

PLUS D'INCENDIES DÉSASTRUEUX

PLUS D'INCENDIES DÉSASTRUEUX

EN PÂRE
SURPASSE EN CRÉ

Le Béton Armé

ORGANE
des Agents et Concessionnaires
DU SYSTÈME HENNEBIQUE

Paraissant le 1^{er} de chaque mois

DIRECTION :

54, Boulevard Saint-Michel, Paris

RÉDACTION :

26, Rue de La Chalotais, 26, Rennes

Toutes les communications et envois doivent être adressés à

M. PERRET, Ingénieur,

26, Rue de La Chalotais, à RENNES.

COMITÉ DE RÉDACTION :

MM. S. DE MOLLINS, Ingénieur civil à Lausanne,
Président ;

E. HENNEBIQUE, Ingénieur civil à Bruxelles,
Secrétaire ;

F. PERRET, Ingénieur des Arts et Manufactures,
Rédacteur ;

LE BRUN, à Nantes ;

MARTINEZ, Ingénieur des Arts et Manufactures à Paris ;

E. RIBÉRA, Ingénieur des Ponts et Chaussées à Oviedo.

RENNES

Imprimerie des Arts et Manufactures

— 3 —

Place de la Halle-
aux-Blés.

Abonnement :

20 fr.

PAR AN



SOCIÉTÉ DES CIMENTS FRANÇAIS

Siège Social :

BOULOGNE-SUR-MER

CAPITAL SOCIAL : DIX MILLIONS

Marque : "DEMARLE LONQUÉTY"

Les Usines les plus importantes du Monde entier pour la fabrication

DU

CIMENT PORTLAND

PRODUCTION ANNUELLE : 160,000 TONNES

Fournisseurs du Gouvernement depuis 1845

PLOMBS DES SACS



PLOMBS DES SACS



Nous mettons tous les Acheteurs de Ciments en garde contre certains produits de qualité inférieure qui sont offerts sous le nom de Portland et qui contiennent souvent jusqu'à 30 et 40 % de matières étrangères.

Nous rappelons à notre nombreuse Clientèle que nous garantissons **absolument purs sur facture** tous les Ciments qui sortent de nos Usines sous nos plombs et marque de fabrique.

La seule Société possédant des Usines à

BOULOGNE-SUR-MER

LE BÉTON ARMÉ

Organe des Concessionnaires et Agents du Système HENNEBIQUE

SOMMAIRE

*Troisième Congrès du béton de ciment armé (suite).
Influence des armatures métalliques sur les propriétés des mortiers et bétons (suite).
Procès-verbaux d'épreuves.
Le Canal d'aménée du Simplon.
Autour du Tunnel.
Tribune d'orgue à l'Église Saint-Waast, à Armentières.
Travaux du mois.*

TROISIÈME CONGRÈS

Du Béton de Ciment Armé

SÉANCE du Mardi soir 24 Janvier 1899

Présidence de M. F. HENNEBIQUE

(SUITE)

Permettez-moi, Messieurs, de vous dire comment je suis arrivé à m'occuper de cette question des bétons armés. C'était en 1879; je construisais une grande villa pour un client, qui était un ami. J'ai toujours eu cette chance d'avoir pour amis, et de les conserver comme tels, tous mes clients. Celui-ci m'avait surtout imposé comme programme le fireproof le plus absolu. Il me disait : Nous venons d'avoir deux incendies, avec accidents de personnes, à Bruxelles, où les secours sont bien organisés. Or, je me demande si semblables incendies arrivaient à ma campagne où je n'aurais pas le temps d'appeler les pompiers de Bruxelles, ce qui arriverait? Construisons donc ma villa à l'épreuve du feu. A cette époque on considérait comme fireproof la construction suivante :

On posait des voussettes en briques sur des poutrelles. Par dessus les poutrelles, on posait des lambourdes, puis le hourdis, puis le plancher et le parquet. Les poutrelles avaient leurs ailes complètement nues et entourées de bois dessus et dessous; par conséquent, c'était admirablement disposé pour chauffer le fer en cas d'incendie. J'avais lu, avec beaucoup d'attention, les études qu'avaient publiées les journaux techniques sur les incendies en 1871, à Paris. Il n'en ressortait qu'une idée, qu'une doctrine, c'est que tous les écroulements des bâtiments étaient arrivés par dilatation du fer sous l'action du feu. Eh bien! Messieurs, au moment où j'allais commencer

les premiers planchers de la villa, en allant voir ces travaux avec mon client, nous fûmes témoin d'un incendie qui détruisit en moins d'une heure une grande construction industrielle, bâtie exactement comme celle que j'allais commencer. Mon client, devant ce résultat, me regarda et me dit :

— Eh bien! monsieur Hennebique, et mon fireproof?

