Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons

Autor: Freyssinet, E.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2922

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 25.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

IIb 3

Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons.[1]

Praktische Weiterentwicklung der Verfahren zur mechanischen Behandlung von Beton.

Practical Improvements in the Mechanical Treatment of Concrete.

E. Freyssinet,
Ingénieur-Conseil, Neuilly-s-Seine.

Je vais montrer à présent que les considérations exposées dans les deux premières parties de ce mémoire ont une importance considérable, non seulement au point de vue spéculatif, mais encore et surtout au point de vue de la pratique des travaux. Ces vues théoriques m'ont guidé vers la réalisation de conditions tout à fait nouvelles et véritablement révolutionnaires de l'association acier-béton, capables non seulement de réduire dans une importante proportion les prix et les poids des matériaux nécessaires pour réaliser une construction de dimensions et résistance données, mais encore de donner des possibilités techniques nouvelles du plus grand intérêt. C'est évidemment par l'emploi d'aciers à haute limite élastique et de bétons à hautes résistances que ces résultats peuvent être atteints.

Difficultés de l'utilisation des aciers à haute limite élastique.

Pour abaisser le prix des aciers nécessaires pour une construction de dimensions et résistance données, il faut abaisser le rapport $\frac{\text{Prix au Kilog}}{\text{Taux. de fatigue}}$, qui varie comme le rapport $\frac{\text{Prix au Kilog}}{\text{Limite élastique}}$.

[1] Cette étude de *Freyssinet* fait partie d'un travail sur les «Aspects nouveaux des problèmes du ciment armé». Les deux premières parties de ce rapport, dont nous donnons ci-dessous un bref résumé, ont parues dans le 4ème volume des Mémoires de l'A.I.P.C.

Dans la première partie *Freyssinet* développe une théorie des déformations des ciments et bétons, fondée sur les principes de la thermodynamique et les hypothèses de la physique, c'est une suite de théorèmes qui vaut pour tous les corps comportant un réseau d'interstices très fins, pouvant être remplis d'un liquide mouillant leurs parois ou d'un gaz et qu'il appelle des pseudo-solides.

Dans la deuxième partie, l'auteur détermine pour les ciments, en introduisant de nouvelles hypothèses, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment; il en déduit des conséquences pratiques importantes, en particulier il explique pourquoi la résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur, des conditions mécaniques et physiques de leur emploi. Il montre ensuite que pour tous les ciments, on peut obtenir des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.

Les forges livrent à un prix peu supérieur à celui des aciers doux ordinairement employés, des aciers de résistances voisines de 100 Kgs par mm² dont la limite élastique peut être facilement portée au dessus de 80 Kgs par mm². En présence de demandes importantes elles pourraient livrer des aciers traités de limite élastique largement supérieure à 120 Kgs par mm², à des prix de même ordre.

Comme on emploie aujourd'hui presque uniquement des aciers à limite élastique 24 Kgs par mm², on peut donc diviser le rapport actuel: $\frac{\text{Prix}}{\text{Limite élastique}}$ par un coefficient dès à présent voisin de 3 et susceptible d'être relevé par la suite au dessus de 4; dans le cas des grandes portées, l'avantage indirect dû à la diminution des poids propres vient encore augmenter ce coefficient.

Malheureusement, si l'on remplace dans une construction l'acier ordinaire par un acier plus résistant, par exemple un acier à 120 Kgs de limite élastique, on y provoque, dès qu'on la soumet à des charges déterminant des fatigues du métal notablement supérieures aux valeurs usuelles, des fissures désastreuses, et elle ne se comporte pas beaucoup mieux que si les armatures étaient en acier doux ordinaire de même section.

La raison de cet insuccès est que dans les constructions armées ordinaires, la déformation du béton est pratiquement égale à celle des aciers supportant la totalité des tractions; laquelle croît proportionnellement aux fatigues; le module d'Young étant indépendant de la nuance des aciers.

Il se trouve que les limites d'allongement tolérées par le béton correspondent à peu près aux fatigues usuelles des aciers doux.

L'emploi d'aciers à haute résistance travaillant à la traction ajoute donc très peu à la valeur pratique d'une construction; et comme il comporte certaines sujétions, on y renonce dans la pratique courante.[2]

Difficultés de l'utilisation des bétons à haute résistance.

J'ai expliqué comment l'amélioration de la compacité des bétons par des moyens mécaniques permet d'accroître leur résistance à la compression jusqu'à égaler à peu de chose près celle des roches en masse, dont les fragments forment les agrégats.

Comme on trouve facilement dans les carrières des agrégats provenant de roches ayant des résistances de l'ordre de 1.000, 1.500 Kgs par cm² et même beaucoup plus, il se trouve que les valeurs actuelles du rapport:

$$\frac{\text{Prix du mètre cube}}{\text{Résistance à la rupture par compression}}$$

peuvent être réduites à peu près dans les mêmes proportions que celles du rapport:

$$\frac{\text{Prix au kilog}}{\text{Limite élastique de l'acier}}.$$

[2] Je rappelle qu'il résulte de mes travaux sur les déformations du béton que l'emploi des aciers durs pour les barres de compression est, au contraire, très recommandable et très efficace.

Je ferai remarquer en passant que pour ces bétons, le rapport

$$\frac{\text{Limite élastique}}{\text{Densité}}$$

est largement supérieur à celui des aciers usuels, *et se rapproche de celui des meilleurs métaux d'aviation,* surtout si l'on tient compte dans la comparaison des sujétions d'assemblage, nulles dans le cas du béton.

Mais ces qualités de prix et de légèreté spécifique sont extrêmement mal utilisées dans l'association acier-béton classique. En augmentant la compacité du béton, on augmente sa résistance à la compression, mais, dans une mesure en général beaucoup moindre et variable suivant les conditions de fabrication, sa résistance à la traction. De plus, on réduit considérablement ses divers modes de déformabilité. Il en résulte que, en premier lieu, on abaisse la valeur du rapport $m = \frac{E_a}{E_b}$ ce qui relève la fibre neutre et accroît la fatigue de compression des pièces fléchies; d'où une forte diminution du bénéfice escompté.

En second lieu, la résistance à la traction importe au moins autant que la résistance à la compression; car c'est d'elle seule que dépend la tenue des ouvrages vis-à-vis des efforts de cisaillement et de nombreuses causes de destruction que le calcul peut ignorer mais dont la pratique doit tenir compte. C'est ce que les constructeurs expriment en disant que la pratique impose des épaisseurs minima.

En troisième lieu toute construction, qu'elle qu'en soit la nature, subit, d'après le terme de *Mr. Caquot,* des déformations permanentes d'adaptation, dont la conséquence est une uniformisation des fatigues avec diminution des maxima; cette adaptation se fait mal si les bétons sont trop peu déformables plastiquement.

Pour ces diverses raisons la simple introduction dans les constructions usuelles de bétons de haute compacité, offre des avantages réels bien inférieurs à ceux que l'on pourrait escompter en jugeant seulement d'après les résistances à la compression.

Conditions théoriques de l'utilisation complète des qualités des bétons et des aciers à haute résistance.

Notion de contrainte préalable ou précontrainte.

Une bonne utilisation des matériaux à haute résistance est donc subordonnée: pour l'acier, au maintien des allongements du béton à l'intérieur de leurs limites pratiques usuelles; pour le béton, au maintien des contraintes totales de traction au-dessous d'une limite largement inférieure à la contrainte de rupture par traction des bétons.

Théoriquement, cette double condition peut être satisfaite en utilisant l'acier, non pour supporter les tractions sous lesquelles il prend des allongements que le béton ne peut suivre, mais pour créer dans le béton des contraintes permanentes de sens inverse de celles qui sont développées par les charges; c'est à dire de compression dans les zônes tendues; de traction au contraire dans les zônes comprimées.

Ce résultat peut être obtenu en soumettant l'acier à une traction avant de couler le béton. Pour cela, on saisit les armatures près de leurs extrémités par deux ancrages provisoires, grâce auxquels on les tend à un taux connu par des vérins prenant appui sur des organes de butée. On attend un durcissement du béton, suffisant pour réaliser l'ancrage des extrémités de l'armature, puis on supprime l'action des vérins. L'armature tendant à se raccourcir impose au béton une compression égale à sa traction. Un autre procédé consiste à créer une traction dans des tirants en prenant appui sur du béton déjà durci.

On développe ainsi dans le système acier béton, un double système de contraintes permanentes, identique, mais de sens contraire à celui qui se développe dans les pièces armées ordinaires par l'effet du retrait; et dont on sait les effets fâcheux. La création des précontraintes a donc naturellement pour première conséquence de faire disparaître les effets nuisibles du retrait. Dans ce but depuis très longtemps et dans divers pays on a cherché des moyens pratiques de les réaliser. Mais tous ces essais ont complètement échoué et ont été abandonnés, sauf certaines applications au frettage des tuyaux.

Causes de l'échec des premières tentatives. Nécessité absolue pour l'obtention d'anticontraintes permanentes de l'emploi d'aciers à très haute limite élastique associés à des bétons très compacts.

Une des causes des insuccès antérieurs à mes recherches est que leurs auteurs ignoraient les lois de la déformation du béton.

On admettait que des tractions dans l'acier, de l'ordre de quelques kilogs par mm² devaient suffire à compenser le retrait.

D'autre part, on opérait avec des bétons de rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}}$ élevé, (les seuls qu'on sut faire pratiquement), donc très sensibles à toutes les causes de déformation, ils se raccourcissaient, par l'effet combiné de la tension initiale et des variations continuelles de l'état hygromètrique, de quantités totales très supérieures à l'allongement donné aux aciers. D'où la conclusion, formulée, notamment par l'Allemand Koenen, qu'il est impossible d'obtenir des précontraintes permanentes.

Nous savons à présent que si les déformations totales des bétons sont bien plus grandes que celles qui étaient supposées autrefois, elles sont limitées. Toutes les expériences établissent que les lois des raccourcissements sous charge sont représentées par des courbes à asymptotes parallèles à l'axe des temps, dont l'ordonnée dépend surtout du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}}$ réalisé dans le béton au début de la prise. Par conséquent, si on donne aux aciers un allongement tel que le raccourcissement maximum du béton ne soit qu'une fraction médiocre de cet allongement, on obtient des précontraintes dont la majeure partie est permanente et sur lesquelles on peut absolument compter, même après des temps très longs.

