béton armé dans les habitations (voy. chap. II, n° 145).

Les bétons de scories offrent encore ici un certain avantage dû à leur porosité plus grande.

La conductibilité du *bois* est moindre que celle du béton. Une cloison en bois maintient donc mieux la chaleur, à égalité d'épaisseur et si les joints en sont bien faits, qu'une paroi en béton armé.

**629. Sonorité.** — Ce qui vient d'être dit de la transmission de la chaleur s'applique également à la transmission du son.

La sonorité du béton armé comparé à la maçonnerie ordinaire est quelquefois un inconvénient dans les bâtiments, surtout lorsque



l'épaisseur des parois est faible. Le remède est cependant aisé à appliquer : Les planchers et murs creux sont tout indiqués dans ce cas.

Le béton armé est beaucoup moins sonore que le métal. Cet avantage se manifeste même dans la période d'exécution. La suppression du bruit produit par le rivetage sur place est un avantage sérieux à mettre à l'actif des travaux en béton armé exécutés dans les villes.

**630. Impénétrabilité.** — Le béton de ciment présente une très grande dureté. A ce point de vue, le béton armé offre certains inconvénients par rapport à des matériaux tels que la brique ou le bois, notamment en ce qui concerne les entailles, raccords, etc., à exécuter dans une construction terminée.

Le béton ne se laisse point pénétrer par des clous. Cet inconvénient s'ajoutant à ceux déjà signalés aux n<sup>os</sup> 627, 628 et 629, le béton armé ne se prête donc guère à la construction des murs d'habitations ordinaires. Pour assurer au bâtiment la raideur et la résistance propre à ce système de construction, il suffit, comme nous l'avons déjà fait remarquer (chap. II, n<sup>o</sup> 131), de l'adopter pour la carcasse. Quant aux panneaux de remplissage, il semble plus rationnel de les établir en matériaux ordinaires, lorsque la place ne fait pas défaut.

En dehors de ce cas, l'inconvénient signalé n'a que peu d'importance en pratique. Dans les planchers, piliers, etc., on réserve, à l'aide de broches introduites pendant le moulage, les ouvertures indispensables à l'établissement des attaches et des tuyaux. De même, dans les égouts, il est bon de placer à l'avance les raccords dont on prévoit la nécessité.

Si l'on ne prend point ces précautions, les scellements et raccords s'exécutent comme dans la pierre de taille.

L'impénétrabilité est considérée comme un avantage dans la construction des planchers parce qu'elle écarte absolument les animaux rongeurs. Cet avantage est surtout précieux pour les magasins, entrepôts, etc.

Les bétons de scories, de ponce et autres bétons poreux se distinguent encore des bétons ordinaires au point de vue qui nous occupe. On peut y enfoncer des clous, les percer, les scier, etc.

Nous avons vu que dans la construction des hourdis de planchers et de combles (voy. chap. II, n<sup>os</sup> 71 et 194), on met quelquefois cette propriété à profit.

**631. Souplesse.** — Toute pièce susceptible d'être moulée peut être exécutée en béton armé. Les barres rondes de faible diamètre



dont on peut former l'armature se prêtent aux formes les plus compliquées, aux sinuosités les plus capricieuses. Avec la maçonnerie, toujours massive et lourde, avec le métal, rigide et sec, nous sommes habitués à des constructions simples et la moindre variété de disposition entraîne des complications dans la conception des projets et dans l'exécution. Le béton armé, plus souple, ne possède point ces défauts, et chaque jour il introduit les formes de construction les plus inattendues.

Nous avons rapporté au chapitre II quelques exemples de ces combinaisons nouvelles :

Avec le béton armé, rien de plus simple que d'établir une percée dans un plancher (voy. n° 101) ou dans une voûte. Les encorbellements que le béton armé réalise (voy. § 1, 5° et § 5), sont d'une telle hardiesse qu'ils constituent l'une de ses applications les plus caractéristiques. En béton armé, on construit des escaliers suspendus dont les appuis sont réduits à leur limite extrême (voy. § 1, 7°).

Rien n'est plus aisé que d'établir une voûte biaise en béton armé (voy. § 2, 4°); il est superflu d'insister sur la simplification que comporte le nouveau système par rapport aux voûtes en maçonnerie et même aux tabliers métalliques dans un cas semblable.

Lorsque l'on se trouve dans la nécessité de prévoir des porte-à-faux, des pièces poussant au vide, etc., le béton armé s'indique d'ailleurs tout naturellement par sa raideur et la cohésion toute particulière de ses éléments, qui lui permettent de fonctionner dans de bonnes conditions là où une construction ordinaire éprouverait des gauchissements ou des glissements.

La facilité que le béton armé présente de se mouler, en quelque sorte, aux implantations les plus irrégulières est très précieuse dans le cas où il faut utiliser des ouvrages existants. Elle supprime toute conséquence fâcheuse d'une erreur de tracé ou de mesure et permet en tout cas l'emploi des matériaux approvisionnés.

**632. Rapidité d'exécution.** — Les constructions en béton armé s'élèvent beaucoup plus rapidement que les autres. La raison en est la suivante :

Le béton armé ne nécessite que des matériaux d'emploi courant. Le gravier, la pierraille, le sable se trouvent partout. Le ciment est une marchandise qu'il est facile de se procurer. De même les barres rondes et feuillards que l'on peut utiliser pour l'exécution de l'armature sont des fers ordinaires du commerce. Dès que le projet est arrêté, l'exécution peut donc être immédiatement entamée.



Il n'en est pas de même avec les matériaux ordinaires : Les pierres de taille doivent être commandées à dimensions exactes. Des fers spéciaux sont presque toujours nécessaires. Il faut compter avec les délais de livraison et, pendant la construction, le défaut de matériaux peut arrêter à tout instant.

Pour mettre en œuvre les pierres, les poutrelles, il faut des engins de levage puissants, des moyens de transport spéciaux. Rien de semblable n'existe avec le béton armé dont les éléments sont divisibles en charges réduites. De là une grande facilité d'approvisionnement dans les chantiers étroits.

Le tout se traduit en une économie de temps. La simplicité de construction est en outre très précieuse dans les pays neufs. Là où les transports pondéreux sont impossibles ou trop onéreux, le béton armé peut rendre de grands services.

Le seul inconvénient que présente le béton armé au point de vue de la rapidité d'exécution est la durée de la prise qui force à attendre plusieurs semaines avant de pouvoir mettre successivement chaque partie achevée du travail en service. Mais en pratique, cet inconvénient n'apparaît pas dans un chantier bien combiné ; il est d'ailleurs généralement compensé et au delà, par les avantages signalés ci-dessus. Dans certains cas spéciaux et notamment en temps de gelée, on peut accélérer l'exécution par l'emploi de pièces construites à couvert (voy. chap. III, n° 415).

**633. Soins d'exécution.** — Nous avons, dans le chapitre III, attiré l'attention sur les soins que réclame l'exécution des ouvrages en béton armé. Les précautions à prendre ne sont toutefois pas telles que l'on ne puisse faire rapidement l'éducation des ouvriers. En fait, les ouvrages en béton armé sont généralement exécutés par de simples manœuvres. Les seuls ouvriers spéciaux, en dehors du forgeron (pour les armatures), du charpentier (pour les coffrages), sont les cimentiers, qui posent les enduits et finissent la construction. Mais le chef de chantier doit être familiarisé avec ce genre de travaux. C'est de lui que dépend avant tout la bonne exécution.

On ne doit donc pas exagérer les difficultés que peut présenter la construction des ouvrages en béton armé. Les spécialistes sont encore relativement rares ; mais le métier ne peut manquer de se répandre.

Si l'on a quelquefois fait un grief à la construction en béton armé des soins qu'elle nécessite dans l'exécution, c'est que, en faisant la comparaison, on a généralement en vue la maçonnerie ordinaire. Or, il ne faut pas perdre de vue que, dans la plupart de ses applica-



tions, le béton armé se substitue, non pas à la brique ou aux moellons, mais à la charpente en fer et en bois et à la pierre de taille, c'est-à-dire à des matériaux de choix. Or, il suffit de songer aux soins de fabrication que nécessite, par exemple, la construction des poutres métalliques, pour être persuadé que le béton armé n'en demande, en somme, pas davantage.

**634. Accidents.** — La construction en béton armé, pas plus qu'aucune autre, n'est exempte d'accidents. La relation des déboires essuyés par les constructeurs depuis les origines du nouveau système serait fort utile à faire, car chacun comporte un enseignement. Cette tâche est malheureusement irréalisable. Les entrepreneurs en cause ont bien soin d'empêcher la divulgation des leçons de fait qu'ils reçoivent, tant pour en garder à eux-mêmes le profit exclusif, que pour éviter les commentaires malveillants. Seuls les accidents importants, ceux dans lesquels l'intérêt public est engagé sont forcément connus. Encore est-il bien difficile d'en démêler les causes véritables, chacun mettant son amour-propre à rejeter toute part dans la responsabilité.

Il n'est cependant pas sans intérêt de rappeler ici sommairement les incidents les plus sérieux de l'histoire du béton armé. Cette relation, tout incomplète qu'elle soit, suffira au moins à montrer que l'essor du nouveau système de construction ne s'est pas ressenti de ces déboires. Rien n'est plus juste d'ailleurs, car le béton armé, considéré en général, ne saurait être rendu responsable de quelques négligences et défauts d'exécution qui auraient pu se produire et avoir le même effet dans tout autre procédé.

En 1894, un *pont-route* du système MONIER construit dans le voisinage de *Stargard*, sur l'*Ihna*, s'est écroulé dans la rivière. La voûte présentait 18 mètres de portée et 1,80 m. de flèche avec 0,25 m. d'épaisseur à la clef. Les culées étaient fondées sur pilotes en bois. Ceux-ci pénétraient sur 1,50 m. environ dans le sable ferme et sur 4 mètres environ dans la tourbe. La chute a été provoquée par un glissement des culées à la suite d'un ramollissement du terrain causé par une crue. Le glissement a été suivi de la rupture de la voûte à la clef. Les deux moitiés sont tombées d'un seul bloc. Afin de pouvoir utiliser les culées, on a reconstruit le tablier à l'aide de poutres métalliques, mais la voie a été constituée de voussettes MONIER.

En 1898, une passerelle MONIER de 30 mètres de portée construite dans une propriété particulière à *Nemitz* est tombée immédiatement après le décintrage. La voûte s'est effondrée complètement ; les culées



sont restées en place. La cause de l'accident résidait cette fois dans la voûte même. Le cintre qui avait servi à la construction n'avait pas la fixité voulue. Les pieux qui le soutenaient n'étaient pas fichés assez profondément dans le sol. Plusieurs fois, pendant l'exécution de la voûte, le cintre s'était affaissé sous le poids de celle-ci et l'on avait dû le relever en agissant sur les coins. La prise du béton avait donc été contrariée. La voûte de cet ouvrage a été reconstruite dans le même système.

L'*Hôtel impérial de Nice*, construit en 1899, comporte 14 000 mètres carrés de plancher système HENNEBIQUE. L'accident suivant s'est produit pendant la construction du plancher du premier étage : Une dalle de 60 mètres carrés de surface et 0,16 m. d'épaisseur avait été exécutée en deux couches de 0,08 m. La première couche fut désorganisée par une gelée suivie de pluie. On pilonnait la seconde couche lorsqu'un étai de 7 mètres de hauteur qui supportait le coffrage se brisa sous le poids du béton et de l'eau accumulée. Le plancher s'écroula sur celui du rez-de-chaussée lequel, âgé de quelques jours, était déjà décentré en partie. Le tout tomba dans le premier sous-sol dont le plancher tomba à son tour dans le second sous-sol. Tous les planchers détruits ont été refaits sans aucune modification dans les dispositions.

D'autres accidents de moindre importance se sont encore produits dans le système HENNEBIQUE par suite de décentrement trop hâtifs.