— Dame! je ne sais plus?

— Qu'allez-vous faire?

Je ne sais pas.

J'avais vu s'écrouler les murs, je voyais cependant bien que ce n'était pas par la dilatation. Celle-ci pour la plus grande longueur de poutrelles employées, ne saurait produire un allongement de 0^m10; or il n'y a peut-être pas de construction un peu importante dont les murs n'ont pas des surplombs de quelques centimètres. Ce n'est donc pas la dilatation qui pousse et ruine les murs. Après de longues réflexions, après l'examen et le rapprochement de quelques faits de dilatation des maçonneries en briques soit au bâtiment détruit signalé ci dessus, soit en des fours à briques ou à poteries, je me donnai l'explication suivante :

Sous l'action de la chaleur, les voussettes en briques dont la dilatation est beaucoup supérieure à celle du fer, se disjoignent et se fissurent. L'air surchauffé qui s'accumule sous les plafonds, se précipite par ces fissures et s'il se trouve à proximité immédiate du bois ou d'autre combustible, cela forme un véritable foyer de chalumeau dont la température arrive à des hauteurs considérables.

Qui n'a pas été étonné de trouver toutes sortes de métaux fondus dans des incendies de très peu de durée et où les matériaux combustibles étaient peu nombreux?

Figurez-vous, Messieurs, une de ces fissures, un de ces chalumeaux se produisant entre les briques des voussettes et la poutrelle; celle-ci rapidement portée au rouge, en ce point, perd toute sa raideur et plie sous la charge des hourdis. Cependant, un des deux bourrelets de la poutrelle peut parfaitement conserver encore assez de résistance à la traction pour former chaîne et tirer les murs à l'intérieur. Si une première poutrelle commence ainsi son mouvement de flexion, les deux voussettes qu'elle supporte se désorganisent et se séparent des poutrelles voisines en ouvrant de nouvelles et plus larges issues à l'attaque des flammes. Les poutrelles ainsi attaquées fléchissent de proche en proche, en attirant les murs; mais ceux-ci sont retenus, étré sillonnés par les planchers bas et haut; il se fait là une courbe rentrante et sous la réaction une courbe opposée qui projette le mur à l'extérieur, sous le plancher attaqué.

C'est ce que j'avais observé. C'est ce qui s'est produit encore en d'autres incendies que j'ai vus, entre autres l'incendie des halles de Bruxelles, où l'on a été étonné de voir une projection de matériaux jusque sur les trottoirs d'en face. En un moment où les explosions anarchistes étaient à l'ordre du jour, on a quelquefois imputé ces projections de matériaux à des matières explosibles. Ayant ainsi déterminé la cause de la destruction rapide des planchers en fer, je dis à mon client que j'avais pour ainsi dire associé à mes recherches et déductions :

Il faut : 1° supprimer tous les bois, lattis ou lambrourdes entourant les poutrelles; 2° il faut entourer celles-ci de matières réfractaires. C'est bien facile : enrobons-les dans une couche de béton les dépassant, les recouvrant au-dessus et au-dessous de 3 à 4 centimètres. En l'espèce, mes poutrelles étaient prévues à 0^m18 de hauteur, la semelle de béton devait donc avoir 0^m26 d'épaisseur. Mais aussitôt se présente l'objection suivante : nos poutrelles sont calculées pour porter 350 kilos par mètre carré de charge et surcharge. Elles vont avoir à porter 750 kilos par mètre carré, en conservant seulement 150 kilos pour la surcharge libre ; il faudra donc les doubler en nombre, d'où augmentation du prix de la villa. Mais mon client ne l'entendait pas ainsi.