Pour les bétons ordinaires, les raccourcissements peuvent atteindre, suivant leurs conditions de retrait ou de charge, jusqu'à 3 millièmes et même plus;

ce qui implique des chutes de tension des aciers susceptibles de dépasser 60 Kgs par mm². Il ne faut donc pas être surpris que des tensions de 10 à 12 Kgs aient donné des résultats négatifs.

L'utilisation de bétons très compacts réduit considérablement les déformations et la chute de tension qu'elles déterminent. Celle-ci est un élément à prévoir dans chaque cas, d'après les données particulières des problèmes; charges imposées au béton, propriétés mécaniques instantanées et lentes de celui-ci, conditions hygrométriques moyennes; elles est comprise en général entre 10 et 30 Kgs par mm², ce dernier chiffre n'étant atteint que dans le cas de compressions de l'ordre de 200 à 300 hectopièzes.

J'utilise en général des tensions initiales calculées pour obtenir des tensions permanentes comprises entre la $^1/_2$ et les $^2/_3$ de la limite élastique du métal, qui dans les applications faites jusqu'ici est de l'ordre de 80—90 Kgs par mm².

Etude des modifications de l'état mécanique introduites par les précontraintes dans les pièces soumises à des flexions de sens constant.

a) Stabilisation des déformations de l'acier et du béton tendus par des charges variables.

Dans le cas de moments de sens constant, on est conduit à soumettre le béton tendu par les charges à une précompression permanente de même ordre que cette tension, généralement un peu plus forte. Le béton restera ainsi comprimé après application des charges.

Ses déformations en cas de variations de charge sont déterminées par l'inertie de la section complète aciers compris; dans le béton armé, elles sont déterminées par l'inertie de la seule zône comprimée associée aux aciers.

Celle-ci n'étant qu'une fraction de la première, un premier effet des anticontraintes est de réduire la déformation des zônes tendues, dans une proportion qui atteint souvent 5 à 1, par rapport au béton armé ordinaire.

Non seulement le béton est soustrait à toute possibilité de fissuration, mais encore les taux de contrainte subis par l'acier, proportionnels à sa déformation égale à celle du béton, varient beaucoup moins que dans le béton armé.

b) Diminution des contraintes de compression du béton par rapport au béton armé ordinaire.

Dans les pièces en béton armé, le relèvement de l'axe neutre au-dessus du centre de gravité, dû à ce que l'allongement élastique des aciers est supérieur au raccourcissement élastique du béton, augmente très notablement les taux de compression maxima par rapport à ce qu'ils seraient dans une pièce homogène de mêmes dimensions et cela d'autant plus que le béton est plus compact et que les aciers sont soumis à des taux de contrainte plus élevés.

Au contraire, dans les pièces précontraintes, l'axe neutre du béton est abaissé au-dessous du centre de gravité de la section quelle que soit la compacité du béton; d'où un abaissement des contraintes très important.

Par conséquent, si on fait travailler le béton au même taux dans une pièce armée ordinaire et dans une pièce précontrainte, la seconde supportera des charges beaucoup plus fortes que la première.

Le bénéfice est considérable; pour en fixer l'ordre de grandeur, je prendrai l'exemple d'une poutre en béton armé de section rectangulaire travaillant à 50 Kgs par cm² en compression pour le béton, à 15 Kgs par mm² en tension pour l'acier; si on admet m = 10 la fibre neutre est au $^1/_4$ de la distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature.

Par la création de précontraintes on peut abaisser l'axe neutre autant qu'on veut; pratiquement on peut l'amener au voisinage des armatures; la zône comprimée comprenant toute la poutre est quatre fois plus large que dans le cas précédent; il est vrai qu'alors le bras de levier est réduit des $^{11}/_{12}$ aux $^2/_3$ de la distance des armatures à la fibre neutre la plus comprimée; néanmoins la charge portée avec la même fatigue maxima de 50 Kgs se trouve amplifiée dans le rapport:

$$4 \times \frac{\frac{2}{3}}{\frac{11}{12}} = \frac{96}{33}$$

soit près de 3 fois.

En contre partie de cette meilleure utilisation du béton, l'effort dans l'armature est multiplié par $\frac{33}{24}$ mais ceci a peu d'inconvénient, la dépense d'acier en poids demeurant les 33/84 de ce qu'elle serait dans une poutre ordinaire.

L'effet de cet abaissement de la fatigue sera naturellement augmenté si on associe à l'emploi des précontraintes comme c'est logique, celui des bétons à haute compacité. On peut alors envisager pour des dalles d'épaisseur donnée, des portées triples des portées usuelles, qui ne donneront lieu pour les raisons que j'ai déjà indiquées, qu'à des déformations d'un ordre acceptable. On voit immédiatement l'importance pratique de ces conclusions en ce qui concerne par exemple les portées limites des poutres droites ou les planchers champignons.

c) Cisaillements.

Les précompressions donnent au point de vue des cisaillements des avantages au moins aussi importants que ceux que je viens d'indiquer pour les flexions.

Pour les mettre en évidence, il suffit de tracer des diagrammes de *Mohr* relatifs au cisaillement simple, au cisaillement accompagné d'une ou deux tractions, ou d'une ou deux compressions.

Ces diagrammes montrent comment le retrait exagère les tensions qui accompagnent le cisaillement; ils montrent par contre qu'une compression dans une seule direction réduit déjà beaucoup les tractions maxima;[3] que deux contraintes rectangulaires peuvent les faire disparaître. Le système le plus favorable est celui de deux compressions égales au taux de cisaillement; la contrainte la plus dangereuse est alors une compression d'intensité double du taux de cisaillement. On peut alors adopter comme taux limite de cisaillement pour le calcul, la moitié de la limite de compression du béton, ce qui autorise une excellente utilisation des bétons à haute résistance et un énorme allègement par rapport aux dimensions usuelles.

---

[3] Voir Science et Industrie Janvier 1933 pour les confirmations expérimentales de ce fait.

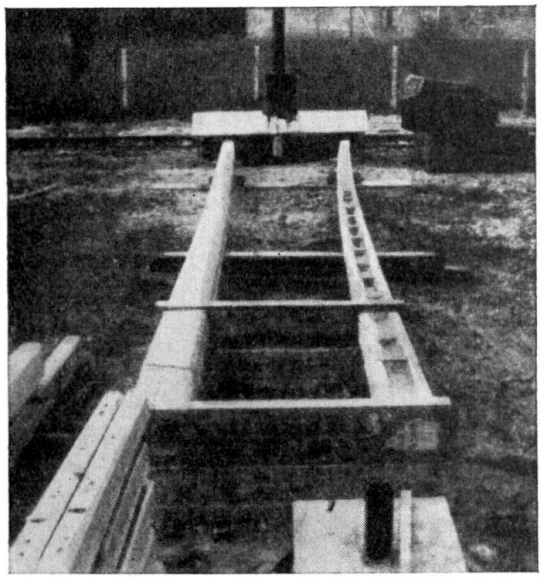

Fig. 1.

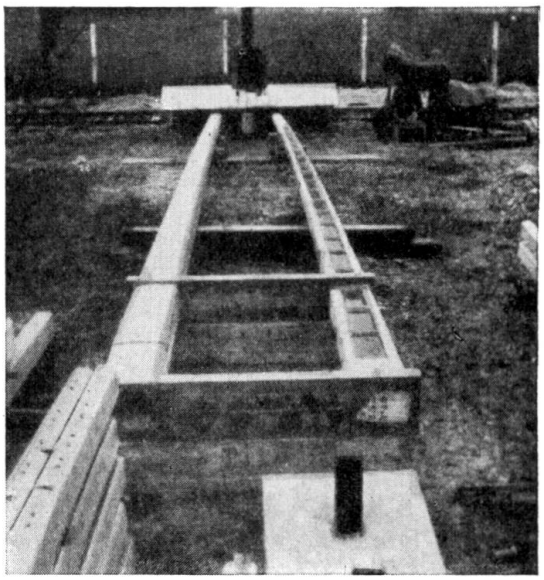

Fig. 2.

Les poteaux A (à gauche) et B (à droite) sont soumis à des efforts tendant à les écarter et à les rapprocher.

d) Résistance aux efforts répétés.

Les constructions en béton armé ordinaire, ainsi d'ailleurs que les charpentes rivées, résistent mal aux efforts alternés.

L'expérience prouve que les pièces précontraintes résistent infiniment mieux.

On a soumis à des efforts alternés un poteau précontraint A et un poteau ordinaire B de 12 mètres, encastrés à 2 mètres de leur base (figures 1, 2, 3, 4).

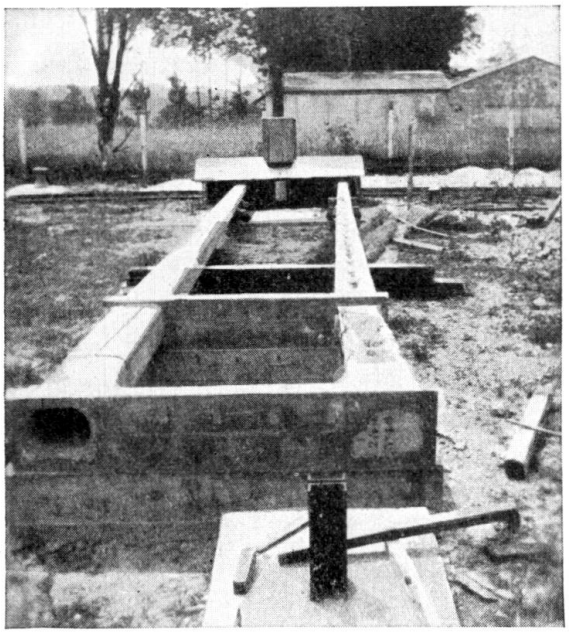

Fig. 3.

Les poteaux A et B à la fin des essais (le poteau B est complètement brisé).