Une catastrophe qui a fait beaucoup parler d'elle par l'importance des accidents de personnes qu'elle a occasionnés est l'écrasement de la *passerelle du Globe céleste* à Paris en 1900. Cette passerelle, construite en *fer-béton* (système MATRAI), était destinée à relier, par-dessus l'avenue de Suffren, au Champ-de-Mars un établissement particulier. La longueur de l'ouvrage était de 100 mètres environ. Elle était divisée en une suite de petites travées de 3 à 10 mètres comprenant une travée principale de 18,50 m. franchissant l'avenue. Le tablier était construit d'après le principe du *fer-béton* ; il était porté par des câbles suspendus dans chaque travée ; les supports étaient de simples poteaux de 0,30 m.  $\times$  0,30 m. de section posés sur le sol par l'intermédiaire de plateaux de 1,50 m.  $\times$  1,50 m. L'accident s'est produit peu après le décentrage de la grande travée. Le tablier s'est abattu sur le côté en renversant ses supports. Il résulte de l'enquête judiciaire que la chute de l'ouvrage doit être attribuée : d'une part, à la faiblesse des piliers qui ont été exécutés avec des dimensions moindres que celles projetées d'abord, d'autre part, aux dispositions défectueuses de la passerelle qui affectait une forme brisée en plan alors



qu'aucun moyen de consolidation n'avait été prévu pour équilibrer les tractions horizontales obliques exercées par les câbles de suspension. Le défaut de stabilité était donc dû aux dispositions générales de l'ouvrage et le béton armé ne peut être incriminé à cette occasion.

**635. Économie.** — Il serait intéressant de savoir, à un point de vue général, quelle est, de la construction en béton armé et de celle en matériaux ordinaires, la moins coûteuse. Mais cette comparaison ainsi comprise n'est pas possible, les facteurs de la dépense étant trop nombreux et trop variables dans l'un comme dans l'autre système.

Le béton armé n'a pas, jusqu'à présent, de prix bien déterminé. La spécialisation de ce genre de construction et les restrictions apportées à la concurrence par les droits de brevet ne permettent guère de raisonner d'après les prix de revient réels. Tant pour les matériaux usuels que pour le béton armé, les prix dépendent d'ailleurs de l'état du marché; ils diffèrent selon les ressources de la contrée. Afin de fixer les idées, nous avons admis précédemment (chap. iv, n° 604) comme prix des constructions d'importance moyenne 50 francs par mètre cube de béton (dont 40 fr. pour le béton même et 10 fr. pour les coffrages) et 25 francs les 100 kilogrammes de fer pour l'armature. Le mètre cube de béton armé coûte, dans cette hypothèse, 60 francs s'il est armé de 0,5 p. 100 de fer, 90 francs s'il est armé à 2 p. 100 et 150 francs s'il est armé à 5 p. 100.

Se basant sur ces chiffres, on pourrait établir une comparaison entre le prix du béton armé et celui des matériaux usuels, rapportés l'un et l'autre à l'unité de charge à supporter. Cette comparaison n'est simple que pour les pièces soumises à la compression :

Un pilier en béton armé contenant 0,5 p. c. de fer a, pour une résistance égale, un volume 23 fois plus fort qu'une colonne en fer (voy. n° 620). Si celle-ci coûte 35 francs les 100 kilogrammes, soit 2 730 fr. le mètre cube, la dépense est égale pour le fer à  $\frac{2730}{60 \times 23} = 2$  fois celle du béton armé. Avec une armature à 5 p. 100 la proportion tombe à  $\frac{2730}{150 \times 16} = 1,1$ .

On démontrerait de même que le béton armé est généralement plus avantageux que la pierre de taille. Le bois, au contraire, peut être moins coûteux. Enfin, le béton armé ne peut lutter avec la brique que si l'on parvient à réduire l'épaisseur au strict nécessaire. D'une manière générale, du reste, il ne peut y avoir économie que si la quantité de matière est, dans tous les cas, exactement proportionnée aux



efforts à supporter et à la résistance. Il n'en est ainsi, évidemment, que pour les constructions importantes.

En pratique, des comparaisons semblables ne sont généralement pas en situation, parce que non seulement les dimensions, mais également les dispositions sont différentes, suivant que l'on emploie l'un ou l'autre des systèmes de construction.

Le béton armé donne en général l'occasion d'employer des structures beaucoup plus simples. C'est ce que nous faisons encore remarquer plus haut à propos du poids mort (n° 620). Les accessoires de toute espèce que demandent notamment les planchers et les tabliers des ponts métalliques, grèvent la construction de frais importants que le béton armé permet d'économiser.

On conçoit donc que la dépense pourra être dans certains cas réduite dans des proportions très fortes par l'emploi du nouveau système. Nous avons cité plusieurs exemples de prix au cours du chapitre II. On peut, en s'y reportant, constater le bon marché réellement surprenant de quelques-unes de ces constructions. Il n'est pas rare d'obtenir par l'emploi du béton armé des réductions de dépense de 30 à 40 p. 100. Une semblable économie ne peut évidemment s'appliquer qu'à des ouvrages d'une certaine importance.

Indépendamment de la différence de prix de premier établissement, le béton armé présente encore, par rapport aux constructions métalliques, l'avantage de supprimer presque totalement les frais d'entretien. Cette considération a une grande importance dans les ponts métalliques ainsi que d'ailleurs pour tous les ouvrages exposés à l'action de la rouille (voy. n° 622).

On peut se demander si le perfectionnement des méthodes de calcul et l'application de règles plus strictes dans les dispositions des projets et dans l'exécution, ne pourront amener un renchérissement du système. Si une majoration de prix doit réellement résulter de ces perfectionnements, ce qui nous semble très douteux, il est certain que la concurrence toujours croissante et la diffusion des procédés d'exécution ne peuvent manquer d'amener une baisse notable dans le coût des constructions en béton armé, baisse suffisante et au delà pour compenser toute augmentation commandée par la sécurité.

La construction en béton armé est donc essentiellement économique et elle se répandra de plus en plus par la force même des choses, grâce à cette supériorité.

## BIBLIOGRAPHIE

---

### I. — OUVRAGES SÉPARÉS

- DELESSE. Les matériaux de construction à l'Exposition universelle de 1855. Paris, 1856.
- F. COIGNET. Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire. Paris, Lacroix, 1861.
- T. P. HYATT. An account of some experiments with Portland cement and iron, 1873.
- G. A. WAYSS. Das System Monier. Berlin, 1887.
- Patent-Beton-Eisen-Constructionen system Robert Wünsch. Budapest, 1892.
- Actien-Gesellschaft für Monier-Bauten*. Ausgewählte Monier und Beton-Bauwerke. 2<sup>e</sup> Auflage. Berlin, 1894.
- SOULEYRE et ANGLADE. Expériences sur les matériaux des maçonneries. Constantine, 1894.
- RUD. LINDER. Beton-Eisen-Konstruktion system Hennebique. Basel, 1897.
- DUBOIS. Notice sur les constructions en ciment armé. 2<sup>e</sup> édition. Paris, 1898.
- Le sidéro-ciment. Système Bordenave. Paris, 1898.
- Rapports présentés au VII<sup>e</sup> Congrès international de navigation. GRENIER. Moyens de consolidation des talus des canaux maritimes. Bruxelles, 1898.
- S. BOUSSIRON. Note sur les constructions en ciment armé (système Boussiron). Paris, 1898.
- PLANAT. Théorie des poutres droites en fer et ciment. Paris, 1899.
- PROF. F. W. BÜSING UND D<sup>r</sup> C. SCHUMANN. Der Portland Cement und seine Anwendungen im Bauwesen. 2<sup>e</sup> Auflage. Berlin, 1899.
- Fer-béton système Matrai. Notice descriptive. Paris, 1900.
- Tests of the Roebling system of fireproof construction. New-York, 1899.
- Expanded metal. Its production and uses in fire resisting and other building constructions. 2<sup>d</sup> edition. London, 1899.



- Fire tests with floors. A floor by the Expanded metal Company. London, 1899.
- G. VACCHELLI. Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato. Milano, 1900.
- Communications présentées devant le Congrès international des méthodes d'essai des matériaux de construction. CONSIDÈRE. Méthode d'épreuve des constructions en béton armé. Paris, 1900.
- Idem.* FERET. Recherches sur les résistances à la rupture des matériaux isotropes non ductiles.
- G. LAVERGNE. Étude des divers systèmes de constructions en ciment armé 2<sup>e</sup> édition, Paris, 1901.

## II. — PUBLICATIONS PÉRIODIQUES

### *Nouvelles Annales de la Construction.*

- 1893, col. 40. E. R. Réservoir d'eau à l'hospice Ferrari à Clamart (Seine).  
— col. 138. E. RIVOALEN. Planchers système Hennebique.
- 1895, col. 5. E. RIVOALEN. Ateliers-lavoirs système Monier à Boulogne-sur-Seine.
- 1896, col. 142 et suiv. Constructions système Hennebique.
- 1898, col. 42 et suiv. LEFORT. Calcul des poutres droites et planchers en béton de ciment armé.
- 1899, col. 1. E. RIVOALEN. Écuries et manutentions du Bon Marché, rue Duroc à Paris.  
— col. 125 et suiv. H. PICQ. Supports horizontaux armaturés en fer et ciment système H. P.  
— col. 170 et suiv. LEFORT. Étude pour l'emploi du béton de ciment armé dans les murs de garde des grands barrages en maçonnerie.
- 1900, col. 65. P. SARREY. Murs de soutènement et passerelle du quai Debilly à Paris.  
— col. 81. P. SARREY. Pont sur la Vienne à Châtellerault. Essai au feu à l'Exposition de Gand.
- 1901, col. 31. Épreuves du pont de Châtellerault.  
— col. 65 et suiv. Étude technique et pratique sur le sidéro-ciment.  
— col. 97. R. PHILIPPE. Cintres métalliques mobiles employés en Bavière. Ponts supérieurs en béton armé système Melan.

### *Annales des Ponts et Chaussées.*

- 1888, 2<sup>e</sup> sem., p. 173. DURAND-CLAYE. Procédés d'essai des matériaux.
- 1897, 2<sup>e</sup> trim., p. 6. BECHMANN et LAUNAY. Aqueduc et parc agricole d'Achères.

- 1898, 3<sup>e</sup> trim., p. 198. DE JULY. Expériences faites par le Service des phares et balises sur la résistance et l'élasticité des ciments Portland.
- 1899, 1<sup>er</sup> trim., p. 1. HAREL DE LA NOË. Théorie et applications nouvelles du ciment armé.
- 4<sup>e</sup> trim., p. 229. LIDY. Expériences sur l'altération des ciments armés par l'eau de mer.
- 1900, 2<sup>e</sup> trim., p. 180. HAREL DE LA NOË. Déformations et conditions de la rupture dans les corps solides.
- 4<sup>e</sup> trim., p. 121. CONSIDÈRE. Situation de la question du béton armé.

*Annales des Travaux publics de Belgique.*

- 1898, p. 487. HAERENS. Calcul d'une voûte en ciment armé système Monier.
- 1899, p. 639. HAERENS. Exécution d'un pont biais en béton armé système Hennebique.

*Le Béton armé.*

Journal des constructions du système Hennebique.

*Le Ciment.*

Cette revue est consacrée en majeure partie aux applications du ciment armé. La nomenclature ci-après ne donne que les principaux articles originaux.

- 1896, 1897, 1898, *passim*. DE TEDESCO. Calcul des ouvrages en ciment armé.
- 1896, p. 75. Aqueduc d'Argenteuil.
- p. 81 et suiv. P. COTTANCIN. Étude générale et pratique sur les travaux en ciment armé.
- p. 173. Pont biais de Wildegg (Suisse).
- p. 207. Applications du ciment armé au port franc de Copenhague.
- 1897, p. 139 et suiv. GUINOND. Réservoirs en ciment armé.
- p. 322 et suiv. STELLET. Calcul des planchers et poutres en ciment armé.
- 1898, p. 50. Bâtiment des archives du Comptoir d'escompte de Paris, à Rueil.
- p. 67. Le système Bonna.
- p. 81. Travaux d'adduction d'eau de la ville de Nîmes.
- p. 95. Réfection d'un réservoir à Orléans.
- p. 113. Réservoir à Châtillon-sous-Bagneux (Seine).
- p. 161 et suiv. BIED. Travaux en fer et ciment exécutés par la Société Pavin de Lafarge de 1895 à 1897.
- p. 173 et suiv. Le métal déployé.