« — Monsieur Hennebique, me dit-il, vous m'avez promis le fireproof pour 120,000 fr., vous devez me fournir ma villa pour ce prix-là. C'est un forfait, arrangez vous. » Le ton, Messieurs, avec lequel me fut faite cette réponse était amical ; c'était plus une invitation à chercher la solution intéressante à trouver, qu'une mise en demeure de fournir la chose promise, d'autant plus que mon ami ajoutait : « Je ne suis pas pressé. » — Quel est le mobile qui me poussa le plus ? Je ne me prononcerai pas et ne dirai pas si c'est le désir de remplir le programme, de satisfaire à l'obligation acceptée, ou la crainte de perdre une affaire ; toujours est-il que j'y pensai beaucoup et que, pendant deux mois et demi à trois mois, toutes les hypothèses, toutes les suppositions de résistance et de travail respectif que pouvaient fournir les deux éléments fer et béton furent examinées par moi.

Enfin, l'idée dominante jusqu'à la monomanie fut que le fer entouré de béton allait être soulagé, l'axe des fibres neutres remonterait et que le bourrelet inférieur de la poutrelle travaillerait avec un bras de levier plus grand. Une fois fixé, je ne dis rien à mon client. Je partis avec deux ou trois ouvriers ; je fis poser le plus grand plancher, celui de plus grande portée (7 m.), je le fis bétonner ; quinze jours après, j'appelai mon client ; je fis essayer le plancher devant lui ; c'était admirable de rigidité. Si j'avais dû tenir compte du fer seulement, il travaillait à 18 ou 20 kilos par millimètre carré. Ce que j'avais deviné se réalisait.

Je fis immédiatement construire de la même façon tous les autres planchers dont j'avais les poutrelles à pied d'œuvre. Heureusement, il me manquait les poutrelles du grenier. Après avoir ainsi constaté que le béton travaillait bien en compression, en fonction des poutrelles travaillant en traction, je com-

mençai, pour les planchers du grenier, par supprimer l'âme de la poutrelle ; je remplaçai le bourrelet inférieur de celle-ci par une même section de fer en barre cylindrique, puis je fis la même chose pour le bourrelet supérieur, mais en diminuant la section de fer que je ramenai à 1/3 de la section prévue. J'enfilai mes deux barres dans des entretoises poinçonnées. (Voir fig. 6 du n° 10 *Béton Armé*, mars 99).

Les résultats furent les mêmes. Notez que j'employais toujours le même béton de mortier de chaux hydraulique et briques. Mon client, qui avait suivi tous ces essais et études avec beaucoup d'intérêt et une véritable intelligence de l'art de construire, était très satisfait ; il me félicitait souvent et voyait plus loin que sa construction, dans cette réalisation complète de son programme de résistance absolue à la propagation du feu.

L'année d'après nous avions à construire la maison du jardinier ; ayant constaté par moi-même les difficultés d'enfiler les barres dans les entretoises nombreuses, puis ensuite de transporter et poser ces assemblages très peu rigides ; persuadé d'un autre côté que la liaison intime des barres de traction avec la semelle du hourdis une fois obtenue, le solide serait constitué, je supprimai la barre supérieure et les entretoises poinçonnées pour les remplacer par les étriers que vous connaissez ; ce nouveau progrès était décisif, il supprimait des difficultés réelles d'exécution et rendait le système pratiquement applicable.

Aussi à partir de cette date 1880, je n'employai plus une poutrelle dans les constructions que ma clientèle me confia. J'ai construit ainsi une quantité d'immeubles plus ou moins grands sans ébruiter ma découverte jusqu'en 1892 (je n'ai guère, du reste, l'habitude de faire de la réclame).