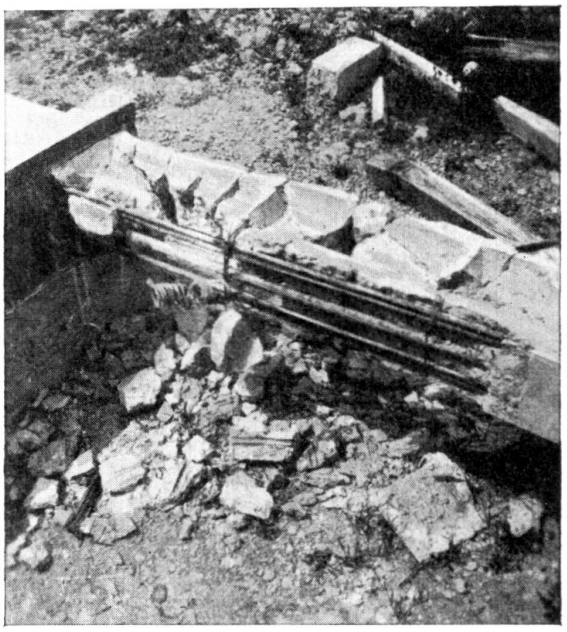

Fig. 4.

Vue de détail du poteau B après les essais.

Le poteau A âgé de 5 mois contenait 50 Kgs d'acier et pesait 750 Kgs. Le poteau B âgé de 18 mois contenait 130 Kgs d'acier et pesait 980 Kgs.

La charge de rupture mesurée sur des poteaux indentiques est d'environ 900 Kgs pour les deux poteaux.

La charge appliquée au sommet des poteaux variait de — 450 kilogs à + 450 kilogs environ 8 fois par minute.

Après quelques centaines d'alternances le poteau B était largement fissuré; il s'est brisé complètement après quelques milliers d'alternances. Le poteau A a résisté à 500.000 alternances sans altération appréciable.

Conditions géneralés de l'utilisation pratique des précontraintes. Nécessité de réaliser la mise en tension à très bas prix.

J'ai montré qu'il est théoriquement possible de placer les pièces en béton armé, lors de leur fabrication, dans des conditions mécaniques qui permettent l'utilisation à plein des qualités des aciers et des bétons à haute résistance; et de plus leur confèrent des avantages, tels qu'une grande diminution des compressions maxima dans les pièces fléchies, des tractions maxima dans les pièces cisaillées, et une résistance beaucoup meilleure vis-à-vis des efforts répétés.

Pour transformer ces possibilités en réalités, il faut résoudre deux problèmes.

D'abord la réalisation de la mise en tension de l'acier. Ensuite la fabrication pratique des bétons à haute résistance, et cela à un prix assez bas, pour conserver le plus possible des économies réalisées sur les matériaux.

Une armature ordinaire en acier de limite élastique 24 Kgs peut être estimée en prix de revient, façon comprise, 1 Fr. le Kg.

Une armature pesant 3 Kgs 500 au mètre coûte donc 3 Frs 50 le mètre; elle peut être remplacée avec le même coefficient de sécurité, par une armature en acier de limite élastique de 84 Kgs, pesant 1 Kg au mètre et coûtant 0,90 à l'état brut; mais il faut la soumettre à une tension de 8.000 Kgs environ. L'économie est donc de 2 Frs 60 par mètre de barre dont il faut déduire les frais des opérations ci-après:

1°) — Coupe de la barre et préparation des ancrages permanents sur le béton.

2°) — Création vers les extrémités de la barre, en deux points intérieurs au moule, d'ancrages provisoires capables de résister à un effort de 8.000 Kgs.

3°) — Création de cette traction de 8.000 Kgs entre ces points d'ancrages, et maintien pendant le coulage et le durcissement du béton.

4°) — Démontage des amarrages provisoires qui se trouvent noyés dans le béton à l'intérieur du moule, et transfert des efforts de tension qu'ils supportent aux ancrages définitifs prenant appui sur le béton; fermeture des trous laissés dans le béton par ce démoulage.

Pour qu'il y ait bénéfice, il faut que le prix de revient de ces diverses opérations soit inférieur au produit de la longueur de la barre par 2 Frs 60. Encore faut-il remarquer que le démoulage sera presque toujours retardé jusqu'à la mise en compression du béton ce qui implique un degré de durcissement

élevé; on devra par suite tenir compte de frais relatifs à une augmentation de durée de l'immobilisation des moules.

Les frais de mise en tension, augmentent en général moins vite que les efforts; ils ne dépendent à peu près pas de la longueur des barres; au contraire, les marges d'économie augmentent proportionnellement au cube des dimensions linéaires. Il en ressort que les problèmes pratiques de la mise en tension des aciers sont, contrairement à ce qu'on pourrait croire à priori, d'autant plus faciles à résoudre que les pièces ont des dimensions absolues plus importantes, et que les efforts à développer sont plus considérables. Dans le cas de pièces de petites dimensions et de faibles efforts, une solution n'est possible que s'il s'agit de pièces répétées en série un très grand nombre de fois.

Sauf le cas de grandes armatures la marge est faible et on peut dire que tout le problème pratique de l'emploi des aciers à haute résistance réside dans l'abaissement du prix des moyens d'amarrage et de mise en tension des aciers. Cette condition jointe au fait que les amarrages doivent avoir même résistance que les barres et ne doivent pas affaiblir celles-ci, élimine la plupart des moyens d'amarrage usuels, notamment les systèmes à vis et à écrou.

Mais j'ai employé avec succés des fixations des aciers par serrage entre des griffes ou des coins ou par boucles soudées électriquement par étincelage. (figure 5).

Très souvent on manque de place entre les armatures et les organes d'amarrage doivent avoir un encombrement aussi réduit que possible. Cela exige l'utilisation

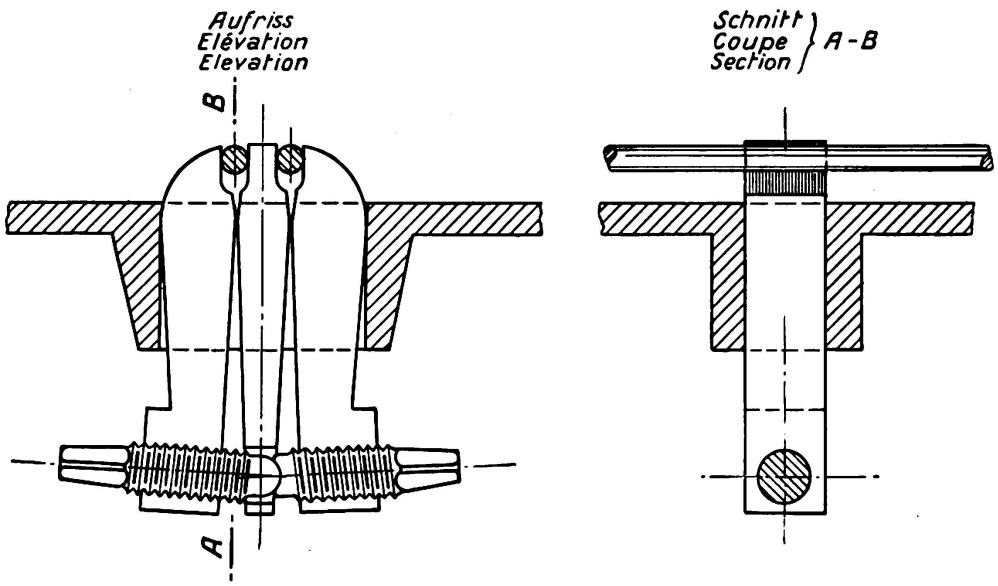

Fig. 5. Serrage des aciers par griffes.

de métaux de la plus haute qualité possible, traités en vue d'améliorer au maximum leur résistance à la traction et à l'usure. On évite ces difficultés par le scellement des barres dans des éléments de béton coulés à l'avance; ceux-ci étant maintenus contre les moules, soit par simple adhérence, soit par des stries de tracé convenable, ou par tous moyens dont le choix varie avec les conditions particulières de chaque application.

Relation entre les problèmes de mise en tension des aciers et le durcissement rapide du béton.

La nécessité de réaliser des prix de revient très bas pour la mise en tension des aciers conduit à la recherche de matériels perfectionnés réduisant la main-d'oeuvre au minimum.

Mais ces matériels qui doivent résister à des efforts énormes sont coûteux et ils sont immobilisés pendant toute la durée de durcissement du béton.

Il y a donc un intérêt majeur à accélérer celui-ci; à ce point qu'on peut dire que la possibilité de l'utilisation pratique des précontraintes était liée à la découverte de procédés de durcissement rapide du béton.

J'ai décrit déjà les moyens qui m'ont permis de réaliser des durcissements à la fois très élevés et extrêmement rapides.

Ils consistent en un traitement du béton, comportant une vibration, une compression et dans le cas du Portland et des ciments de laitier un chauffage vers 100°, voire davantage.

Un durcissement suffisant pour assurer la résistance aux précontraintes est obtenu en un délai qui pour les bons Portlands est de 1 h. $^1/_2$ à partir du remplissage du moule. Avec les laitiers on obtient de très bons durcissements entre 2 à 5 heures suivant les ciments et les conditions de chauffage.

Celui-ci se réalise facilement avec de la vapeur d'eau grâce à des moules convenablement organisés. La température du béton dépasse parfois notablement celle de la vapeur, en raison de la chaleur de réaction. Pour le même motif la dépense de vapeur est faible; il ne faut guère que 10 à 20.000 calories d'apport pour porter un mètre cube de béton de 10 à 100°; en pratique la dépense de chauffage du béton se réduit à quelques francs par mètre cube.

Une des conséquences du durcissement instantané des bétons est de permettre l'exécution des pièces par éléments successifs coulés le long d'armatures continues, tendues après le coulage et le durcissement de certaines parties des pièces, avec des matériels relativement peu importants, donc maniables et peu coûteux.

Je vais montrer que cette technique est susceptible d'applications très importantes.

Approvisionnement d'acier à haute limite élastique.

Préalablement à toute application, il faut approvisionner des aciers de qualité convenable, à un prix et sous une forme permettant pratiquement leur emploi.