- 1899, p. 33. DE TEDESCO. Planchers système Matrai.  
 — p. 50. DE TEDESCO. Évolution des constructions en ciment armé.  
 — p. 81. Le siphon de Chennevières.  
 — p. 97. Maison, avenue de la République.  
 — p. 100. DE TEDESCO. Le ciment armé à l'étranger.  
 — p. 131. GÉRANDAL. Murs de soutènement.  
 — p. 139. Causes des accidents survenus récemment à divers ouvrages en béton armé.  
 — p. 150. Magasin à phosphates de Sfax.  
 — p. 161. Pont sur le Gers à Auch.  
 — p. 164. Pont sur le Grand Morin à Meaux.
- 1900, p. 1. DE TEDESCO. Méthodes pratiques pour le calcul des ouvrages en béton armé.  
 — p. 17. DE TEDESCO. Le grand Globe céleste de l'Exposition.  
 — p. 21. Immeuble système Coignet.  
 — p. 49. DE TEDESCO. Nouveaux ateliers Sautter-Harlé et C<sup>ie</sup>.  
 — p. 77. Catastrophe de la passerelle de l'avenue de Suffren.  
 — p. 81. Toitures-coupoles système Pouillet.  
 — p. 115. Conduite d'alimentation système Bonna.  
 — p. 177. DE TEDESCO. Blocs artificiels sous-marins coulés sur place dans des caissons en ciment armé.
- 1901, p. 1. Pont de Vigneux.  
 — p. 17. Pont de Châtellerault.  
 — p. 53. Planchers système Pouillet.  
 — p. 129. Passerelle système Hennebique à Lorient.  
 — p. 145. DE TEDESCO. Résistance des vouitains en béton non armé comparée à celles des dalles armées.

*Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences.*

- 12 décembre 1898, 2 janvier 1899. CONSIDÈRE. Influence des armatures métalliques sur les propriétés des mortiers et bétons.  
 18 septembre 1899. CONSIDÈRE. Variations de volume des mortiers de ciment de Portland résultant de la prise et de l'état hygrométrique.

*Le Fer-béton.*

Journal des constructions du système Matrai.

*Le Génie civil.*

- Tome XXI, p. 489. MAMY. Le sidéro-ciment, système Bordenave.  
 — XXVI, p. 23. LAVERGNE. Le système Cottancin.

Tome XXXIII, p. 53. SEURAT. Petit Palais des Beaux-Arts.

- XXXIV, p. 23 et suiv. LAVERGNE. Étude des divers systèmes de construction en ciment armé.
- — p. 213 et suiv. CONSIDÈRE. Influence des armatures métalliques sur les propriétés des ciments et bétons.
- XXXV, p. 289 et suiv. ROUYER. Palais des Champs-Élysées.
- — p. 365. CH. D. Murs de soutènement et pont du quai Debilly.
- XXXVII, p. 41. Accident de la passerelle de l'avenue de Suffren.
- — p. 27. DANTIN. Passerelle du pavillon de Madagascar.
- — p. 461. DUMAS. Ligne de Courcellés au Champ-de-Mars.
- XXXVIII, p. 8. CAYLA. Le Château d'eau.
- — p. 240. HALLIER. Inconvénients du ciment armé dans la construction des ouvrages de fortification.
- XXXIX, p. 426. Écroulement de la passerelle du Globe céleste.
- — p. 484. Cheminées d'usine en ciment armé.

*La Machine* (Genève).

1900, p. 48. Réservoirs de la ville du Locle.

*Mémoires de la Société des Ingénieurs civils de France.*

- 1894, 1<sup>er</sup> sem., p. 282. COIGNET et DE TEDESCO. Calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique.
- 1894, 2<sup>e</sup> sem., p. 545. CHAUDY. Poutres en ciment armé.
- 1898, 1<sup>er</sup> sem., p. 996. FERRIA et FEDERMAN. Théorie du ciment armé.
- 1899, 1<sup>er</sup> sem., p. 63. DE TEDESCO. Progrès accomplis dans les constructions en ciment armé.
- 2<sup>e</sup> sem., p. 24. CHALON. Le métal déployé.
- — p. 487. CHAUDY. Calcul des poutres en fer et ciment.
- 1900, 1<sup>er</sup> sem., p. 633. DE TEDESCO. Grand Globe céleste de l'Exposition.
- 2<sup>e</sup> sem., p. 219. CHAUDY. Dalles et parois fléchies en fer et ciment.
- — p. 228. FLAMENT. Constructions en béton armé système Hennebique.

*Revue du Génie militaire.*

- 1895, juin, juillet. BOITEL. Les constructions en fer et ciment.
- 1898, mars, juin. LEROSEY. Nouveau mode de construction en béton armé des murs de réservoirs de grande capacité.
- 1899, août, septembre. BOITEL. Les constructions en béton armé.



1900, décembre. GRIFFON. Note sur les planchers en béton de ciment armé.

1901, mars. MICHELIER. Accessoires de casernement en sidéro-ciment.

*La Revue technique.*

1896, p. 9 et suiv. Rapport de la Commission des voûtes de la Société des ingénieurs et architectes autrichiens (Traduction française).

— p. 267. COIGNET. Analyse critique du rapport de la Commission des voûtes.

— p. 564. Le métal déployé.

1897, p. 277. LECLERC. Le système Hennebique.

— p. 333 et suiv. DE TEDESCO. Calcul des ouvrages en ciment armé.

— p. 535. STELLET. Même sujet.

1898, p. 265. Constructions en métal déployé.

1899, p. 49. Pont en X au Mans.

— p. 402. Chemin de fer de Courcelles à Passy et au Champ-de-Mars.

— p. 442 et suiv. FOURREY. L'émissaire général des eaux d'égout de Paris.

— p. 563 et suiv. Catastrophe survenue à des planchers Hennebique.

1900, p. 205. Catastrophe de la passerelle de l'avenue de Suffren.

— p. 217. Essai d'un ouvrage en béton armé de métal déployé.

— p. 289 et suiv. Le métal déployé.

— p. 385. Réservoir de Waelhem.

1901, p. 241. RESAL. Considérations générales sur les ouvrages en ciment armé.

— p. 388. Tuyaux en ciment armé de métal déployé, système Bocquet.

*Der Bautechniker.*

1895, p. 553 et suiv. Pont sur la Bialka à Bielitz-Biala.

*Centralblatt der Bauverwaltung.*

1886, p. 144. HAESECKE. Types de planchers.

— p. 462. KOENEN. Calcul des dalles Monier.

1889, p. 49. BECKER. Essai d'un tuyau Monier.

1890, p. 164. Incendie dans une usine avec planchers Monier.

1891, p. 51. Glacière en béton armé système Monier.

— p. 523. Tuyaux système Monier. Fabrication.

1892, p. 149. Bâtiment Monier au Kameroun.

— p. 489. Projet d'écluse en béton armé.

- 1893, p. 252. Essais au feu à Berlin.  
 — p. 444. Pont de la rue Alt-Moabit à Berlin.
- 1895, p. 9. KOENEN. Comparaison des épaisseurs des voûtes en maçonnerie et en ciment armé.  
 — p. 32. W. PAUL. Pont sur la Saale à Walsburg.  
 — p. 228. STIEHL. Comparaison des divers systèmes de ponts voûtés.  
 — p. 240 et suiv. MÖLLER. Revêtements de talus système Möller.  
 — p. 251. BÖHM. Comparaison des divers systèmes de ponts voûtés.  
 — p. 276. LIECKFELDT. Même sujet.  
 — p. 481 et suiv. SCHNAPP. Murs de quai système Monier.
- 1896, p. 5. Pont sur le canal de l'Oberland à Draulitten.  
 — p. 45. MICHAELIS. Voûtement sous chemin de fer à Barmke.  
 — p. 227. MELAN. Pont système Melan aux États-Unis.  
 — p. 246. Essais au feu de piliers.  
 — p. 288. Pont système Melan à l'Exposition de Berlin.  
 — p. 542. KRONE. Comparaison entre les voûtes Monier et les voûtes en béton.
- 1897, p. 38 et suiv. Nouveaux systèmes de hourdis de planchers.  
 — p. 190 et suiv. GRÜNING et REISSNER. Voussettes en béton armé pour platelage de ponts.  
 — p. 430. Ponts système Monier et Möller à l'Exposition de Leipzig.  
 — p. 572. Mur de quai système Monier.  
 — p. 578. Nouveaux systèmes de hourdis de planchers.
- 1898, p. 175. Essai d'un pont système Möller à l'Exposition de Leipzig.  
 — p. 284. Essai au feu d'un plancher système J. Müller.  
 — p. 294. HIPPEL. Revêtement de talus système Rabitz.  
 — p. 368 et suiv. Chute d'un pont Monier à Stettin.  
 — p. 412. Pont du Kornhaus à Berne.  
 — p. 425 et suiv. EGER. Revêtements de talus système Möller.  
 — p. 499. MÖLLER. Même sujet.  
 — p. 591. Essai d'un plancher système Koenen.
- 1899, p. 41. TIEFFENBACH. Fondations en béton armé.  
 — p. 72. HIPPEL. Revêtement de talus système Rabitz.  
 — p. 256 et suiv. EGER. Revêtements de talus système Möller.  
 — p. 283. MÖLLER. Même sujet.
- 1900, p. 95. Essais de revêtements et murs de quai.  
 — p. 144. BRAMIGK. Planchers à tuyaux incorporés.  
 — p. 213. Puits de fondation en béton armé système Simons.



- 1900, p. 237. POMMER. Constructions système Hennebique.  
 — p. 617. RECHTERN. Palplanches en béton armé.  
 1901, p. 71. Poutres système Busso.  
 — p. 73. EGER. Revêtements de talus en béton armé.  
 — p. 108. HAESECKE. Planchers système Koenen (Plandecke).  
 — p. 379. MÖLLER. Revêtements de talus.  
 — p. 474. MOORMANN. Essai d'un linteau en béton armé.

*Der Civilingenieur.*

- 1893, p. 435. HARTIG. Propriétés élastiques des ciments et mortiers.  
*Oesterreichische Monatschrift für den öffentlichen Baudienst.*  
 1895, p. 195. Pont système Melan dans l'Edenpark à Cincinnati.  
 1896, p. 369. Pont système Melan sur le Klokuczka bach à Czernowitz.  
 — p. 465. MELAN. Constructions système Melan.  
 1899, p. 62. Pont système Melan au château d'Eichhorn (Moravie).

*Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst.*

- 1901, p. 637. WAGNER. Consolidation du Steudeltunnel du chemin de fer de ceinture de Vienne.  
 — p. 691. OELWEIN. La ligne du Donaucanal du chemin de fer métropolitain de Vienne.

*Schweizerische Bauzeitung.*

- Tome XVII, p. 66. Pont de Wildegg.  
 — XXV, p. 28. Chute d'un pont Monier à Zachau (Stargard)  
 — XXXII, p. 204. Constructions système Thomas et Steinhoff.  
 — XXXIII, p. 41 et suiv. RITTER. Le système Hennebique.  
 — XXXV, p. 65. SIMONS. Nouveau système de creusement de puits.  
 — XXXVI, p. 93 et suiv. ROSSHANDER. Applications et théorie du béton armé.  
 — XXXVII, p. 225. Le système Hennebique et ses applications.  
 — — p. 261. RECORDON. Le système Siegart.

*Stahl und Eisen.*

- 1892, p. 867. SCHLÜTER. Système Monier.  
 1895, p. 347. Chute d'un pont Monier à Zachau.

*Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen.*

- 1896, col. 159. MÖLLER. Constructions système Möller.  
 1898, col. 647. MÖLLER. Revêtements de talus système Möller.

- 1899, col. 161. Système Möller.  
 — col. 320. EGER. Revêtements de talus système Möller.  
 — col. 436. Essai d'un pont système Möller.  
 1901, col. 134. BARKHAUSEN. Étude des constructions en béton armé.