Cette année-là, j'avais à faire établir le chauffage et la ventilation d'un immeuble industriel très important. Amené à étudier les radiateurs américains à vapeur et à basse pression, je faisais des recherches dans les journaux scientifiques américains, dans le but d'essayer de remplacer leurs lourds radiateurs en fonte par des radiateurs en tôle d'acier, lorsqu'un article d'une revue technique dans lequel l'auteur exposait les efforts et inventions nouvelles des ingénieurs pour mettre leurs constructions à l'épreuve du feu, me tomba sous les yeux. Les différents essais que j'ai eu l'honneur de vous signaler tout à l'heure y figuraient, ainsi que d'autres inventions assez originales qui sont moins rares en Amérique que partout ailleurs. Je me dis : « Voilà des gens qui dépendent infiniment d'argent pour arriver à un résultat que j'ai obtenu depuis longtemps, tout en faisant des économies ; il y a peut-être là quelque chose à faire. » Je fis des recherches sur les antécédents de la question du Ciment armé ; m'étant assuré qu'aucune antériorité d'invention ne détruisait la valeur de ma découverte, je pris mes brevets qui sont sensés des titres de protection de propriété. Soit dit en passant que cette propriété est bien la plus mal assurée qui existe. La loi en vertu de laquelle on nous délivre les brevets, paraît être beaucoup plus un traquenard pour faire tomber et détruire la pro-

priété industrielle qu'un palladium destiné à la protéger.

Quoiqu'il en soit, bons ou mauvais, je me proposais de laisser mon fils à la tête de cette exploitation de mes procédés et je pensais continuer à diriger mes chantiers de construction. Je fis imprimer une première brochure, *Plus d'incendies désastreux*, et la répandis dans le public en 2 ou 3,000 exemplaires, commencement de septembre 1892.

Un incendie, industriel de Roubaix, qui venait d'avoir ses bureaux et magasins détruits et à qui j'avais adressé une de mes brochures, m'écrivit :

« Monsieur architecte de Paris a lu votre brochure et la trouve intéressante. Veuillez m'en envoyer une seconde. »

Je voulus la lui porter moi-même et fis le voyage de Roubaix ; je trouvai un homme qui me dit : « Monsieur Hennebique, vous me plaisez, vous êtes un brave homme ; si rien ne s'y oppose de votre côté, restez ici et exécutez mes travaux. »

Il y avait à construire pour 22,000 francs de planchers.

J'ai naturellement eu pour ennemi déclaré, dès le premier jour, le serrurier de la maison, qui heureusement pour moi, était très remuant, et se mit en campagne afin de tuer dans l'œuf cette malencontreuse concurrence. Le résultat de ses nombreuses diatribes contre mon système, fut d'appeler l'attention de ses interlocuteurs. Ceux-ci venaient voir cet extraordinaire système qui ne tenait pas et allait crouler en occasionnant les plus terribles catastrophes. Ils s'en retournaient édifés, le résultat de ces efforts, de cette grosse caisse d'alarme battue pour faire fuir tout le monde, fut de l'attirer. Aux essais de résistance de ces planchers, qui eurent lieu en mars 1893, 49 Architectes, Ingénieurs et Industriels y assistaient.

Dans notre visite de ce matin aux travaux des Palais des Beaux-Arts, j'ai eu le plaisir de rencontrer l'un de ces ingénieurs des ponts et chaussées qui voulut bien me rappeler cette première séance, ces premiers essais en public, et me féliciter du chemin parcouru. Permettez-moi d'ajouter qu'à l'exemple de la plus grande majorité de ceux qui ont assisté à ces premiers essais, il est devenu l'un de nos bons clients.

J'ai eu en ma vie, Messieurs, beaucoup de chance. Ce n'est certainement pas à mon savoir que je dois mon succès, je crois que je suis né sous une bonne étoile et que j'ai eu les ennemis qu'il me fallait ; c'est surtout dans mon entourage d'ennemis que j'ai été heureux ; je les ai toujours rencontrés à ma taille et tels qu'il me les fallait pour me pousser.

Le premier serrurier que je rencontrai était un constructeur de moyenne envergure ; 22,000 francs de travaux formaient pour lui une affaire !

Les forges de Sedan me fournissaient les barres et je prenais les fers feuillards pour les étriers dans le commerce sur place. En seconde année, voyant le succès se dessiner, les grandes forges du Nord se sont liguées pour ne plus me fournir de feuillards. Les forges de Sedan se montèrent pour laminier les feuillards et, voyez comme la vertu est toujours ré-

compensée ! nous eûmes, en 1894, cette grande sécheresse qui mit à sec tous les cours d'eau fournisseurs de force motrice, pour la plus grande partie des laminoirs à feuillards de l'Est.

Les forges de Sedan en profitèrent puisque leurs laminoirs, commandés par la vapeur, purent marcher à plein collier. Elles ont fabriqué ce qu'elles ont voulu cette année-là.