Il faut que ces aciers aient une limite élastique élevée et régulière, qu'ils soient non fragiles, et parfaitement droits. Cette dernière condition a une très grande importance, parce que le redressement sur les chantiers par les procédés usuels, d'armatures à haute limite élastique, qui se comportent comme des ressorts, est impossible.

En France, on ne trouve pas dans le commerce des aciers à haute limite élastique dont le prix soit du même ordre que celui des ronds pour béton. Les aciers tréfilés sont trop chers et adhèrent mal au béton.

Les métaux commerciaux dont les propriétés se rapprochent le plus de celles qui sont requises pour les applications que j'ai en vue, sont des fils machine qui possèdent à l'état brut une limite de rupture assez régulière, voisine de

100 kilogs par mm² mais dont la limite élastique, très variable, est parfois à peine plus élevée que celle des aciers doux.

On les obtient en couronnes de forme fréquemment irrégulière, de 50 à 150 kilogs, jusqu'au diamètre de 16 mm, à un prix qui est actuellement légèrement plus élevé que celui des ronds ordinaires pour béton armé, surtout en raison de la demande limitée de métaux de cette nature.

Il faut donc transformer ces couronnes en fils droits de limite élastique élevée, sans en majorer le prix de manière appréciable.

J'ai créé des machines qui peuvent réaliser cette transformation moyennant une dépense de quelques centimes par kilogramme (figure 6).

Pour éviter toute perte par les chutes, on soude par étincelage à la fin de chaque couronne, le début de la suivante. La soudure est ensuite soumise à un

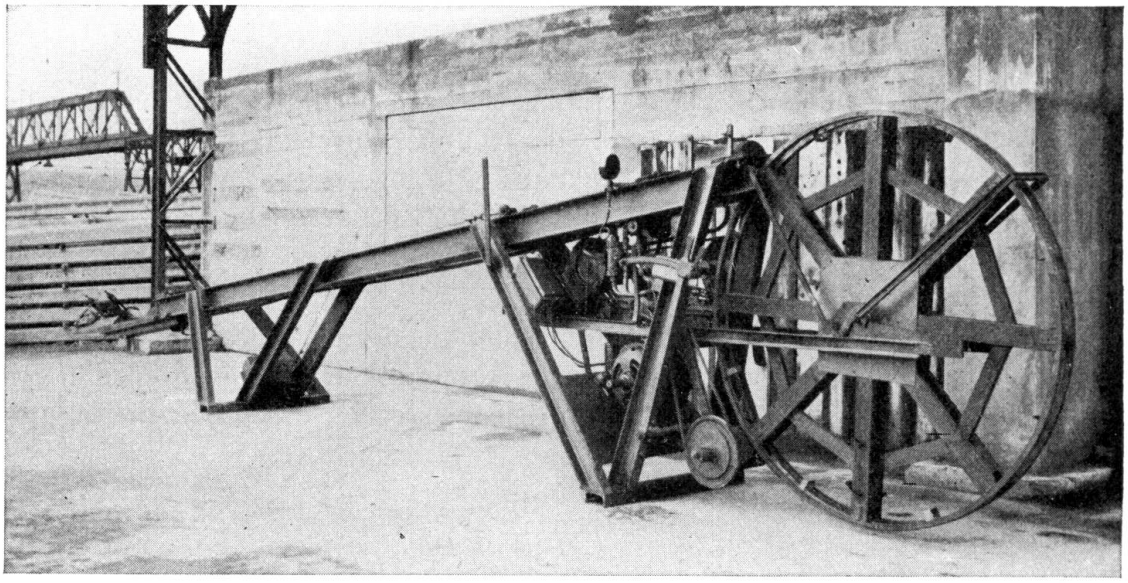

Fig. 6.

Machine pour relever la limite élastique des aciers.

revenu par la machine à souder elle-même; ces opérations exigent quelques secondes et donnent une soudure qui a exactement même résistance que le fil. Après quoi la machine entraîne le fil qui est d'abord grossièrement redressé entre des rouleaux disposés dans deux plans perpendiculaires puis tendu entre des pinces serrées par des vérins hydrauliques, distantes de n mètres. Une des pinces est fixe; l'autre solidaire d'un chariot refoulé par un vérin ce qui tend le fil. Quand les n mètres de fil sont tendus au taux voulu, une soupape sans frottement déclanche la mise en vidange du vérin et son retour en position initiale, suivant une loi de vitesse déterminée par un frein hydraulique réglable. La précision obtenue pour la tension d'étirage est de l'ordre de 1/100.

Une fraction $\frac{n}{p}$ du fil est alors entraînée au delà de la machine; elle peut être maintenue droite, ou être enroulée suivant un rayon suffisant pour que sa déformation soit uniquement élastique.

L'opération recommence alors automatiquement, les soudures passent dans la machine et subissent elles aussi l'étirement.

On obtient un fil de longueur indéfinie dont la limite élastique est à peu près égale au taux d'étirement et qui a été en tout point, essayé p fois à ce taux, y compris les soudures.

On obtient facilement des limites élastiques comprises entre 80 et 90 kilogs, soit 3 fois et demi celles des aciers ordinaires. Au cours de cette opération le fil s'allonge de 5 % environ.

Lorsque les consommations de fil dur seront importantes, les forges pourront sans aucun doute livrer directement des métaux de composition chimique étudiée, en vue de l'obtention de très hautes résistances, étirés, trempés, recuits et étirés à nouveau, pour lesquels le rapport

$$\frac{\text{prix}}{\text{Limite élastique}}$$

pourra être très notablement plus bas que celui qui peut être obtenu actuellement, jusqu'à des diamètres de l'ordre de 16 mm équivalents comme résistance à des barres d'acier ordinaire de 35 mm environ, ces métaux peuvent être transportés facilement sous la forme de couronnes de grand diamètre enroulées par une déformation exclusivement élastique; en sorte qu'au déroulage les aciers se trouvent pratiquement droits.

L'emploi de ces métaux pose des problèmes de détail: coupe, façonnage des crochets, etc. . . . qui ne peuvent être traités comme pour les métaux ordinaires: mais dont la solution n'offre aucune difficulté réelle susceptible de majorer les prix de revient.

Applications.

Les applications que j'ai réalisées se classent en deux catégories distinctes: 1° celle des objets ou constructions moulés en une seule fois, tels que poteaux pour lignes électriques, traverses, poutres de dimensions limitées, tuyaux exécutés en usine par tronçons. 2° celle, beaucoup plus importante, des constructions cylindriques ou quasi cylindriques (le terme étant pris dans le sens le plus général) exécutées par tronçons successifs grâce au déplacement d'un moule le long de la pièce qui est exécutée de manière continue.

J'ai donné dans «Science et Industrie» de Janvier 1933 des indications sommaires sur des constructions de poteaux électriques réalisées par mes procédés. Je n'y reviendrai pas.

La mise au point d'installations qui réalisent ces fabrications presque automatiquement dans des conditions de perfection presque absolue est aujourd'hui terminée. J'ai réalisé dans le même esprit des fabrications de traverses de chemins de fer. Ces machines produisent des objets en béton de résistance supérieure à 1000 Kilos par cm^2 soumis à une compression initiale de 100 à 300 Kilos par cm^2, suivant les cas, à surface parfaitement lisse et compacte.

Je vais maintenant décrire avec quelques détails une application de la 2° catégorie, réalisée à l'occasion de la reprise en sous-oeuvre des fondations de la

Gare Transatlantique du Havre, et qui est aussi importante par les difficultés techniques rencontrées et résolues que par les intérêts considérables qu'elle a permis de sauvegarder.

La gare Transatlantique du Havre a une longueur de 600 m, une largeur de 55 m environ, elle comporte sur la majeure partie de sa surface 2 étages de planchers chargés chacun à 2500 Kgs par m² et une terrasse. Elle a été fondée sur des pieux moulés dans le sol, descendant vers la côte (0,00) (le niveau des quais étant + 9,50), à travers des remblais récents formés par des produits de dragage, recouvrant une grève de galets peu épaisse, reposant elle même sur des vases régnant jusque vers la côte (— 20). A ce niveau on rencontre une couche de graviers très solide, figure N° 7. Le bâtiment est, sur l'une de ses longues faces, solidaire d'un quai fondé sur le gravier, et en avant duquel on a dragué les vases jusqu'à (— 12), (soit 22 mètres au dessous de l'arête du

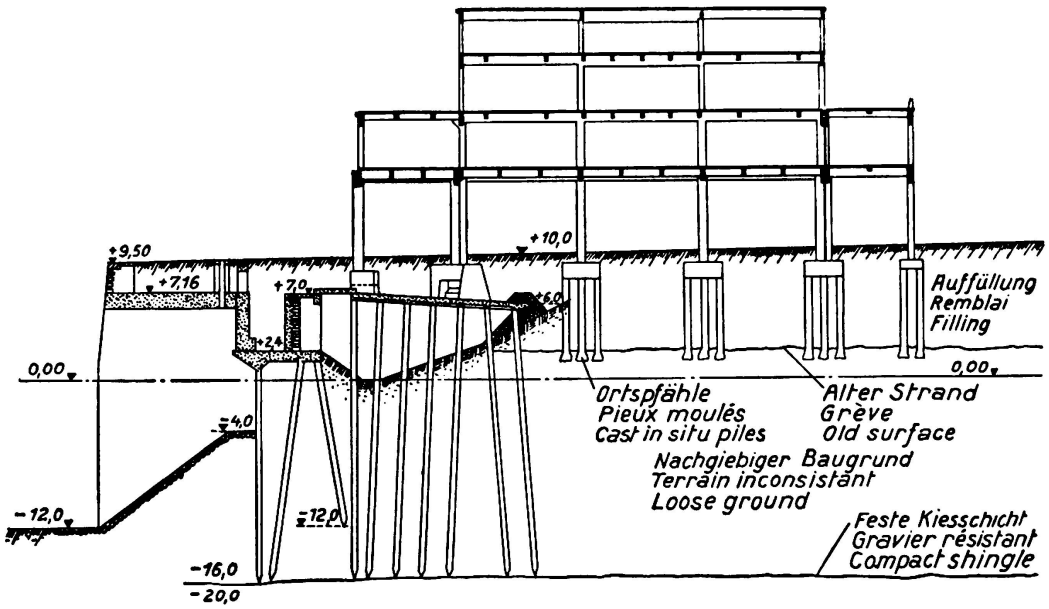

Fig. 7.