*Zeitschrift für Bauwesen.*

- 1894, col. 542. Expériences de M. Bauschinger sur l'élasticité des bétons de ciment.  
 1897, col. 143. MÖLLER. Constructions système Möller.  
 1899, col. 603. KERSIES. Canal de l'Oder à la Sprée.  
 — col. 609. WATTMANN. Murs de quai système Monier à Dantzig.  
 1901, col. 274. Canal de Dortmund à l'Ems.

*Zeitschrift des oesterreichischen Ingenieur und  
 Architekten-Vereines.*

- 1891, p. 172. BUZZI. Entrepôts de Trieste.  
 1892, p. 442. Essai de voussettes système Melan.  
 1893, p. 166. MELAN. Voussettes de planchers système Melan; théorie et essais.  
 — p. 305. SCHUSTLER. Pont sur la Neutra à Neuhäusel.  
 — p. 396 et suiv. VON EMPERGER. Les bâtiments en fer aux États-Unis.  
 1895, p. 552. VON EMPERGER. Ponts système Melan aux États-Unis.  
 — Rapport de la Commission des voûtes.  
 1896, p. 224 et suiv. VON EMPERGER. Essais à la rupture de hourdis de planchers (système Melan).  
 — p. 305. SPITZER. Calcul des voûtes Monier.  
 — p. 336. VON EMPERGER. Pont de Topeka.  
 — p. 365. VON THULLIE. Calcul des constructions Monier.  
 — p. 593 et suiv. MANDL. Théorie des constructions en ciment armé.  
 — p. 609. MELAN. Même sujet.  
 1897, p. 26. SPITZER. Théorie des constructions en ciment armé système Monier.  
 — p. 193. VON THULLIE. Calcul des dalles Monier.  
 — p. 351 et suiv. VON EMPERGER. Théorie des dalles en béton armé.  
 — p. 419. HERMANEK. Influence de la température sur les voûtes.  
 — p. 516. Conditions imposées à Vienne pour les escaliers en béton armé, système Neumüller.  
 — p. 694. HERMANEK. Influence de la température sur les constructions en béton armé.



- 1898, p. 22. OSTENFELD. Calcul des constructions Monier.
- p. 128. MELAN. Pont de Skodsborg.
  - p. 191. BERANECK. Bains populaires à Vienne.
  - p. 270 et suiv. SPITZER. Calcul des poutres en matériaux à élasticité variable.
  - p. 356. BRAUSEWETTER. Épreuve d'une construction système Cottancin à Hermannstadt.
  - p. 523. Conditions imposées à Vienne pour les escaliers en béton armé système Pittel et Brausewetter.
  - p. 530. SCHUSTLER. Pont de Sarajevo.
  - p. 549. VON THULLIE. Calcul des voûtes Monier.
  - p. 745. MELAN. Pont de Steyr.
- 1899, p. 539. VON THULLIE. Calcul des poutres en béton armé, système Hennebique.
- 1900, p. 133. VON THULLIE. Calcul des poutres en béton armé à nervure supérieure.
- p. 209. AST. Le système Hennebique.
  - p. 550. LERNET. Projet de mur de soutènement.
  - p. 731. Conditions imposées à Vienne pour les escaliers en béton armé système Pittel.
  - p. 771. Conditions imposées à Vienne pour les constructions système Hennebique.
  - p. 781. SPITZER. Essais de bétons armés.
- 1901, p. 97 et suiv. VON EMPERGER. Nouveaux systèmes et constructions en béton et fer.
- p. 191. SPITZER. Aperçu historique de la construction en béton armé.
  - p. 212. BRAUSEWETTER. Marches d'escalier en béton armé système Pittel.
  - Rapport de la deuxième Commission des voûtes.
  - p. 539. Murs de quai et de soutènement en béton armé, système Hennebique.
  - p. 665. SPITZER. Résultats d'essais de constructions en béton et en béton armé.

*Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.*

- 1894, p. 753. KURGASS. Distribution d'eau de Bad Oeynhausien.
- 1895, p. 489 ; 1896, p. 1381 et 1897, p. 241. BACH. Recherches sur l'élasticité des mortiers de ciment.

*Wochenschrift des österreichischen Ingenieur und  
Architekten-Vereines.*

- 1889, p. 404. Essai du pont de Matzleinsdorf.  
1890, p. 209. NEUMANN. Calcul des constructions Monier.  
— n° 24. MELAN. Même sujet.  
1891, n° 13. HOLZER. Pont de Mödling.

*The Doings of expanded metal.*

Journal des constructions en métal déployé aux États-Unis.

*The Engineer.*

- 1895, 1<sup>er</sup> sem., p. 398. Pont de Maryborough (Queensland).  
1898, 2<sup>e</sup> sem., p. 214. Usine de la Pacific Borax Co (système Ransome).  
1899, 1<sup>er</sup> sem., p. 360. Pont de Paterson (Système Melan).

*Engineering News.*

- 1895, 3 janvier. J.-B. JOHNSON. Théorie des dalles Monier.  
1899, 26 janvier. Ponts en béton armé dans l'Alleghany.  
1900, 6 décembre. Ponts de Green et Goat Islands.  
1901, 10 janvier. Réservoir à Louisville.  
— 11 avril. Ponts système Melan à Indianapolis.  
— 25 avril. W. V. J. Théorie des poutres en béton armé,  
— 27 juin. Essai au feu d'un plancher armé de métal déployé.  
— 18 juillet. Pont et aqueduc en béton armé sur le chemin de fer Illinois  
Central.  
— 1<sup>er</sup> août. THACHER. Ponts en béton armé à Porto-Rico.  
— 12 septembre. Essai d'une dalle en béton armé système Ransome.

*Engineering Record.*

- 1898, 16 avril. Pont de Topeka.  
— 10 décembre. Pont Franklin à Saint-Louis.  
1900, 26 mai. Projet de pont en béton armé.  
— 25 août. Usine Walker à Pittsburgh.  
— 6 octobre. Essais de planchers en béton armé de métal déployé.  
1901, 5 janvier. Réservoir à Louisville.  
— 16 février. Ponts de Green et Goat Islands.  
CHRISTOPHE. — Le béton armé.



- 1901, 29 juin. Le béton armé au Congrès de la Société américaine des ingénieurs civils.
- 3 août. THACHER. Ponts en béton armé à Porto-Rico.
  - 17 août. Planchers système Ransome dans une fonderie et des stations d'énergie.
  - 24 août. Les constructions en béton armé.
  - 7 septembre. Essai d'une dalle en béton armé système Ransome.
  - 21 septembre. Quelques données sur la construction en béton armé.
  - — Calcul et essai de constructions système Ransome.

*Minutes of proceedings of the Institution of civil engineers.*

- Vol. CV, p. 249. WEBSTER. Constructions incombustibles.
- CXXVIII, p. 1. SHANKLAND. Constructions à ossature d'acier à Chicago.
  - CXXXIII, p. 376. W. BEER. Le système Monier.
  - CXXXVII, p. 402. BROWN. Élasticité du ciment Portland.
  - CXXLI, p. 246. A. BARTON BRADY. Pont de Maryborough (Queensland).
  - CXLII, p. 288. DE BURGH. Tuyaux Monier dans les fondations de ponts.

*Transactions of the American Society of civil engineers.*

- Vol. XXXIV, p. 342, et XXXV, p. 425. HILL. Essais de hourdis de planchers.
- Vol. XXXIX, p. 617. HILL. Essais de dalles armées de métal déployé.

*Transactions of the American Society of mechanical engineers.*

- 1883, vol. IV, p. 488. WARD. Maison en béton armé.

*Annali della Societa degli ingegneri e degli architetti italiani.*

- 1897, p. 229 et suiv. Rapport de la Commission spéciale sur les applications du béton et du ciment armé.

*Giornale del Genio Civile.*

- 1899, p. 99. DIEGO. Plancher en béton armé à Naples.
- p. 581. BIGLIERI. Passerelle de la Polyclinique Humbert I<sup>er</sup> à Rome.

*De Ingenieur (La Haye).*

- 1898, p. 487 et suiv. SANDERS. Théorie des constructions en béton armé.
- 1899, p. 437. VAN HEUKELOM. Systèmes de couvertures de stations.
- p. 302 et suiv. VAN DE WIJNPERSSSE. Données empiriques sur l'application du béton armé aux planchers et poutres.

1899, p. 355 et suiv. SANDERS. De la valeur des données empiriques dans le calcul des constructions en béton armé.

1900, p. 50. KNUTTEL. Planchers de la Rijkspostspaarbank à Amsterdam.

1901, p. 558. SANDERS. Constructions en ciment armé.

*Tijdschrift van het koninklijk Instituut van Ingenieurs* (La Haye).

1893-94 (Comptes rendus), p. 39. TUTEIN NOLTHENIUS. Constructions système Monier. Aqueduc à Heusden.

1895-96 (Mémoires), p. 4. TUTEIN NOLTHENIUS. Essais de dalles Monier.

1896-97 (Comptes rendus), p. 102. TUTEIN NOLTHENIUS. Essais de dalles Monier et application aux fondations.

1899-1900 (Comptes rendus), p. 141. COOL. Le béton armé.

*Ingeniören* (Copenhague).

1896, 7 mars. GRUT. Expériences sur l'élasticité des mortiers de ciment à la traction.

1897, 2 janvier. OSTENFELD. Calcul des constructions Monier.

---





## INDEX ALPHABÉTIQUE

Les chiffres indiquent les numéros du texte

### A

Accidents, 634.  
Acides (Action des), 623.  
Acier, 399, 401. *Voy.* aussi Métal.  
*Actien-Gesellschaft für Beton und Monierbau. Voy. Beton und Monierbau.*  
Adhérence du béton au métal, 8, 14, 386, 459, 514, 515, 558, 609, 610.  
ADIE, 624.  
Age du béton (Influence de l'), 470, 476.  
Air (Action de l') sur l'armature, 622.  
Air comprimé (Fondations à l'), 329, 333.  
*Allemagne* (Le béton armé en), 3.  
AMBROSIUS, 17, 72, 415.  
*Amsterdamsche Fabriek van cement-ijzerwerken*, 147, 345, 379, 499.  
ANGLADE. *Voy.* SOULEYRE.  
*Angleterre* (Le béton armé en), 4.  
Aperçu historique, 2 à 6.  
Applications, 59 à 383.  
Appontements. *Voy.* Estacades.  
Appuis libres, 13, 569, 593, 624, 625.  
Aqueducs, 224, 243, 292, 336, 337, 438. *Voy.* aussi Canalisations, Ponts et Voûtements.  
Arcades, 46, 121 à 124, 144. *Voy.* aussi Arcs.  
Arcs.  
Applications, 87, 121 à 124, 144, 274 à 283, 367.

Calcul. *Voy.* Flexion (pièces courbes).  
Dispositions rationnelles, 601.  
Exécution, 424, 440, 442.  
Systèmes, 38 à 41, 46, 47.  
*Voy.* aussi Voûtes.  
Arcs métalliques comme armature, 43, 44, 46, 47, 427, 607, 622.  
*Voy.* aussi MELAN et WÜNSCH.  
Armatures (Utilisation des) pour l'établissement des coffrages, 425 à 428, 430, 595, 609. *Voy.* aussi Assemblées (Armatures).  
Articulations dans les voûtes, 40, 43, 262, 265, 267, 586, 587, 594, 624, 625.  
Assemblées (Armatures), 9, 14, 24, 34, 36, 43, 44, 47, 53, 413, 425, 595, 607, 609.  
*Autriche* (Le béton armé en), 3.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 617 à 635.

### B

BACH, 6, 453 à 456, 470, 499, 553.  
Bajoyers d'écluse, 302. *Voy.* aussi Quai (Murs de).  
BAKER, 453, 466.  
Balcons. *Voy.* Encorbellements.  
Barrages (Étanchement de), 376.  
*Voy.* aussi Étanchements.  
Barres de l'armature.  
Forme de la section, 607, 622.