Il est évident que tous les intéressés aux forges et à la vente de leurs produits avaient suivi le mouvement et s'en étaient donné à cœur joie, de dauber sur le nouveau système.

Grâce à eux, ma réputation commençait, on parlait à Paris du Béton Armé ; les entrepreneurs cimentiers qui employaient plus ou moins le système Monnier, les architectes amateurs de progrès demandant des renseignements que je m'empressais de transmettre.

J'avais eu le bonheur de faire quelques grandes constructions, c'est peut-être en 1893 que je fis l'application la plus hardie de mon système (les premiers silos à grains à Don et à Brebières), d'autres constructions industrielles m'avaient été confiées ; conduites à bien, grâce au concours dévoué de mes premiers concessionnaires du Nord, j'avais à montrer, non pas des calculs hypothétiques, mais la réalisation de mes prévisions.

C'est peut-être à ce moment, vers 1894, que la lutte fut la plus dure. Je n'accuserai pas les Parisiens d'être réfractaires au progrès, mais tant de sollicitations diverses sont faites journellement auprès de ceux qui travaillent qu'ils deviennent sceptiques et n'ont plus le temps de distinguer le bon grain de l'ivraie.

Puis, Messieurs, il y avait le Ciment Armé, depuis plus de dix ans, on avait fait des travaux en ciment renforcés par des treillis de fil de fer, des spécialistes commençaient à rechercher des combinaisons plus judicieuses que l'ancien treillis Monnier ; ce sont surtout ces maisons qui suivaient jalousement les progrès du Béton Armé. Moi-même, du reste, j'appelais leur attention, avec l'espoir de les voir devenir concessionnaires d'une licence de mes brevets. Ce fut le cas de répéter une fois de plus, beaucoup d'appelés, peu d'élus. Mais, plus encore, je dois avouer que parmi presque tous les constructeurs en ciment armé, avec lesquels je fus en rapport, beaucoup ne comprirent pas la valeur et l'originalité de mon système. Après les premières applications à Paris, il fallut bien se rendre à l'évidence. Mais il est si difficile de remonter la pente de l'amour-propre du respect de sa propre infaillibilité ! On chercha mieux, et, en attendant, on attaqua vivement ce que l'on allait imiter plus ou moins.

Ce fut presque la guerre civile ; nos ennemis, Messieurs, croissaient en nombre et en force, à mesure que nos propres forces augmentaient. Vous vous rappelez, au commencement de 1897, les circulaires calomniatrices du syndicat des poutrelles en fer. On citait des faits, six de nos grandes constructions industrielles étaient tombées ou menaçaient ruine ; le syndicat mobilisait tous ses agents, faisait appel à tous les intéressés pour continuer l'enquête,

c'était une commission permanente d'inquisition attachée à nous suivre partout. Nous attendons toujours les résultats de cette enquête, le produit des efforts de cette armée de la poutrelle.

Cependant, j'oublie : le syndicat, dans la première circulaire venue à notre connaissance, avançait des faits absolument faux et *controuvés*. Je me suis plus spécialement informé auprès de nos clients, qui m'apprirent qu'effectivement ils avaient eu connaissance de la circulaire, par le grand nombre de demandes de renseignements, par les visites reçues; comme je m'excusais à l'un deux des dérangements que je lui occasionnais, il voulut bien me répondre qu'il en était très heureux et saisissait ainsi l'occasion de me témoigner sa satisfaction.

Au surplus, j'ajouterais que cinq des propriétaires cités nous ont fait ou nous font confier de nouveaux travaux; quant au sixième, la construction citée était en poutrelles. Nous espérons bien, ayant eu l'occasion de faire sa connaissance, qu'il tiendra à faire du Béton Armé à sa prochaine construction.

A cette levée de boucliers des constructeurs en fer, en ciment armé, des forges et des commis-voyageurs en poutrelles, vient s'ajouter la Science, ou du moins certains écrivains qui représentent, paraît-il, la science de la résistance des matériaux appliquée au Ciment armé. Nos formules, les formules du Béton Armé, ne sont pas conformes aux prescriptions du Codex, nous ne triturons pas assez d'hypothèses.