Coupe transversale de la Gare Transatlantique du Havre.

quai) pour créer un bassin de marée. Des charges de 6.000 Kgs par m² sont prévues sur tout le sol du rez-de-chaussée.

Des l'achèvement du gros oeuvre, on a constaté que le terrain dans lequel étaient fichés les pieux de fondation s'abaissait d'une seule masse avec le bâtiment, suivant une loi des temps à peu près linéaire et à une allure qui était de l'ordre d'un centimètre par mois. Il était indispensable d'arrêter ces mouvements dans un très court délai. Pour cela on ne pouvait envisager qu'un seul moyen: reporter les charges du bâtiment, de ses anciennes fondations, les surcharges éventuelles et une fraction du poids des remblais suffisante pour rétablir l'équilibre des vases troublé par l'exécution du quai, le remblaiement, le dragage et les charges du bâtiment, sur les couches solides rencontrées vers (— 20); ce qui supposait le fonçage de pieux de 30 m de longueur. Or le dessous du plancher du rez-de-chaussée est à environ 5 m au dessus du sol et on rencontre l'eau

à faible profondeur. Il est d'autre part impossible de recourir au battage, qui mobiliserait les vases et nuirait à la stabilité du bâtiment et peut-être du quai; seul le fonçage au vérin par pression continue était possible; encore pouvait-on craindre des modifications de l'équilibre du sous-sol nuisibles à l'ensemble du système; liquéfaction des vases par remaniement ou création de poussées par les réductions de volume imposées par les fonçages.

Il fallait donc se réserver un moyen de régulation des poussées déterminées par l'enfoncement des pieux. Enfin on savait qu'on rencontrerait des obstacles qu'il faudrait briser, des couches graveleuses qu'il faudrait draguer, et l'importance des charges et l'encombrement des anciennes fondations étaient tels que pour la plupart des pieux à créer des charges de l'ordre de 200 tonnes par pieu et souvent plus ne pouvaient être évitées.

L'importance totale des efforts à reporter à la côte (— 20), dans ces conditions, dépassait 150.000 tonnes; ce qui représente le battage de *soixante Kilomètres de gros pieux ordinaires en béton armé de 75 tonnes chacun;* il fallait donc des moyens d'action très puissants.

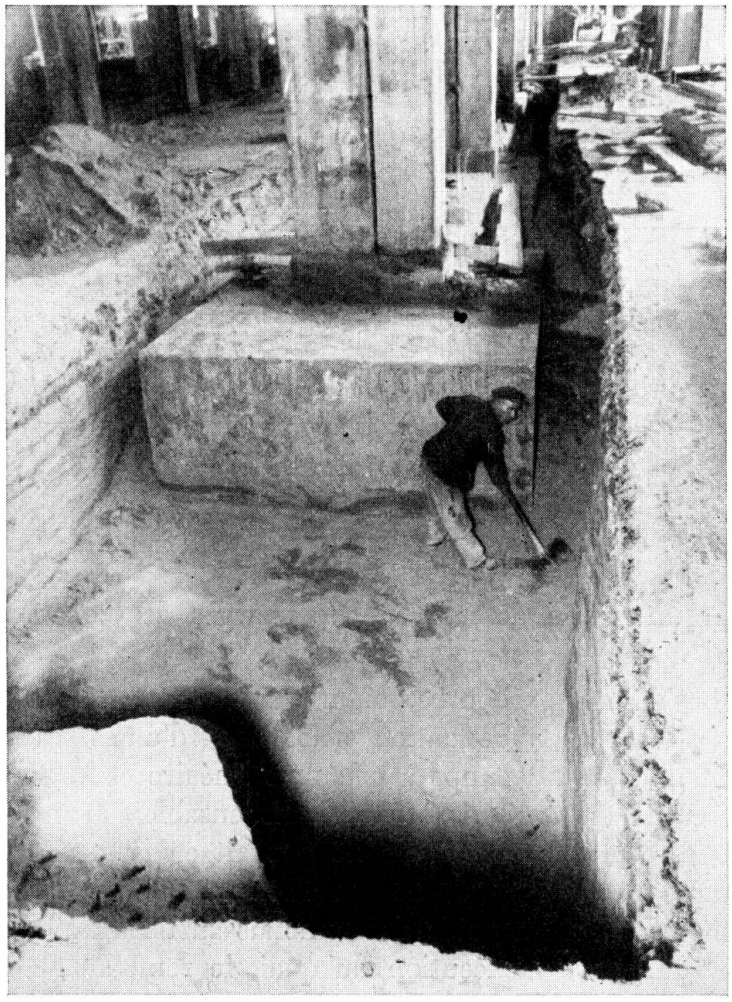

Fig. 8.

Fouille montrant les semelles des fondations actuelles.

Principe de la solution qui est en cours d'exécution.

Grâce à l'application combinée des procédés de précontrainte et de durcissement rapide du béton j'ai pu improviser une solution de ce problème qui a permis d'obtenir, huit mois environ après la décision de construction du matériel, et quatre mois après le commencement effectif des travaux, l'arrêt des tassements dans les parties qui s'affaissaient avec le maximum de rapidité, ce qui n'aurait pas tardé à compromettre l'édifice, danger aujourd'hui écarté.

a) Poutres de jonction entre les fondations actuelles.

Les poteaux du bâtiment on été établis à l'origine sur des semelles en béton armé dont les dimensions atteignent jusqu'à 4,40 m × 3,40 m × 1,40 m

Fig. 9.

Elément de liaison entre les semelles en cours de bétonnage (au premier plan les moules destinés à réserver dans les poutres les cheminées pour le passage des pieux et les logements des tirefonds).

(figures 8 et 9). On a commencé par former avec ces semelles de grandes poutres continues destinées à reporter aux nouveaux pieux les charges de la fondation et à fournir des points d'appuis pour le fonçage des pieux au vérin. Ce résultat a été obtenu en coulant entre elles des masses de béton, armées seulement vis à vis d'efforts secondaires, puis en déterminant dans les systèmes ainsi formés une compression générale, par la mise en tension à 50 ou 60 Kgs par m² de tirants d'acier portés par étirage à une limite élastique de

80 Kgs, ancrés à leurs extrémités dans des têtes en béton, l'une fixe, l'autre actionnée par des vérins. Après calage, on enlève les vérins et la tension est permanente (figures 10 et 11).

Par ce procédé, on crée des éléments capables de résister à des moments de flexion, des cisaillements et des torsions considérables; sans reprise en sous-

Fig. 10.

Ferraillage d'une tête de tirant.

oeuvre ni retouche importante aux semelles actuelles, dont les bétons et les armatures sont utilisés.

Dans les éléments ainsi coulés on ménage des cheminées cylindriques à cannelure horizontales (figure 12), à travers chacune desquelles un pieu *fabriqué de manière continue,* est enfoncé dans le sol au fur et à mesure de sa fabrication par l'action de vérins liés aux poutres par des tirefonds vissés dans celles-ci et agissant sur des colliers rendus à volonté solidaires des pieux.

b) Description des pieux.

Ces pieux sont des cylindres creux de 0,60 m de diamètre extérieur et 0,37 m de diamètre intérieur; leur section utile est 1.750 cm². Ils sont armés en long

Fig. 11.

Tête mobile d'un tirant au cours d'une opération de mise en tension et calage.

de huit fils d'acier dur, de 8 mm de diamètre, et transversalement de frettes en fils de 6 mm de même qualité. Le poids total de l'armature est de 10 Kgs au mètre de pieu. Malgré ce faible poids d'acier, ces pieux résistent à une compression de plus de 300 tonnes jointe à une flexion de 50 tonnes mètres, ce qui est un record.

c) Méthode de fabrication des pieux.

Supposons le pieu exécuté jusqu'à l'élément N. Les armatures longitudinales, de longueur non limitée à l'avance sont enroulées en couronne suivant des diamètres assez grands pour ne mettre en jeu que des déformations élastiques. Sauf incident, elles sont continues sur toute la longueur du pieu (figures N° 13).

Le moule extérieur se compose d'une série de 5 à 8 viroles cylindriques, de 0,40 m de hauteur chacune, à extrémités dressées, partagées en demi viroles, que l'on assemble par des presses à vis. Dans la partie haute des pieux on emploie des viroles munies de cannelures horizontales intérieures pour obtenir des pieux à surface cannelée horizontale. Le moule intérieur est formé par un tube d'acier revêtu d'une enveloppe en caoutchouc armée en coton. A son extrémité inférieure le tube d'acier se prolonge par un tube de plus petit diamètre revêtu d'une seconde chemise en caoutchouc formant une poche étanche ayant normalement même diamètre extérieur que le tube d'acier mais extensible par l'action d'eau sous pression (Obturateur).