- Pourcentage, 604, 605.  
 Préparation, 406, 411, 412.  
 Répartition, 491, 606.  
*Voy.* aussi Courbes (Armatures),  
 Droites (Armatures), Métal, Plats  
 (Fers), Profilés (Fers).
- Bassins. *Voy.* Réservoirs.
- Bateau en ciment armé, 2.
- Bâtiments, 59 à 217.
- Battage des pieux et palplanches, 449.
- BAUSCHINGER, 453, 458, 459, 466, 468,  
 471, 478, 622, 624.
- BEER, 478.
- Béton.  
 Action des liquides, 623.  
 Coefficients de travail, 551 à 558.  
 Composition, 385 à 398. *Voy.* aussi  
 Dosage.  
 Etude expérimentale, 451 à 459.  
 Fabrication, 402 à 404.  
 Mise en œuvre, 430 à 449.  
 Retraits, 504, 625.  
 Température (Influence de la), 435,  
 624.  
 Transport, 431.
- Beton und Monierbau (A.-G. für)*,  
 3, 35, 62, 65, 78, 79, 81, 82, 199,  
 202, 212, 222, 242, 247, 253, 292,  
 357, 478, 537. *Voy.* aussi KOENEN,  
 et MONIER.
- Bibliographie, à la fin du volume.
- Biefs. *Voy.* Canaux.
- BLAIR, 622.
- Blocs flottants, 332.
- BOCQUET, 344.
- Boisages. *Voy.* Coffrages.
- BONNA (Système).  
 Arcs (en général), 47.  
 Calculs empiriques, 545, 548, 550,  
 561.  
 Canalisations, 340 à 342, 447.  
 Combles, 209, 210.  
 Etanchements, 375.  
 Exécution, 387, 399, 413, 447.  
 Historique, 5.  
 Murs, 131, 145, 158, 209, 210.  
 Piliers, 53, 125, 158, 209, 210.  
 Ponts, 281.  
 Poutres (en général), 34.  
 Tuyaux, 56, 340 à 342, 447, 607.
- BOOTH, 622.
- BORDENAVE (Système).  
 Calcul (Méthode de), 548, 561.  
 Canalisations, 338, 339, 446.  
 Epreuves, 622.  
 Exécution, 387, 399, 446.  
 Historique, 5.  
 Réservoirs, 363.  
 Tuyaux, 56, 338, 339, 446, 607.
- BOUNICEAU, 624.
- BOUSSIRON (Système).  
 Calcul (Méthode de), 103, 130, 506.  
 Dalles (en général), 24, 25.  
 Etanchements, 376.  
 Exécution (en général), 395.  
 Piliers, 52, 130.  
 Planchers, 103, 104.  
 Poutres (en général), 33.  
 Réservoirs, 359.
- BRADY, 273.
- BRAMIGK, 22, 77, 88.
- BUCK, 268.
- BUSO, 33, 415.
- C**
- Caissons de fondation, 332, 333.
- Calcul des pièces en béton armé.  
 Méthodes empiriques, 535 à 550.  
 Méthode exacte, formules générales,  
 506 à 533.  
 Méthode exacte, formules pratiques,  
 563 à 591.  
 Méthodes théoriques diverses, 494  
 à 502.
- Canalisations.  
 Applications, 334 à 349.  
 Avantages et inconvénients du  
 béton armé, 334, 335, 623, 627,  
 630, 635.  
 Dispositions rationnelles, 335.  
 Exécution, 396, 438.  
*Voy.* aussi Tuyaux.
- Canaux, 334, 335, 345 à 349. *Voy.*  
 aussi Canalisations.
- Caniveaux, 334, 336. *Voy.* aussi Ca-  
 nalisations et Tuyaux.
- Cendres. *Voy.* Mâchefer.
- Chaleur (Transmission de la), 626,  
 628.
- Chambres-fortes, 372.

- CHASSIN, 5, 33, 56, 343, 362, 367.
- Châteaux d'eau, 358, 359, 360, 361, 378, 380. *Voy.* aussi Réservoirs.
- CHAUDY, 22, 24, 33, 34, 50, 183.
- Chaussées. *Voy.* Dallages.
- Chemin de fer (Ponts de), 221, 224, 225, 228, 241, 238, 283, 621. *Voy.* aussi Couvertures, Ponts et Voûtements.
- Cheminées d'usines, 336, 379.
- Chimiques (Actions), 622, 623.
- Chocs (Résistance aux), 521.
- Ciment, 385 à 388. *Voy.* aussi Béton.
- Cisaillement. *Voy.* Glissement.
- Citernes. *Voy.* Réservoirs.
- Classification des systèmes, 10 à 58.
- Cloisons. *Voy.* Murs extérieurs, intérieurs.
- Cockerill (*Société John*), 322.
- Coefficient d'élasticité du béton, 453 à 455, 552, 553.
- Coefficients des formules du béton armé, 551 à 562.
- Coefficients de résistance à la rupture, 471, 477, 483.
- Coefficient de sécurité, 451, 554.
- Coffrages, 9, 414 à 429, 430, 443 à 447, 448.
- COIGNET (EDMOND) (Système).  
 Calculs empiriques, 545.  
 Canalisations, 337, 438.  
 Divers, 378.  
 Encorbellements, 160.  
 Epreuves, 472.  
 Exécution (en général), 395.  
 Historique, 5.  
 Planchers, 109, 110, 415.  
 Poutres (en général), 33.  
 Réservoirs, 358.
- COIGNET (FRANÇOIS), 2.
- COIGNET et DE TEDESCO (Méthodes et expériences), 6, 453, 459, 496, 506.
- Collecteurs. *Voy.* Egouts.
- Colonnes. *Voy.* Piliers.
- Columbian Fireproofing Company*, 22.
- Combles.  
 Applications, 193 à 217.
- Avantages et inconvénients du béton armé, 194, 624 à 628.  
*Voy.* aussi Planchers.
- Commission des voûtes de la Société des ingénieurs et architectes de Vienne*, 453, 457, 478, 482, 483, 554, 618.
- Compression (Barres de). *Voy.* Double (Armature).
- Compression (Pièces courbes sollicitées à la).  
 Calcul, 507, 508, 547, 552, 554, 556, 559, 584.  
 Dispositions rationnelles, 597, 604, 606, 607, 615.  
 Systèmes, 55, 56.
- Compression (Pièces droites sollicitées à la).  
 Calcul, 507, 508, 535, 536, 552, 554, 556, 559, 564 à 567.  
 Dispositions rationnelles, 604, 606, 607, 608, 612, 615.  
 Epreuves, 482, 483.  
 Systèmes, 48 à 54.
- Comprimées (Pièces). *Voy.* Compression.
- Conductibilité du béton, 626, 628.
- Conduites. *Voy.* Canalisations et Tuyaux.
- CONSIDÈRE, 6, 453, 455, 485, 487, 502, 504, 555.
- Consoles. *Voy.* Encorbellements.
- Consolidation de ponts métalliques, 232, 622.
- Consolidation de rives.  
 Applications, 293, 307 à 314.  
 Avantages et inconvénients du béton armé, 293, 307, 310, 313, 314, 620, 623 à 625.  
 Calcul, 314. *Voy.* aussi Flexion.  
 Dispositions rationnelles, 310. *Voy.* aussi Flexion.  
 Exécution, 307 à 313.
- Contraction. *Voy.* Retraits et Température.
- COTTANCIN (Système).  
 Combles, 211.  
 Dalles (en général), 17.  
 Epreuves, 472.  
 Exécution (en général), 409.



- Historique, 5.  
 Planchers, 112, 415, 442.  
 Poutres (en général), 33.
- Coulage du béton, 387, 396, 404, 421, 422, 430, 433, 446, 447, 607, 626, 628, 629.
- COULAROU, 36.
- Coupoles, 213, 217. *Voy.* aussi Couvertures de réservoirs.
- Courbes (Armatures) dans les pièces droites comprimées, 54.
- Courbes (Armatures) dans les pièces droites fléchies.  
 But, 13, 14.  
 Calcul, 514, 540.  
 Dispositions rationnelles, 595, 610.  
 Systèmes, 18, 23, 31, 35.
- Courbes (Pièces). *Voy.* Compression, Extension et Flexion.
- Coût du béton armé, 635.
- Couvertures, 284, 285 à 290, 420, 622, *Voy.* aussi Ponts.
- Couvertures de réservoirs, 352, 357, 374. *Voy.* aussi Planchers, Réservoirs et Voûtes.
- Crèches (*Société des chaux et ciments de*), 33, 208, 430, 472, 621.
- Crevasses. *Voy.* Fissures.
- Croisées (Barres). *Voy.* Treillis (Armatures en).
- Culées de ponts, 245, 262, 270 à 272, 277, 280, 281, 282. *Voy.* aussi Fondations et Soutènements.
- Cuves. *Voy.* Réservoirs.
- CZARNIKOW, 22.
- D**
- Dallages, 383, 444.
- Dalles.  
 Calcul, 510 à 517, 537 à 540, 568 à 579.  
 Epreuves, 462, 466 à 471.  
 Systèmes, 11 à 14, 15 à 25.
- Dalles nervées. *Voy.* Poutres.
- Damage du béton, 404, 430, 432, 433, 556, 622, 625.
- Debout (Pièces chargées), 567.
- Décintringe, 441, 594. *Voy.* aussi Démoulage.
- Décoration  
 des façades, 146.  
 des murs intérieurs, 132.  
 des piliers, 125.  
 des planchers, 61.
- Défense de berges. *Voy.* Consolidation de rives.
- Définition du béton armé, 4.
- Déformations du béton armé. *Voy.* Déformations locales et Flexibilité.
- Déformations locales (Étude des), 484 à 488.
- Déformations permanentes, 453, 462, 505.
- DÉGON, 22, 33, 50, 52.
- DEMAY, 33.
- Démoulage, 418, 435, 446, 447, 448. *Voy.* aussi Décintringe.
- Digues (Étanchement de), 376. *Voy.* aussi Étanchements.
- Dilatations. *Voy.* Température.
- Dispositions rationnelles, 7 à 9, 592 à 616.
- DOBIE, 626.
- DONATH, 17, 22, 66, 74, 88, 428.
- DÖPKING. *Voy.* RECHTERN.
- Dosage du béton, 393 à 397, 470, 476, 504, 615, 616, 623, 625.
- Double (Armature).  
 Pièces courbes, 40, 43, 44, 46, 47, 596.  
 Pièces droites, 13, 14, 19, 24, 32 à 35, 36, 468, 475, 595.
- DRENCKHAHN et SUDHOP, 116. *Voy.* aussi MÖLLER.
- Droites (Armatures), 13, 17, 19, 22, 24, 30, 32 à 35.
- Droites (Pièces). *Voy.* Compression, Extension et Flexion.
- DURAND-CLAYE, 453, 624.
- DÜSING, 22.
- Dynamiques (Résistance aux effets), 621.
- E**
- Eau (Action de l'), 335, 623.
- Eau de malaxage (Quantité d'), 387, 396, 404, 433, 556, 625, 626, 628, 629.