Ah! Messieurs, vous l'avouerez-je? j'ai une sainte horreur de tout ce fatras de science, plus apparente que réelle, que l'on voudrait nous faire croire appliquée à ces travaux.

Nous étudions plus de 2,000 projets par an, nous avons, l'année dernière, exécuté 830 entreprises; nous avons appliqué partout nos formules simplistes.

Les facteurs qui interviennent dans ces formules sont les charges, les portées qui forment les bras de levier de ces charges, les résistances des matériaux employés, la hauteur des couples formés par les solides et le bras de levier de la résistance des matériaux; cela constitue une petite cuisine bien simple, dont tous les éléments sont bien compréhensibles, et nous suffisent pour composer en Béton de Ciment et fer des combinaisons de charpentes et planchers solides et économiques.

Les épreuves faites un peu partout nous ont démontré que le coefficient de sécurité de nos constructions varie généralement de 6 à 9; nous trouvons que c'est suffisamment rassurant.

Pendant toutes les péripéties de cette lutte, que je vous demande pardon de vous détailler aussi longuement, le succès s'accroissait, l'attention publique s'éveillait, nous étions discutés, donc nous existions. Comme le Béton Armé se défend tout seul, qu'il procure réellement des avantages très appréciables à tous les points de vue, ceux qui ont à construire l'étudient et l'adoptent inmanquablement. Puis, Messieurs, au-dessus de la science pédante et d'autant plus suffisante qu'elle est insuffisante, il y a la science modeste et chercheuse qui se rend compte des choses et étudie sérieusement; cette science-là ne nous a pas condamnés, elle surveille nos travaux et

en vérifie les résultats, après avoir pris connaissance de nos prévisions et calculs. Cette science là sait bien que tout n'est pas dit, de la résistance des matériaux, même appliquée au métal, et qu'il existe encore, hélas! trop d'inconnu dans les données du problème formidable sans cesse posé devant elle. Cette science-là n'est pas aussi bruyante, elle ne se précipite pas dans l'arène pour arriver première, dût-elle faire fausse route.

Nous ne pouvons pas dire que la science véritable a prononcé sur notre système; non, c'est un jugement tenu en délibéré; ce n'est pas de ce côté que nous est venu le succès, le gros succès inouï dont nous sommes fiers: c'est aux attaques incessantes de nos ennemis intéressés que nous devons en grande partie notre notoriété et la divulgation si rapide de notre système; ils ne visaient peut être pas ce résultat; je le constate cependant et les en remercie de bien grand cœur!!

L'un de mes agents de province, M. Dumas, va vous parler maintenant de ses très intéressants travaux sur la protection des travaux à la mer en béton armé.

M. Dumas. — Messieurs, je ne vous dirai que quelques mots. Monsieur Hennebique, avec sa grande indulgence, m'a cité tout à l'heure. Ce que j'ai à vous dire est cependant bien peu intéressant, surtout après l'exposé de la si belle carrière de M. Hennebique.

Je ne vous retracerai pas les lois chimiques qui régissent l'action de l'eau de mer sur les ciments, elles sont encore d'ailleurs mal définies. Je n'en retiendrai qu'un fait. C'est que cette action ne se produit pas seulement sur la surface de l'ouvrage exposée au contact direct de l'eau de mer, mais sur la masse entière du mortier où elle produit une décomposition accompagnée de foisonnement et par suite de la désagrégation de la maçonnerie.

Lorsque M. Hennebique a été amené à présenter des projets de travaux en ciment armé à la mer, et plus particulièrement des pieux et des palplanches, la première objection que l'on a faite était de savoir si une telle construction résisterait à l'action destructive de l'eau de mer.

Les ciments et les dosages étant les mêmes, on ne pouvait prévoir *a priori* pourquoi les ouvrages de M. Hennebique résisteraient mieux que ceux des autres.

Il y a cependant une raison en faveur du ciment armé qui est la suivante:

Les constructions ordinaires employées jusqu'à présent sont établies en maçonnerie de moellons ou de pierres de taille et de mortier gâché avec une quantité d'eau telle que la masse en résultant soit suffisamment plastique pour s'écraser sous le poids des moellons et puisse adopter la forme du joint.