A son extrémité supérieure, l'espace entre les moules est fermé par une plaque

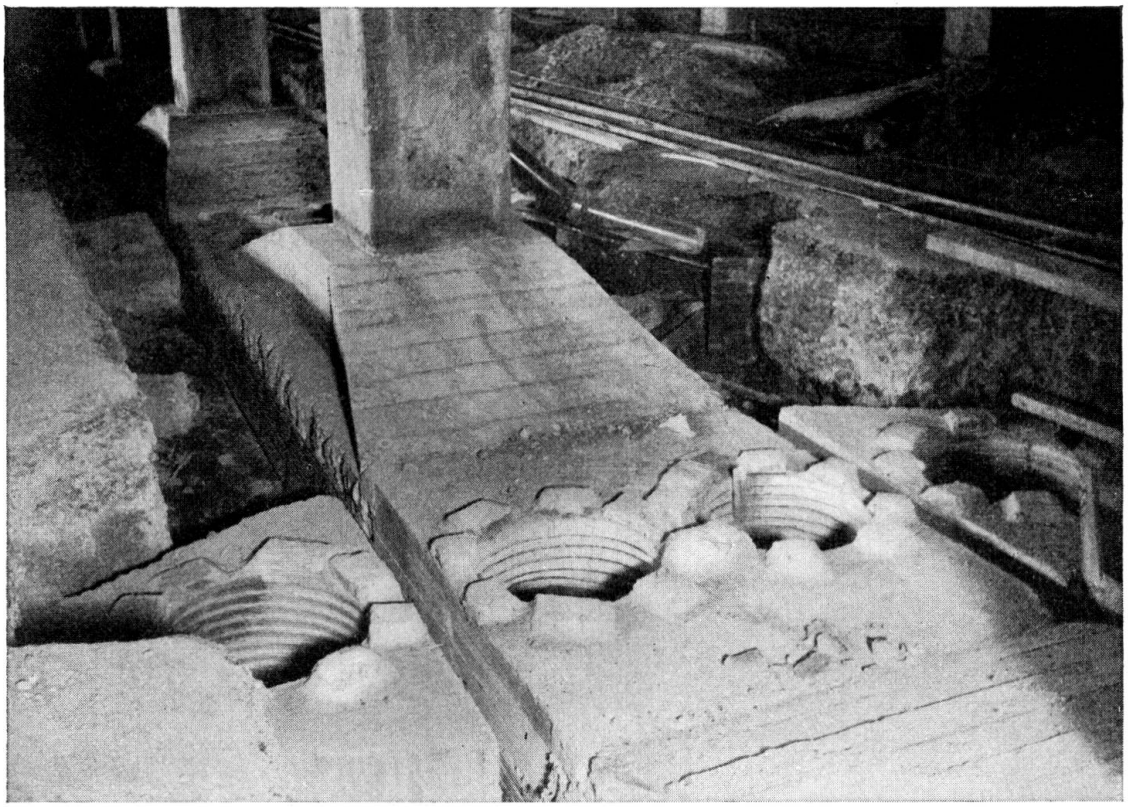

Fig. 12.

Groupe de 4 cheminées; les aciers pour mise en compression de la poutre sont placés dans des caniveaux de chaque côté du massif.

annulaire percée de 8 trous pour le passage des armatures longitudinales et de quatre orifices de remplissage.

Le tronçon N de la pièce étant terminé, on desserre au fur et à mesure du fonçage les presses d'assemblage des viroles à l'exception de celles de la viroles la plus haute. On relève le mandrin de la hauteur d'un tronçon et on relie les armatures longitudinales aux spires de l'armature transversale, puis on met en place les viroles du moule extérieur, on pince les armatures longitudinales dépassant au dessus de la plaque de fermeture dans des griffes agencées par paires dans des supports que l'on peut soulever par des vis, de manière à tendre provisoirement les armatures qui maintiennent la solidarité de l'ensemble. On gonfle ensuite la poche du mandrin intérieur pour éviter une fuite de béton entre la chemise du mandrin et la paroi intérieure du tronçon N et faire joint entre le tube en acier et la chemise.

On remplit alors le moule en béton dosé à 450 Kgs par m^3 en ciment Portland pour travaux à la mer.

On vibre énergiquement ce béton à l'aide de vibrateurs électriques à masse excentrée fixés aux coquilles extérieures.

Une partie de l'eau en excès s'échappe par les joints entre les viroles, une autre remonte vers la surface supérieure qui se trouve ramollie. On rend le béton homogène en disposant sur les orifices de remplissage des tubes dans lesquels en refoule du béton sous forte pression, par des frettes à vis, tout en continuant

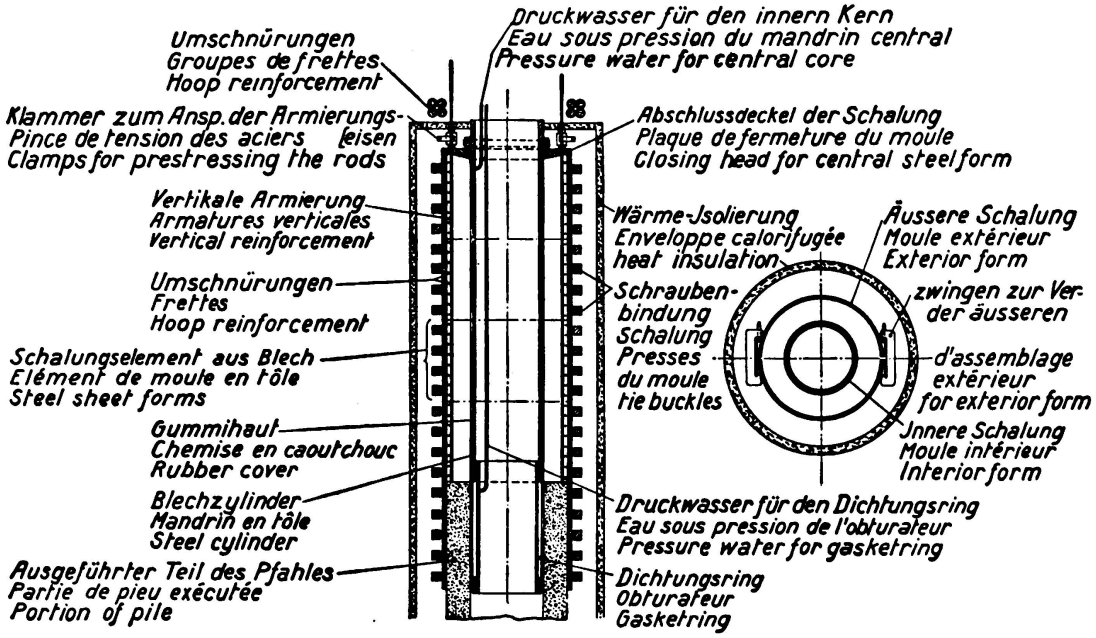

Fig. 13.

Schéma d'un moule à pieu.

à vibrer. On provoque ainsi l'expulsion de l'excès d'eau des parties hautes. Ceci fait, on ferme les orifices de remplissage, on cesse la vibration, puis on envoie de l'eau sous une pression de 20 Kgs par cm² entre le mandrin et sa chemise. Cette pression est transmise hydrauliquement par le béton, qui aussitôt après la vibration agit comme un liquide, à la plaque supérieure qui se soulève en tendant les aciers à un taux voisin de leur limite élastique.

Cette pression est maintenue 20 minutes.

Tous les joints des viroles baillent et pleurent abondamment; le béton devient extrêmement sec. On entoure le moule d'une enveloppe calorifuge dans laquelle on envoie de la vapeur à la pression atmosphérique. La température du béton s'élève rapidement à plus de 100°, et une dureté, comparable à celle d'excellents bétons ordinaires âgés de plusieurs mois, est atteinte dans un délai de l'ordre de 3 heures, *bien que le ciment employé, spécial pour travaux en prise à la mer soit très lent et donne normalement des résistances finales plutôt médiocres* (figures 14, 15, 16).

d) Fonçage des pieux.

On procède aussitôt au fonçage. Théoriquement, celui-ci exige des efforts de compression dont le maximum est 320 tonnes auquel il faut ajouter 20 Kgs de précontrainte ce qui fait environ 200 Kgs par cm². Les essais au Laboratoire indiquent que des résistances de l'ordre de 300 Kgs sont atteintes après trois heures de chauffage dans la vapeur à 100°. Mais il fallait prévoir des moments de flexion dont l'expérience à confirmé l'existence, qui peuvent atteindre des valeurs considérables, notamment dans les zones les plus fraîchement exécutées, or un moment de 50 tonnes mètres fait passer la fatigue à 500 Kgs; d'autre part une rupture de pieu dans le sol est un accident grave.

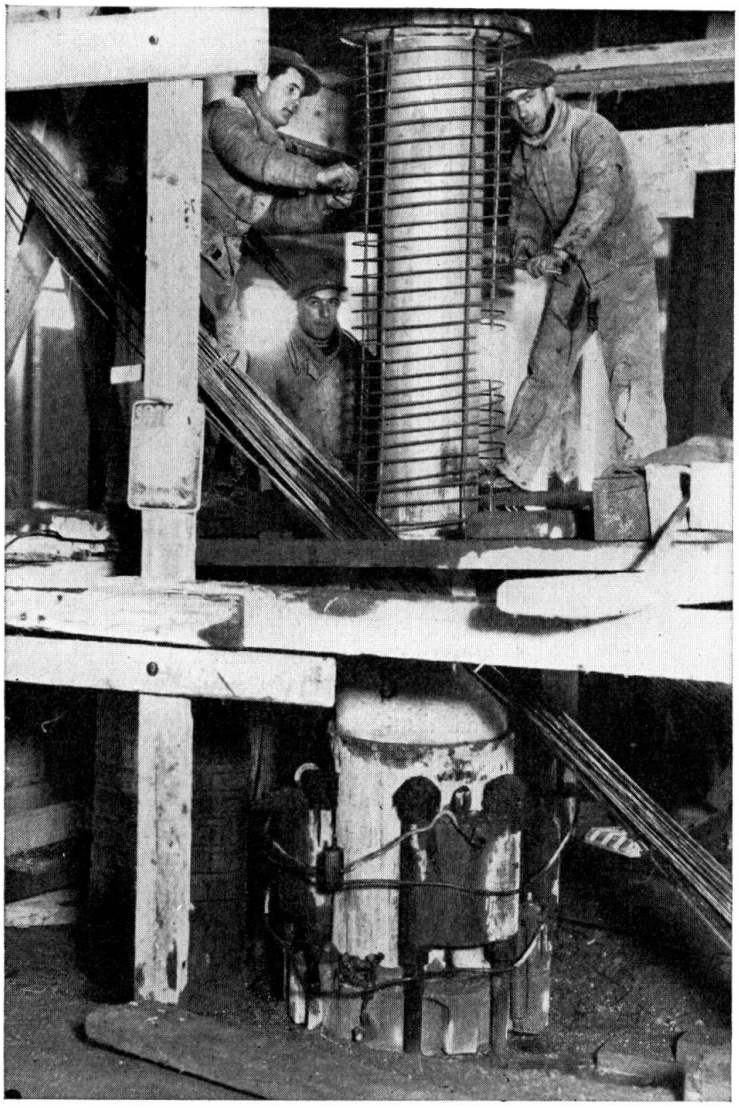

Fig. 14.

Ferraillage d'un élément de pieux (à la partie inférieure on voit les vérins de fonçage).