- Eau de mer, 397, 622, 623.
- Ecartement des poutres de planchers, 603.
- Echafaudages, 431. *Voy.* aussi Coffrages.
- Ecluse (Bajoyers d'), 302. *Voy.* aussi Quai (Murs de).
- Economie du béton armé, 635.
- Ecrouis (Métaux), 400, 410, 411, 561, 613, 614.
- Effets dynamiques (Résistance aux), 621.
- Efforts tranchants, 568 à 570, 580. *Voy.* aussi Glissement.
- Efforts tranchants à la rupture, 474 à 477.
- Egouts, 334, 336, 338, 623. *Voy.* aussi Tuyaux.
- Elargissement de ponts ou quais. *Voy.* Encorbellements.
- Elasticité du béton  
à la compression, 453 à 456.  
à la traction, 457.
- EMPERGER (VON), 4, 34.
- Empiriques (Calculs), 6, 535 à 550.
- Emplacement de l'armature dans la paroi des tuyaux et réservoirs circulaires, 56, 58, 597.
- Encastresments, 13, 569, 593, 624, 625.
- Encorbellements.  
Applications (Bâtiments), 160 à 164.  
— (Travaux publics), 315 à 318.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 160, 315, 631.  
Calculs, 160. *Voy.* aussi Flexion.  
Dispositions rationnelles, 160. *Voy.* aussi Flexion.  
Exécution. *Voy.* Planchers.  
Systèmes. *Voy.* Flexion.
- Enduits, 443. *Voy.* aussi Revêtements.
- Entrepôts (Avantages et inconvénients du béton armé dans les), 626, 627, 628, 630, 635.
- Entretoises. *Voy.* Liaisons transversales.
- Enveloppes de réservoirs, 380, 628.
- Epaisseur relative des dalles, 469, 599.
- Epreuves du béton armé  
au choc, 621.  
au feu, 626.  
de réception, 461 à 463.  
à la rupture, 464 à 483.  
*Voy.* aussi Etude expérimentale.
- Escaliers.  
Applications, 179 à 187.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 626, 631.  
*Voy.* aussi Planchers.
- Essais. *Voy.* Epreuves.
- Estacades  
à claire-voie, 319 à 322.  
en encorbellement, 317, 318.  
*Voy.* aussi Encorbellements et Pieux.
- Etanchéité. *Voy.* Imperméabilité.
- Etanchements.  
Applications, 372 à 377.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 372.  
Exécution, 377, 396, 422.  
*Voy.* aussi Canalisations et Réservoirs.
- Etat hygrométrique (Influence de l') du béton. *Voy.* Retraits.
- États-Unis (Le béton armé aux), 4.
- Etendues (Pièces). *Voy.* Extension.
- Etriers. *Voy.* Liaisons transversales
- Etude expérimentale  
du béton, 451 à 459.  
du béton armé, 460 à 488.
- Etude théorique du béton armé, 489 à 533.
- Exécution, 9, 384 à 449.
- Expériences. *Voy.* Epreuves et Etude expérimentale.
- Extension (Pièces courbes sollicitées à l').  
Calcul, 509, 548, 560, 561, 585.  
Dispositions rationnelles, 597, 606, 607.  
Systèmes, 57, 58.
- Extension (Pièces droites sollicitées à l').  
Calcul, 509, 560, 561.  
Epreuves, 486.



Extrados courbe (Voûtes à), Systèmes, 40, 43.

Extrados plat (Voûtes à), Systèmes, 40, 44.

## F

### Fabrication

- de l'armature, 405 à 413.
- du béton, 402 à 404.
- de pièces diverses, 415, 429.
- des pieux et palplanches, 448.
- des tuyaux, 445 à 447.

Façades. *Voy.* Murs extérieurs.

FAIRBAIRN, 4, 44.

Fer, 399, 400. *Voy.* aussi Métal.

*Fer-béton.* *Voy.* MATRAI (Système).

FERET, 438, 439.

Fers (Préparation des), 405 à 413.

Feu (Résistance au), 626.

Fil de fer, 400, 561. *Voy.* aussi Ligatures, MATRAI (Système) et Toiles métalliques.

Fissures, 497, 502, 504, 618, 624, 625. *Voy.* aussi Rupture (Mode de),

Flambage des pièces droites comprimées, 567.

Fléchies (Pièces). *Voy.* Flexion.

Flexibilité des pièces en béton armé, 462, 463, 465, 479, 619.

Flexion composée (en général), 526 à 533. *Voy.* aussi Flexion (Pièces courbes).

Flexion (Pièces courbes sollicitées à la).

Calcul, 526 à 533, 549, 550, 553, 555, 556, 559 à 561, 586 à 591.

Dispositions rationnelles, 594, 596, 601, 606, 607, 611.

Epreuves, 463, 478 à 481.

Systèmes, 38 à 47.

Flexion (Pièces droites sollicitées à la).

Calcul, 510 à 533, 537 à 546, 553, 555 à 562, 568 à 583.

Dispositions rationnelles, 593, 595, 598 à 600, 602, 603, 605 à 607, 609, 610, 613, 616.

Epreuves, 462, 465 à 477, 487, 488.

Hypothèses, 490 à 506.

Systèmes, 11 à 37.

Flexions secondaires. *Voy.* Secondaires (Efforts).

### Fondations.

Applications (Bâtiments), 165 à 178.  
— (Travaux publics), 323

à 333.

Avantages et inconvénients du béton armé, 165, 323, 619, 620, 635.

Calcul, 166, 167. *Voy.* aussi Flexion. Dispositions rationnelles, 166, 467. *Voy.* aussi Flexion.

### Formules du béton armé.

Empiriques, 535 à 550.

Exactes (formules générales), 507 à 533.

Exactes (formules pratiques), 563 à 591.

Fortifications, 621.

Fosses d'aisance. *Voy.* Réservoirs.

Four à chaux, 626.

FOWLER, 466.

France (Le béton armé en), 1, 5.

FRÜHLING, 626.

Fumée (Canaux de), 334, 344, 345. *Voy.* aussi Canalisations.

## G

Galleries, 284, 336, 337, 438. *Voy.* aussi Canalisations, Couvertures, Tunnels et Voûtements.

GARRETT, 622.

GARY, 482, 483, 554, 623.

GESCHE, 50.

Glacières. *Voy.* Réservoirs.

Glissement (Efforts de) dans les pièces courbes fléchies.

Epreuves, 480.

Généralités, 41.

*Voy.* aussi Liaisons transversales.

Glissement (Efforts de) dans les pièces droites fléchies.

Calcul, 512 à 514, 516, 520, 521, 524, 557, 558, 578.

Dispositions rationnelles, 598, 609, 610.

Epreuves, 473 à 475, 477.

Généralités, 8, 12, 14.  
*Voy.* aussi Liaisons transversales.  
 Glissement (Résistance du béton aux efforts de), 458, 459.  
 GOLDING (Système).  
 Arcs (en général), 46.  
 Calculs empiriques, 549.  
 Epreuves, 478.  
 Planchers, 87, 417, 428.  
 Réservoirs, 366, 367.  
*Voy.* aussi *Métal déployé*.  
 Gravier, 390.  
 GRENIER, 485.  
 Grillages métalliques comme armature, 17, 18, 44, 408, 409, 468. *Voy.* aussi Toiles.  
 GRÜNING et REISSNER, 44.  
 GRUT et NIELSEN, 457, 498.  
 Guérites, 381.

## H

Habitations (Avantages et inconvénients du béton armé dans les), 131, 145, 620, 624 à 630, 635.  
 HABRICH (Système).  
 Combles, 215, 216.  
 Dalles (en général), 22.  
 Exécution (en général), 412.  
 Planchers, 73, 83.  
 Voûtes (en général), 43.  
 HAERENS, 588.  
 HANISCH, 466, 471.  
 Hansa-Decke, 44.  
 HAREL DE LA NOË, 6, 34, 52, 241, 490, 505.  
 HARTIG, 453, 457, 497.  
 Hauteur relative des poutres droites, 474, 599.  
 HELM, 22.  
 HENNEBIQUE (Système).  
 Arcs (en général), 46, 611.  
 Calculs empiriques, 6, 89, 96, 127, 535, 539, 542 à 544.  
 Canalisations, 347 à 349.  
 Combles, 203 à 207, 217.  
 Consolidation de rives, 314.  
 Couvertures, 285, 286, 420.  
 Dalles (en général), 17, 20, 25, 610.

Divers, 381.  
 Encorbellements, 160 à 164, 315 à 318.  
 Epreuves, 462, 472, 473, 483, 488, 621, 626.  
 Escaliers, 184 à 186.  
 Estacades, 319 à 321.  
 Etanchements, 377.  
 Exécution (en général), 390, 395 à 397, 406, 407, 415, 430.  
 Fondations, 170 à 173, 175, 178, 325, 330, 332.  
 Historique, 5.  
 Murs, 50, 131, 142 à 144, 145, 150 à 154, 422, 436.  
 Pieux et palplanches, 178, 304, 305, 330, 448, 449.  
 Piliers, 52, 126 à 129, 421, 436, 604.  
 Planchers, 89 à 92, 95 à 102, 119, 121 à 123, 415, 418, 432 à 435, 442.  
 Ponts, 223, 225, 227 à 232, 274 à 280, 420, 424, 440, 442, 634.  
 Poutres (en général), 36, 610.  
 Quai (Murs de), 304, 305.  
 Réservoirs, 360, 361, 368 à 370.  
 Soutènement (Murs de), 296, 297.  
 Terrasses, 189, 191, 192.  
 Voûtes (en général), 44, 611.  
 HILL, 466.  
 Histoire du béton armé, 2 à 6.  
 HOLZER, 22.  
 Homogénéité du béton armé, 491, 606.  
 Hongrie (Le béton armé en), 3.  
 HOOKE (Loi de), 454.  
 Hôpitaux (Avantages et inconvénients du béton armé dans les), 626, 627, 630, 635.  
 Hourdis entre poutrelles.  
 Applications, 62 à 87, 195 à 202.  
 Exécution, 417.  
 HUGUET, 50.  
 HYATT (Système), 4, 17, 30.  
 Hypothèses des théories du béton armé, 490 à 506.

I

Impénétrabilité du béton armé, 630.  
 Imperméabilité du béton armé, 335, 353, 396, 627.  
 Incendies (Résistance aux), 626.



Incombustibilité, 626.  
 Inconvénients (Avantages et) du  
 béton armé, 617 à 635.  
 Indépendantes (Armatures à barres).  
 Dalles, 15, 21 à 25, 598.  
 Voûtes, 43, 44, 611.  
 Invariabilité des sections transver-  
 sales planes, 492.  
 Invention du béton armé, 2.

## J

Jetées. *Voy.* Estacades et Mòles.  
 Joints de reprise, 418, 430, 434, 437,  
 625.  
 Joints de retrait et de dilatation,  
 434, 625.  
 JOLY (DE), 486.

## K

KLETT, 23, 34, 200, 201, 515.  
 KOENEN (Méthode), 6, 537, 538, 550.  
 KOENEN (Systèmes), 3, 18, 30, 34, 65,  
 78, 79, 88, 417, 537.  
 KÖPKE, 267, 594.

## L

Laitier (Ciments de), 388.  
 LAMBOT, 2.  
 LANGEN. *Voy.* SCHMIDT.  
 Lavoirs, 365. *Voy.* aussi Réservoirs.  
 LEFORT (Méthode), 6, 494, 545.  
 LEFORT (Système), 24, 33.  
 LEIBBRAND (VON), 594.  
 Liaisons transversales dans les pièces  
*courbes fléchies.*  
 But, 41.  
 Dispositions rationnelles, 611.  
 Systèmes, 43, 44, 46, 47.  
 Liaisons transversales dans les pièces  
*droites comprimées.*  
 But, 49.  
 Dispositions rationnelles, 608.  
 Exécution, 407.  
 Systèmes, 50 à 54.

Liaisons transversales dans les pièces  
*droites fléchies.*

But, 44.  
 Calcul, 515, 516, 520, 521, 524, 544,  
 562, 579.  
 Dispositions rationnelles, 609.  
 Exécution, 407.  
 Systèmes, 19, 22, 24, 25, 27, 33, 36.

LIDY, 623.

Ligatures, 17, 19, 33, 47, 407. *Voy.*  
 aussi Liaisons transversales.

LILIENTHAL, 18, 70, 408, 428.

Limite d'élasticité du béton, 456.

Linteaux, 144. *Voy.* aussi Poutres.

Liquides (Action des) sur le béton,  
 623.

LOCHER, 31, 610.

LUIPOLD, 36.

LUTHER, 50.

LÜTKEN, 6, 500.

## M

Mâchefer, 392, 398, 556, 622, 626 à  
 630.

Magasins. *Voy.* Entrepôts.

Maisonnettes transportables, 381.

Malaxage du béton, 402 à 404.

MANDL, 6, 494, 504.

MANET-RABUT (Appareils), 488.

MARX. *Voy.* MÜLLER.

*Maschinenbau A.-G. Nürnberg. Voy.*  
 KLETT.

Masse du béton armé, 620.

Matériaux, 385 à 401.

MATRAI (Système).