On conduit donc le fonçage de manière à n'imposer de très gros efforts qu'à des bétons âgés de huit heures environ. Sauf un petit nombre d'incidents survenus surtout pendant l'apprentissage du personnel, il n'y a pratiquement pas de ruptures de pieux.

Le matériel utilisé pour le fonçage consiste en un collier formé d'un tube étanche concentrique au pieu à l'intérieur duquel est disposée une chemise en caoutchouc armé de tissus de coton, très résistante, formant avec le tube un espace annulaire étanche. Entre le caoutchouc et le pieu sont disposées des douves parallèles au pieu, à peu près jointives; ces douves sont en acier pour la partie en contact avec le pieu. En introduisant de l'eau sous pression à 30 Kgs par cm^2 dans l'espace étanche, on serre les douves sur le pieu, avec une puissance totale de 100 tonnes. Le frottement acier sur béton est supérieur à 0,40; on crée donc ainsi une solidarité longitudinale entre les douves et le pieu capable de

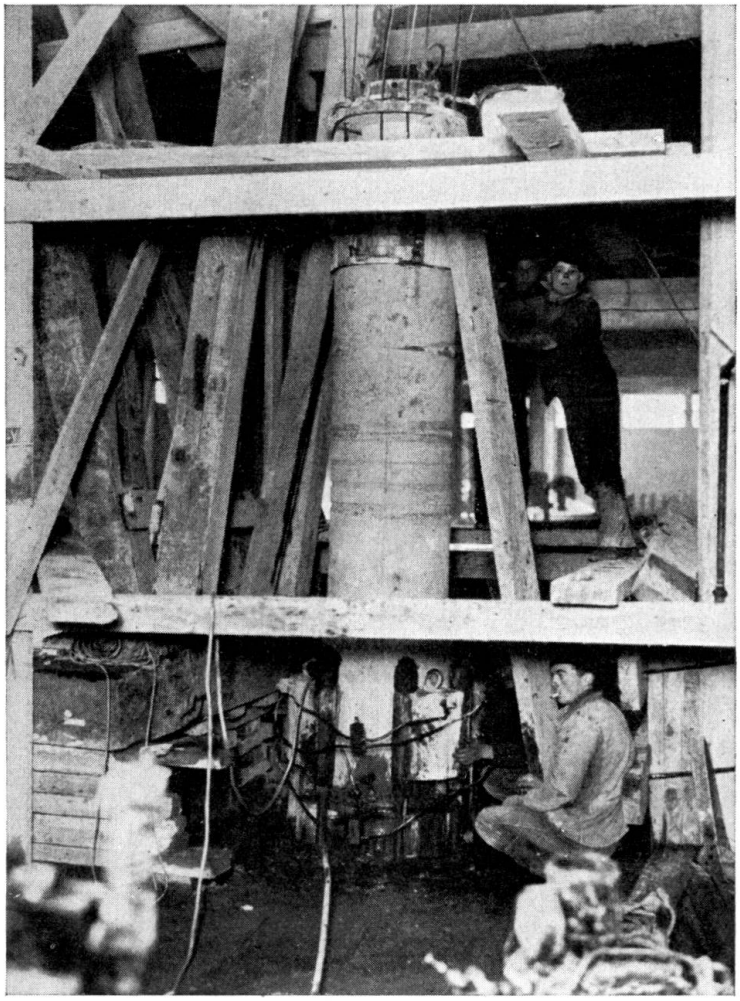

Fig. 15.

Démoulage d'un élément de pieu; à la partie inférieure les vérins de fonçage.

transmettre 400 tonnes au moins. En supprimant la pression toute liaison entre le pieu et les douves disparaît (figure N° 17).

On agit sur les douves par des colliers d'acier; le collier supérieur, très solide, transmet, les efforts de fonçage. Le collier inférieur sert au relèvement des douves et, éventuellement à l'arrachage des pieux. Ces colliers soudés au tube forment bloc avec lui.

Le collier supérieur porte quatre oreilles soudées sur lesquelles prennent appui les pistons d'autant de vérins hydrauliques (figure N° 18) attachés à la poutre à travers laquelle se fait le fonçage du pieu, par huit tirefonds en acier dur vissés dans des écrous en béton, dont le filetage est moulé dans le béton même des poutres. Chaque tirefond fournit un effort de 40.000 Kgs et on a vérifié qu'il pouvait en supporter le double sans déterminer de désordres dans le béton constituant son écrou.

La manoeuvre de fonçage consiste:

1°) à serrer les douves contre le pieu, par envoi d'eau à 30 Kgs dans le collier de fonçage;

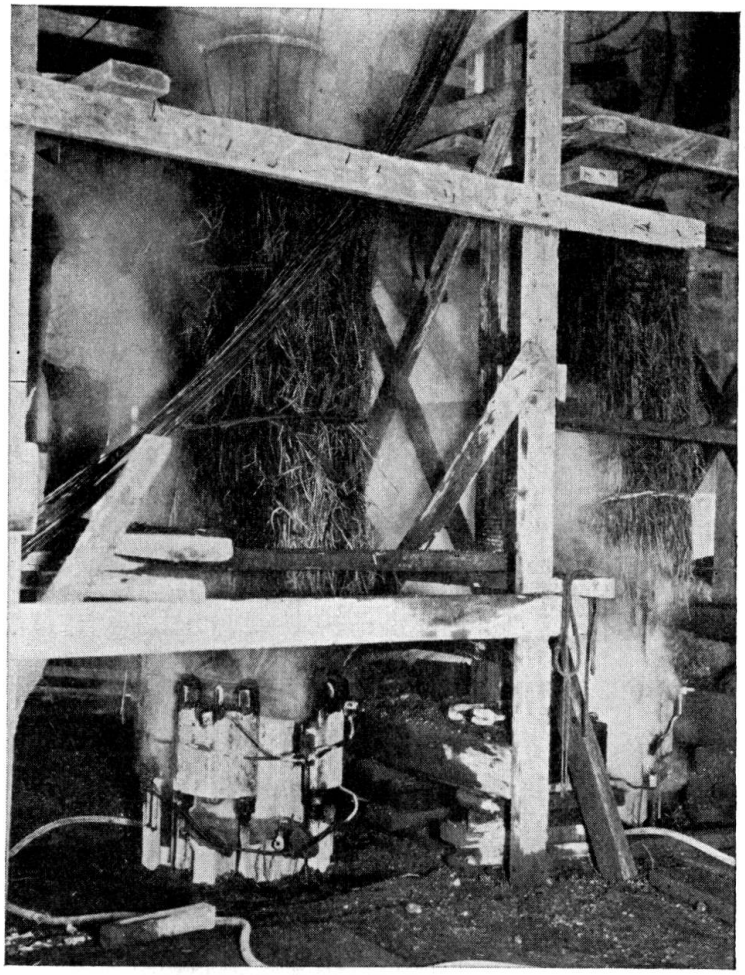

Fig. 16.

Groupe de deux pieux en cours de chauffage.

2°) à solliciter le pieu par l'action simultanée des quatre vérins de fonçage. Sous des efforts dont le maximum est de 320 tonnes le pieu descend sans difficultés, sauf rencontre d'obstacles que l'on peut briser ou draguer par le vide central.

3°) Les vérins à fond de course on enlève la pression dans le collier de fonçage et on remonte celui-ci au moyen de deux petits vérins spéciaux.

Puis l'opération recommence.

En fin de fonçage on soumet le pieu à de nombreuses alternances de charge à 300 tonnes et de décharge; puis on vérifie que sous la charge de 300 tonnes maintenue pendant plusieurs heures il ne descend pas de manière appréciable. En général on obtient rapidement un refus très net; toutefois pour certains pieux ces opérations d'assujettissement exigent un temps assez long, de l'ordre de plusieurs journées, le pieu descendant peu à peu de quantités notables, se chiffrant en diamètres sous l'effet des alternances de charge. Une fois le pieu assujetti, on coule du béton dans le joint annulaire entre le pieu cannelé et la paroi également cannelée de la cheminée de fonçage, on laisse durcir ce béton, le pieu étant en charge. Pour cette dernière opération le collier de fonçage est remplacé par une plaque terminale.

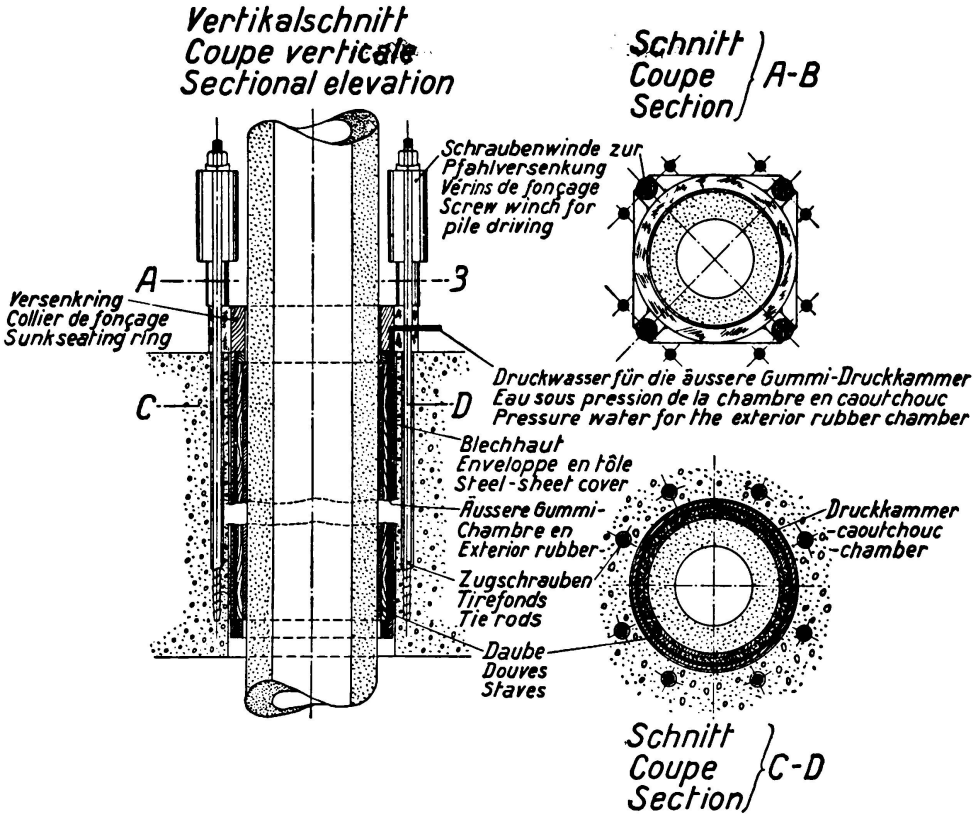

Fig. 17.