Calculs empiriques, 536, 540, 546.

Couvertures, 289, 290.

Dalles (en général), 18.

Divers, 382.

Epreuves, 622, 626.

Escaliers, 487.

Exécution (en général), 392, 413.

Historique, 5.

Piliers, 54, 125, 289.

Planchers, 88, 114, 115, 426.

Ponts, 634.

Poutres (en général), 36, 37.

Voûtes (en général), 44.

MAZAS (DE) 6, 494.

- MEIER, 504, 624, 625.
- MELAN (Méthode), 6, 495.
- MELAN (Système).  
 Calcul (Méthode de), 591.  
 Épreuves, 478, 481.  
 Exécution (en général), 390, 394, 399, 413.  
 Historique, 3.  
 Planchers, 84.  
 Ponts, 256 à 267, 427, 430, 439.  
 Voûtes (en général), 43, 491, 594, 607, 611.
- Mer (Travaux à la), 397, 622, 623.
- Métal.  
 Mise en œuvre, 430 à 442.  
 Nature, 399 à 401, 612, 613.  
 Oxydation, 622.  
 Préparation, 405 à 413.  
 Taux de travail, 551, 559 à 562.
- Métal déployé.  
 Calculs empiriques, 69, 538.  
 Canalisations, 344.  
 Combles, 197.  
 Dalles (en général), 17, 18, 19, 561, 614.  
 Divers, 383.  
 Épreuves, 466, 467, 622, 626.  
 Escaliers, 182.  
 Exécution (en général), 392, 410.  
 Fondations, 168, 174, 325, 327.  
 Historique, 4.  
 Murs, 50, 131, 139 à 144, 145, 148, 149.  
 Piliers, 53, 428.  
 Planchers, 68, 69, 417.  
 Ponts, 239.  
 Poutres (en général), 34.  
 Réservoirs, 366, 367.  
 Soutènement (Murs de), 295.  
 Tuyaux, 344.  
 Voûtes (en général), 43, 44.  
 Voy. aussi GOLDING (Système).
- Méthodes de calcul du béton armé.  
 Empiriques, 535 à 550.  
 Exacte (Formules générales), 506 à 533.  
 Exacte (Formules pratiques), 563 à 591.  
 Théoriques diverses, 494 à 502.
- MEYER, 576.
- Mise en œuvre du béton et du métal, 430 à 449.
- Mixtes (Armatures), 43, 20, 25, 36.  
 Voy. aussi Courbes (Armatures).
- Môles, 332.
- MÖLLER (Systèmes).  
 Arcs (en général), 46.  
 Calculs empiriques, 540.  
 Consolidations de rives, 310 à 312.  
 Couvertures, 288.  
 Épreuves, 472, 473.  
 Historique, 3, 5.  
 Planchers, 116, 428.  
 Ponts, 235 à 237, 283.  
 Poutres (en général), 31, 35, 515, 599, 607, 610.
- Moments fléchissants, 568 à 570, 586, 587, 591.
- Moments de rupture, 468 à 471, 474 à 477.
- MONIER (Système).  
 Calculs empiriques, 6, 63, 537, 548, 550.  
 Canalisations, 336, 337, 345, 346, 438, 445.  
 Combles, 195, 212, 213.  
 Consolidations de rives, 307, 308.  
 Dalles (en général), 17, 19, 598.  
 Divers, 379, 380, 383.  
 Épreuves, 466 à 471, 478 à 481, 622, 626.  
 Escaliers, 181.  
 Etanchements, 373, 374.  
 Exécution (en général), 300, 394, 395, 406, 407, 415, 430.  
 Fondations, 167, 174, 325, 326, 329, 331, 332.  
 Historique, 2, 3.  
 Murs, 50, 131, 133 à 137, 145, 147, 422, 436.  
 Planchers, 62, 63, 80 à 82, 88, 118, 415.  
 Ponts, 218, 222, 224, 242 à 255, 261, 423, 437, 443, 634.  
 Ponts (en général), 30.  
 Quai (Murs de), 298 à 303.  
 Réservoirs, 350, 354 à 358, 364, 365.  
 Soutènement (Murs de), 294.  
 Terrasses, 490.  
 Tuyaux, 56, 336, 445.  
 Voûtements, 291, 292.  
 Voûtes (en général), 43, 44, 594, 611.
- Monolithes (Constructions).  
 Applications, 88 à 116, 203 à 211, 224 à 241.



- Calcul, 582. *Voy.* aussi Flexion.  
 Exécution, 418 à 420, 432 à 433.  
 Raideur, 619.  
*Voy.* aussi Arcs et Voûtes.
- MORELAND, 44.
- Mortier. *Voy.* Béton.
- Moulage de pièces à l'avance.  
 Pièces diverses, 414, 415, 429.  
 Pieux et palplanches, 448.  
 Tuyaux, 445 à 447.
- Moules. *Voy.* Coffrages.
- Moules (Armatures utilisées comme),  
 44, 53, 428.
- MÜLLER, 17, 18, 67, 88, 626.
- Murs extérieurs.  
 Applications, 145 à 159.  
 Avantages et inconvénients du  
 béton armé, 145, 620, 624 à 630.  
*Voy.* aussi Murs intérieurs.
- Murs intérieurs.  
 Applications, 131 à 144.  
 Avantages et inconvénients du  
 béton armé, 131, 620, 626 à 630.  
 Calcul. *Voy.* Compression (Pièces  
 droites).  
 Dispositions rationnelles. *Voy.* Com-  
 pression (Pièces droites).  
 Exécution, 422, 436.  
 Systèmes, 50.
- Murs de quai. *Voy.* Quai.
- Murs de revêtement. *Voy.* Quai (Murs  
 de).
- Murs de soutènement. *Voy.* Soutène-  
 ment.
- N**
- Nervures arquées. *Voy.* Arcs.
- Nervures droites. *Voy.* Poutres.
- NEUMANN, 6, 494.
- NÉVILLE, 19.
- NIELSEN. *Voy.* GRUT.
- Nuremberg (*Société de construction de  
 machines de*). *Voy.* KLETT.
- O**
- ODORICO, 255.
- Origines du béton armé, 2.
- OSTENFELD, 6, 498.
- Outils de damage, 433.
- Oxydation de l'armature, 622.
- P**
- Palplanches en béton armé.  
 Applications, 304 à 306, 314.  
 Avantages et inconvénients, 623.  
 Calcul. *Voy.* Flexion (Pièces droites).  
 Dispositions rationnelles. *Voy.*  
 Flexion (Pièces droites).  
 Épreuves, 488.  
 Exécution, 448, 449.  
 Systèmes. *Voy.* Flexion (Pièces  
 droites).  
*Voy.* aussi Pieux en béton armé.
- Passages inférieurs de chemins de fer,  
 224, 225, 228, 258. *Voy.* aussi Ponts  
 et Voûtements.
- Passages supérieurs de chemins de  
 fer, 232, 240, 245, 246, 622. *Voy.*  
 aussi Couvertures, Passerelles et  
 Ponts.
- Passerelles, 221, 229, 231, 236, 247,  
 254, 261, 264, 277, 278. *Voy.* aussi  
 Ponts.
- PATTERSON, 239.
- PAVIN DE LAFARGE, 33, 52, 111, 159,  
 234, 442, 545.
- Permanentes (Déformations), 453,  
 462, 505.
- Phares et balises (*Service des*), 457,  
 459, 485, 486.
- Phases d'exécution, 430.
- PICQ, 36.
- Pièces courbes, droites, comprimées,  
 étendues, fléchies. *Voy.* Courbes,  
 Droites, Compression, Extension,  
 Flexion.
- Pierraille, 391.
- Pieux en béton armé.  
 Applications (Bâtiments), 178.  
 — (Travaux publics), 227,  
 304 à 305, 314, 320, 321, 330, 370.  
 Avantages et inconvénients, 621,  
 623.  
 Calcul. *Voy.* Compression (Pièces  
 droites).  
 Dispositions rationnelles. *Voy.* Com-  
 pression (Pièces droites).  
 Exécution, 448, 449.



- Systèmes. *Voy.* Compression (Pièces droites).  
*Voy.* aussi Piliers.
- Pieux en bois (Protection des). *Voy.* Protection.
- PIKETTY, 47, 282.
- Piles de ponts, 227, 241, 275, 280.  
*Voy.* aussi Fondations, Murs, Pieux, Piliers.
- Piliers.  
Applications, 425 à 430, 444.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 620, 621, 626, 630, 635.  
Calcul. *Voy.* Compression (Pièces droites).  
Dispositions rationnelles. *Voy.* Compression (Pièces droites).  
Épreuves. *Voy.* Compression (Pièces droites).  
Exécution, 421, 436.  
Systèmes, 51.
- Pilonnage. *Voy.* Damage.
- Pilots. *Voy.* Pieux.
- Plaine-Saint-Denis (*Société des travaux en ciment de la*), 183, 365.
- PLANAT, 6, 504.
- Planchers.  
Applications, 60 à 124.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 619 à 623, 626 à 632, 635.  
Calcul. *Voy.* Flexion.  
Dispositions rationnelles, 602, 603.  
*Voy.* aussi Flexion.  
Épreuves. *Voy.* Flexion.  
Exécution, 414, 415, 417 à 419, 426, 430, 432 à 435, 442, 444.  
Systèmes. *Voy.* Flexion.
- Planchers à poutres. *Voy.* Poutres.
- Plandecke (*Koenensche*), 30, 79, 417.
- Plaques. *Voy.* Dalles.
- Plaquettes, 391.
- Plateformes de fondations, 466 à 469, 471 à 473, 474, 325, 326 à 328.
- Plats (Fers) comme armature, 17, 22, 23, 24, 31, 33, 43, 46, 56, 607, 622.
- Plîées (Barres). *Voy.* Courbes (Armatures) et Mixtes (Armatures).
- Pneumatiques (Fondations), 329, 333.
- Poids du béton armé, 398, 620.
- Ponce (Pierre), 392, 398, 556, 626 à 630.
- Ponceaux. *Voy.* Aqueducs.
- Ponts.  
Applications, 218 à 283.  
Avantages et inconvénients du béton armé, 620, 621, 622, 624, 625, 631, 635.  
Calcul. *Voy.* Flexion.  
Dispositions rationnelles. *Voy.* Flexion.  
Épreuves. *Voy.* Flexion.  
Exécution, 420, 423 à 425, 427, 437 à 442. *Voy.* aussi Planchers.  
Systèmes. *Voy.* Flexion.
- Ponts-aqueducs, 234. *Voy.* aussi Ponts-canaux.
- Ponts-canaux, 221, 234, 255, 275, 602.  
*Voy.* aussi Canalisations et Ponts.
- Ponts métalliques (Consolidation de), 232, 622.
- Porte-à-faux. *Voy.* Encorbellements.
- Portland (Ciment), 385, 386.
- Poteaux. *Voy.* Piliers.
- POTTHOFF, 73. *Voy.* aussi HABRICH.
- Pourcentage en métal.  
Pièces comprimées, 565, 604.  
Pièces droites fléchies, 468, 475, 572, 573, 581, 605.
- Poussier, 391.
- Poutrelles droites comme armature, 9, 14, 24, 34, 36, 426, 607, 622.
- Poutres droites (en général).  
Épreuves, 462, 472 à 477.  
Systèmes, 11 à 14, 26 à 37.  
*Voy.* aussi Section des poutres (Forme de la).
- Poutres en T droit.  
Calcul, 518 à 521, 541 à 544, 580, 582, 583.  
Systèmes, 26, 27, 29 à 36.
- Poutres en T renversé.  
Calcul, 522 à 525.  
Systèmes, 37.
- Poutres métalliques droites comme armature, 9, 14, 24, 34, 36, 426.
- Poutres rectangulaires.  
Calcul, 510 à 517, 545, 546, 580, 581.  
Systèmes, 11, 28.