Schéma de l'appareil de fonçage des pieux.

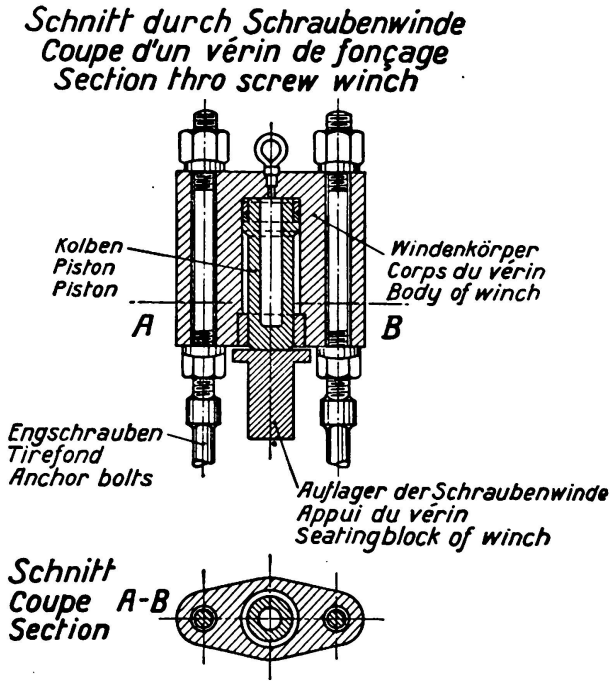

Fig. 18.

Détail d'un vérin de fonçage.

Les pieux ainsi obtenus sont parfaitement calibrés intérieurement et extérieurement, et en général ils restent très droits. Parfois cependant ils sont déviés par des obstacles et prennent alors des flèches élastiques qui démontrent l'existence de fatigues de flexion considérables.

Ces flèches disparaissent le plus souvent si on laisse le pieu au repos, par la déformation lente du sol sous l'action des forces élastiques.

Sauf rencontre d'obstacles spéciaux, la fabrication et le fonçage d'un pieu de 30 mètres exigent environ quatre jours de travail; dans l'ensemble l'exécution se poursuit dans des conditions satisfaisantes de vitesse et de prix de revient.

Applications diverses de la méthode de fabrication des pieux du Havre.

Il est clair que les moyens décrits ci-dessus sont susceptibles de variantes permettant de les adapter à la fabrication d'éléments quelconques, de forme sensiblement cylindrique ou prismatique, tels que pieux et éléments de toute forme battus, vissés, havés de toutes les manières possibles; colonnes ou poteaux en élévation, revêtements de souterrains, radiers, murs, cuirassements, planchers. poutres, voûtes, tuyaux, chaussées de routes en béton armé, etc. . . .

Dans presque tous les cas, on peut réaliser des matériels maniables, de fonctionnement quasi automatique, dont l'emploi n'entraine que des frais très limités de main d'oeuvre et d'amortissement des moules.

En général, la période de réemploi du matériel peut être réduite à quelques heures, parfois même à quelques dizaines de minutes, ce qui permet d'atteindre des vitesses d'éxécution très èlevées avec des mátériels relativement peu importants.

Les avantages économiques de ces diverses applications se déduisent aisément de ce que j'ai exposé plus haut.

Un cas particulièrement intéressant est celui du tuyau. J'ai combiné des matériels qui réalisent automatiquement la fabrication soit en usine; soit au contraire en place, en tranchée ou en souterrain, sans joints, de tuyaux de tous diamètres dans lesquels tous les aciers transversaux et longitudinaux sont mis en tension jusqu'à leur limite élastique. On obtient ainsi une étanchéité qui reste rigoureuse jusqu'à des pressions limitées seulement par des fatigues de l'armature de l'ordre de 80 Kgs par mm^2. En laboratoire j'ai obtenu des tuyaux étanches sous 250 Kgs par cm^2.

La résistance aux flexions et aux cisaillements éventuels est dix fois plus grande, à épaisseur égale, que celle des tuyaux ordinaires de la meilleure fabrication. Leur résistance chimique, due à leur extrême compacité, est remarquable; leurs surfaces intérieures rigoureusement lisses assurent le maximum de débit.

Une autre application susceptible de développements considérables est le plancher champignon. Actuellement, la portée de ces planchers ne dépasse guère trente à quarante fois leur épaisseur; avec mes procédés elle peut être largement doublée, sans augmentation ni du prix au m^2, ni des flèches, en sorte que les planchers champignon encore un peu exceptionnels, peuvent devenir d'un emploi quasi universel, notamment dans les maisons d'habitations dont ils simplifieraient considérablement l'exécution.

Poutres en béton armé de grande portée.

Dans diverses publications antérieures, j'ai indiqué que l'emploi du béton armé sous forme d'arcs permet d'atteindre des portées considérables, qui ne peuvent être dépassées que par les ponts suspendus.

Il est clair que les procédés que je viens de décrire augmentent encore considérablement les portées limites théoriques des arcs; en outre, l'obtention de durcissements quasi instantanés rend possibles des moyens de réalisation absolument nouveaux dans le domaine du béton et que jusqu'ici on pouvait croire réservés à la charpente d'acier.

Je traiterai à part ce sujet, qui est à lui seul assez vaste pour nécessiter un travail séparé.

Pour le moment je ne parlerai que des poutres droites.

Jusqu'ici il était impossible d'envisager un emploi économique du béton armé sous la forme de poutres droites de grande portée, surtout dans le cas de poutres à âme pleine de faible hauteur relative.

A cela, trois raisons: mauvaise utilisation du béton à la compression; impossibilité d'utiliser des taux de contrainte importants pour le métal; d'où emploi d'un gros volume d'acier exigeant une lourde enveloppe de béton; et par dessus tout, la très médiocre utilisation du béton dans les organes de transmission des efforts tranchants. Sur ces trois points, mes procédés apportent des améliorations considérables.

J'ai constaté par des études de cas particuliers que l'emploi de ces techniques nouvelles permet de *multiplier par un coefficient de l'ordre de cinq à dix*, les portées limites économiquement réalisables avec les poutres en béton armé; des poutres des 100 mètres de portée avec âme pleine deviennent réalisables à bas prix et sans difficulté, elles sont sensiblement plus légères, et infiniment moins coûteuses que des poutres en charpente métallique de mêmes portée et charge, surtout dans le cas de plusieurs poutres semblables.

J'ai fait pour des poutres de 100 mètres de portée, supportant une double couverture (sheds recouvrant un plancher transparent) un projet étendu jusqu'aux plus petits détails du matériel d'exécution; semblable dans son esprit, à celui utilisé au Havre.

Cette étude donne les résultats suivants:

Le poids de la poutre est de *3.200 Kilogs* au mètre courant. Elle porte son poids propre et une surcharge égale à son poids moyennant une armature pesant environ 350 Kgs au mètre, formée *de 180 barres de 16 mm* étirées à 84 Kgs, soumises à une tension permanente de 50 Kgs par mm² et un taux de fatigue du béton de *180 Kgs* acceptable pour un béton dont la résistance est supérieure à 800 Kgs par cm². J'ai prévu que les bétons de l'âme seraient soumis par des armatures tendues verticales, et horizontales en tant que de besoin, à une double étreinte empêchant absolument toute possibilité de fissuration par les cisaillements; j'ai réglé les épaisseurs pour une limite de travail ou cisaillement de 60 Kgs par cm²; dans ces conditions ces cisaillements ne déterminent aucune traction mais des taux de compression dont le maximum est largement inférieur à la limite acceptée de 180 Kgs par cm².

Je donnerai enfin quelques détails sur une application des méthodes que je viens de décrire à l'amélioration des chaussées en béton.

L'emploi d'armatures sous la forme ordinaires dans les chaussées est souvent plus nuisible qu'utile car elles aggravent les tensions de retrait et de dilatation et favorisent par là, au lieu de l'empêcher, l'émiettement sous les charges alternées et la formation des fissures. L'emploi d'armatures tendues, au contraire, améliore considérablement les chaussées à tous points de vue.

Tout d'abord elles remplacent les tensions de retrait par des compressions. Par suite, elles suppriment les fissures de retrait, et la nécessité de la plupart des joints; les variations dues aux changement combinés de température et d'état hygrométrique se résolvant désormais en variations d'intensité d'un état moyen de compression.

En second lieu la suppression des tractions améliore considérablement la résistance des éléments du béton à l'arrachement; elle diminue la déformabilité et augmente la résistance à la flexion; d'où une bonne tenue sous les fortes charges même en cas de sous-sols déformables.

En utilisant des aciers à 120 Kgs par mm^2 la consommation de métal serait de 4 à 5 Kilogs environ au mètre carré, et la dépense en prix de revient de 5 à 6 francs au mètre carré.

L'augmentation du prix au mètre carré serait du même ordre qu'une augmentation d'une épaisseur de quelques centimètres; l'amélioration obtenue serait bien plus considérable que celle que pourrait donner cette augmentation d'épaisseur. Enfin les routes pourraient être livrées aux usagers, deux heures après le coulage des bétons.

Je n'allongerai pas davantage la liste des applications possibles. Je crois avoir établi que l'utilisation systématique des hypothèses et des méthodes de la physique est susceptible de faire réaliser des progrès considérables et très rapides à nos connaissances générales concernant les ciments et bétons; et, par voie de conséquence, aux industries d'applications de ce matériau; progrès comparables à ceux que les mêmes moyens ont fait réaliser aux industries de la métallurgie et de la mécanique.

Résumé.

L'auteur détermine pour les ciments, en introduisant de nouvelles hypothèses, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment. La résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur, des conditions mécaniques et physiques de leur emploi. On peut obtenir pour tous les ciments des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.