- Préparation des fers, 405 à 413.  
 Principes du béton armé, 7 à 9.  
 Prise du béton. *Voy.* Ciment, Décintage, Démoulage et Retraits.  
 Priserapide (Ciments à). *Voy.* Rapide.  
 Prix du béton armé, 635.  
 Procédés de construction, 414, 430.  
 Profilés (Fers) comme armature, 17, 22, 24, 30, 34, 36, 43, 44, 46, 47, 53, 54, 56, 58, 607, 622. *Voy.* aussi Assemblées (Armatures).  
 Protection des pieux en bois, 303, 306, 331, 623.  
 Puits en béton armé.  
   Bâtiments, 176, 177.  
   Travaux publics, 329.  
   *Voy.* aussi Tuyaux.
- Q**
- Quai (Murs de).  
   Applications, 293, 298 à 306, 317.  
   Avantages et inconvénients du béton armé, 293, 620, 621, 623 à 625, 635.  
   Calculs, 298, 304. *Voy.* aussi Flexion.  
   Dispositions rationnelles, 298, 304. *Voy.* aussi Flexion.  
 Quais en encorbellement. *Voy.* Encorbellements.  
 Quais de stations, 382.
- R**
- RABITZ (Systèmes).  
   Consolidations de rives, 313.  
   Dalles (en général), 17.  
   Historique, 3.  
   Murs, 50, 138, 147.  
   Planchers, 64, 408.  
 RABUT, 34, 240, 545. *Voy.* aussi MANET.  
 Radiers généraux, 166 à 169, 171 à 173, 325.  
 Raideur du béton armé, 619.  
 RANKINE (Formule de), 567.  
 RANSOME (Système).  
   Dalles (en général), 22, 561.  
   Divers, 379.  
   Encorbellements, 160.  
   Epreuves, 459, 472.  
   Exécution (en général), 411.  
   Historique, 4, 5.  
   Murs, 50, 131, 145, 155 à 157, 422.  
   Piliers, 32, 421.  
   Planchers, 105 à 108, 415, 419, 434.  
   Poutres (en général), 30, 33, 561.  
 Rapide (Ciments à prise), 337, 387, 396, 443, 446, 447, 556.  
 Rapidité d'exécution, 632.  
 Rationnelle (Étude) du béton armé, 7 à 9, 592 à 616.  
 Réception (Epreuves de), 461 à 463.  
 RECHTERN, VERING et DÖPKING, 306, 448, 449.  
 Réfection d'ouvrages en maçonnerie, 372 à 377.  
 Réfection d'ouvrages métalliques, 232, 372, 622.  
 Règles logarithmiques, 576.  
 REISSNER, 44.  
 Répartition (Barres de).  
   Dalles, 15, 16 à 20, 468, 598.  
   Voûtes, 43 à 45.  
 Répartition des barres de l'armature, 606.  
 Reprise (Joints de), 418, 430, 434, 437, 625.  
 RÉSAL, 6, 494.  
 Réseaux métalliques comme armatures. *Voy.* Treillis (Armatures en).  
 Réservoirs.  
   Applications, 350 à 371.  
   Avantages et inconvénients du béton armé, 350, 622, 623, 627, 628, 635.  
   Dispositions rationnelles, 351 à 353, 597.  
   Exécution, 396, 443.  
   *Voy.* aussi Enveloppes, Etanchements et Tuyaux.  
 Résistance du béton  
   à la compression, 451.  
   au glissement, 452.  
   à la traction, 457.  
 Résistance du béton armé  
   aux actions chimiques, 622, 623.  
   aux charges statiques, 618.



- aux effets dynamiques, 621.  
 au feu, 626.  
 à la rupture, 471, 477, 483.
- Retraits du béton, 504, 625. *Voy.* aussi Dosage et Température.
- Revêtements  
 des combles, 194.  
 des façades, 146.  
 Des marches d'escaliers, 180.  
 des murs intérieurs, 132.  
 des piliers, 125.  
 des planchers, 61.  
 des ponts, 221.  
 des terrasses, 189.  
*Voy.* aussi Dallages, Enduits et Etanchements.
- Revêtement (Murs de). *Voy.* Quai (Murs de).
- Revêtements de talus. *Voy.* Consolidation de rives.
- Rippendecke (Koenensche)*, 34, 78, 88, 417.
- RITTER, 6, 501.
- ROEBLING (Système).  
 Epreuves, 622, 626.  
 Exécution, 392, 408.  
 Piliers, 53, 428.  
 Planchers, 86, 428.  
 Voûtes (en général), 44.
- ROSSI, 23.
- RÖSSLER, 22, 72, 415.
- Rouille, 622.
- Rupture (Epreuves à la), 464 à 483.  
 Rupture (Mode de) du béton armé, 465, 467, 473, 480, 483.
- S**
- Sable, 390.
- SANDERS (Méthode), 6, 499.
- SANDERS (Système), 37.
- SCHLÜTER, 17, 196, 214, 380.
- SCHMIDT et LANGEN, 72, *Voy.* aussi AMBROSIUS.
- SCHUMANN, 504, 625.
- Scories, *Voy.* Mâchefer.
- Secondaires (Efforts).  
 Pièces courbes fléchies, 41, 480, 611.  
 Pièces droites comprimées, 48, 49, 483, 567, 604, 608.  
*Voy.* aussi Glissement (Efforts de.)
- CHRISTOPHE. — Le béton armé,  
 Section des barres (Forme de la), 607, 622. *Voy.* aussi Plats (Fers) et Profilés (Fers).  
 Section des poutres (Forme de la), 474, 600, 602.  
 Sections transversales planes (Invariabilité des), 492.  
 Semelles de fondation, 166 à 173, 325.  
 Sheds (Toitures à), 206, 208.  
*Sidéro-ciment. Voy.* BORDENAVE (Système).  
 SIEGWART, 36, 415.  
 Silos, 350, 351, 370 *Voy.* aussi Réservoirs.  
 SIMONS, 177.  
 Simple (Armature).  
 Pièces courbes, 40, 596.  
 Pièces droites, 13, 17, 18, 22, 23, 30, 31, 595.  
 Siphons, 343. *Voy.* aussi Canalisations et Tuyaux.  
*Société des constructions Monier* (de Berlin). *Voy.* *Beton und Monierbau*.  
 Soins d'exécution, 633.  
 Solidarité du béton et du métal, 486, 490.  
 Sonorité du béton armé, 629.  
 SOULEYRE et ANGLADE, 453, 454, 456, 457.  
 Souplesse du béton armé, 631.  
 Soutènement (Murs de).  
 Applications, 293, 294 à 297.  
 Avantages et inconvénients du béton armé, 293, 620, 624, 625, 635.  
 Calculs, 294, 297. *Voy.* aussi Flexion.  
 Dispositions rationnelles, 294, 297, *Voy.* aussi Flexion.  
 Souterrains. *Voy.* Couvertures, Tunnels et Voûtements.  
 SPITZER, 6, 466, 471, 500, 588.  
 Squelette du béton, 389 à 392.  
 STAPF, 23, 34.  
 Statiques (Résistance aux charges), 618.  
 STEINHOFF. *Voy.* HABRICH.



STELLET, 33.  
 STOLTE, 22, 71, 445.  
 SUDHOP. *Voy.* DRENCKHAHN.  
 Symétrique (Armature) dans les  
 pièces fléchies.  
 Pièces courbes, 40, 43, 47, 529, 531,  
 533, 596.  
 Pièces droites, 13, 24, 33, 34, 545,  
 552, 577, 595.  
*Voy.* aussi Double (Armature).  
 Systèmes, 10 à 58.

## T

Tableaux de résistance, 575.  
 Taux de travail  
 du béton, 554 à 558.  
 du métal, 559 à 562.  
 TEDESCO (DE). *Voy.* COIGNET.  
 Température (Influence de la), 435,  
 503, 593 à 596, 598, 624, 625.  
 Tensions initiales, 503 à 505.  
 Terrasses.  
 Applications, 188 à 192.  
 Avantages et inconvénients du  
 béton armé, 189, 624 à 628.  
*Voy.* aussi Planchers.  
*Terrast-Baugesellschaft*, 70. *Voy.* aussi  
 LILIENTHAL.  
 TETMAJER, 453.  
 THACHER, 269.  
 Théorie, 6, 450 à 616.  
 THOMAS et STEINHOFF. *Voy.* HABRICH.  
 THULLIE (VON), 6, 37, 497, 506.  
 Toiles métalliques comme armature,  
 17, 18, 44, 50, 53, 56, 38, 408, 409,  
 468.  
 Toiturés. *Voy.* Combles.  
 Tordues (Barres), 22, 30, 33, 52, 73,  
 411, 412, 561. *Voy.* aussi HABRICH  
 et RANSOME.  
 Traction. *Voy.* Extension.  
 Transmission de la chaleur, 626,  
 628.  
 Transport du béton, 431.  
 Travail (Taux de)  
 du béton, 554 à 558.  
 du métal, 559 à 562.

Treillis (Armatures en), 598.  
 Dalles, 45, 46 à 20.  
 Voûtes, 43 à 45.  
 Trottoirs  
 de ponts, 221, 222.  
 de rues, 383.  
*Voy.* aussi Encorbellements et Quais  
 de stations.  
 Tubulaires (Fondations), 329.  
 Tuf. *Voy.* Ponce (Pierre).  
 Tunnels, 336, 345, 374, 377.  
*Voy.* aussi Couvertures, Passages  
 supérieurs et Voûtements.  
 TUTEIN-NOLTHENIUS, 466 à 471.  
 Tuyaux.  
 Applications, 329, 331, 334, 335, 336,  
 338 à 344.  
 Avantages et inconvénients du bé-  
 ton armé, 334, 335, 623, 627, 630.  
 Calcul, 507 à 509, 547 à 548, 554, 556,  
 560, 561, 584, 585.  
 Dispositions rationnelles, 597, 604,  
 606, 607, 615.  
 Exécution, 396, 445 à 447.  
 Systèmes, 56, 58.  
 Tympan pleins (Voûtes à). *Voy.*  
 Extrados plat (Voûtes à).

## U

Usines (Avantages et inconvénients  
 du béton armé dans les). 619, 621,  
 623, 626, 627, 628, 630, 632, 635.  
 Usuels (Calculs). *Voy.* Empiriques.  
 Utilisation des armatures pour l'éta-  
 blissement des coffrages, 425 à 428,  
 430, 595, 607, 609. *Voy.* aussi  
 Assemblées (Armatures).  
 Utilisation de pièces moulées d'a-  
 vance, 415, 418, 442.

## V

Variations de volume. *Voy.* Retraits  
 et Température.  
 Vélodromes. *Voy.* Dallages.  
 VERING. *Voy.* RECHTERN.  
 Vibrations, 621.

VIENNOT, 33, 415.

Volume du béton armé, 620.

Voussettes. *Voy.* Voûtes.

Voûtements, 284, 291, 292. *Voy.*  
aussi Ponts.

Voutenplatte (*Koensche*), 18, 65,  
88, 417, 537.

Voûtes.

Applications, 80 à 86, 117 à 120, 212  
à 217, 222, 242 à 273, 291, 292, 371.

Calcul. *Voy.* Flexion (Pièces cour-  
bes).

Dispositions rationnelles, 594, 596,  
601, 606, 607, 611.

Epreuves, 463, 478 à 481, 618.

Exécution, 423, 425, 427, 437 à 439,  
441.

Systèmes, 38 à 41, 42 à 45.

Voûtes nervées. *Voy.* Arcs.

Voûtes renversées.

Applications, 114, 115.

Systèmes, 45.

## W

WALSER-GÉRARD, 33.

WARD, 4.

WAYSS, 3, 36, 52, 80, 134, 233, 242,  
250, 287, 374, 445, 483, 500.

*Voy.* aussi KOENEN (Méthode) et  
MONIER.

WEBSTER, 626.

WEYHE, 44.

WEYLER, 24.

WIJNPERSSE (VAN DE), 472, 475.

WILSON, 22, 76, 88.

WÜNSCH (Systèmes).

Calculs empiriques, 550.

Dalles (en général), 22.

Epreuves, 478.

Exécution (en général), 399, 413.

Historique, 3.

Planchers, 75, 85, 120, 124.

Ponts, 270 à 272, 439.

Voûtes (en général), 44, 491, 607.