Il en résulte que la quantité d'eau est de beaucoup supérieure à celle nécessaire à la prise du ciment. Une fois cette prise faite, cette eau existant dans la masse s'y rassemble sous forme de globules qui constituent autant de porosités que l'eau de mer remplira peu à peu.

Les bétons de M. Hennebique, au contraire, sont faits sous forme de pièces moulées à l'avance et à l'abri de l'eau de mer. Ces bétons pilonnés dans les coffrages renferment encore une faible quantité d'eau

et après la prise sont beaucoup moins poreux que les mortiers ordinaires.

Or, c'est un fait reconnu aujourd'hui que l'action de l'eau de mer est d'autant plus active que le mortier est plus poreux.

Malgré cela on pouvait être inquiet sur l'avenir des constructions à la mer, et nous avons été ainsi conduits à rechercher par quel moyen on pourrait les préserver.

Recourir à un procédé chimique était chose peu commode, les causes de l'action destructive étant mal connues. Nous avons trouvé plus simple de rechercher un système de protection purement physique et copiant ce qui avait été fait avant nous pour les bois, nous avons cherché s'il ne serait pas possible d'injecter de même les pièces en ciment armé.

Je ne vous donnerai pas l'exposé complet des essais auxquels nous nous sommes livrés, mais nous sommes parvenus, par simple immersion à chaud dans des bains d'hydrocarbure divers, bitume, brai

de goudron, etc., à avoir des pénétrations variant de 1 à 4 et 5 centimètres, suivant la porosité première du béton à pénétrer.

Nous en faisons actuellement, en grand, un essai aux Sables-d'Olonne, sur des palplanches en béton armé système Hennebique. L'imperméabilisation de la surface pénétrée est absolument parfaite. Je peux, à ce point de vue, vous citer l'expérience suivante que nous avons faite à La Rochelle avec le concours de M. Cardinal:

Des tuyaux de ciment armé de 0^m20 de diamètre et 0^m025 d'épaisseur, coulés en mortier liquide sans aucun pilonnage et par suite très poreux, ont pu supporter, après injection, des pressions de 5 à 6 kilos par cmq. sans accuser le moindre suintement.

Nous sommes donc en droit de conclure que les pièces en béton injectées par ce procédé auront leur masse protégée contre la pénétration de l'eau de mer et, par suite, seront à l'abri de son action destructive.

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

Influence des Armatures métalliques sur les propriétés des mortiers et bétons (suite)⁽¹⁾

TABLEAU X.

MOMENTS	DISTANCES DE L'AXE NEUTRE		ALLONGEMENTS PAR MÈTRE		VALEURS de E pour le fer	TENSION DU FER		BRAS de levier de cette tension	MOMENTS PRODUITS		SURFACE de mortier tendu	BRAS de levier de cette tension	PRODUITS des colonnes 12 et 13	TENSION moyenne du mortier
	à la face comprimée	à la face tendue	du mortier	du fer		par millim. carré	totale		par e fer	par le mortier				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
kgm.	millim.	millim.	millim.	millim.		ki'ogr.	kilogr.	mètres	kgm.	kgm.	centim.carr.	mètres		kilogr.
51,38	26,2	33,8	1,137	0,903	2,1 × 10 ⁹	48,96	807	0,0435	33,14	16,24	20,96	0,0343	718	22
38,78	25,2	34,8	0,929	0,743	2,1 × 10 ⁹	13,60	664	0,0440	29,24	9,54	21,58	0,0342	737	12
30,38	25,0	35,0	0,751	0,601	2,1 × 10 ⁹	12,68	540	0,0440	23,77	6,61	21,70	0,0341	739	9
24,08	24,3	35,7	0,575	0,463	2,1 × 10 ⁹	9,91	422	0,0450	19,00	5,08	22,13	0,0340	746	6
13,58	25,8	34,2	0,386	0,307	2,1 × 10 ⁹	6,63	282	0,0450	12,71	0,87	21,20	0,0340	720	1
0,37	22,1	37,9	0,130	0,106	2,1 × 10 ⁹	2,30	97	0,0460	4,51	-3,91	23,50	0,0337	791	-5

Non seulement ce fait ne doit pas paraître surprenant, mais même pour en prévoir le sens sinon l'étendue, il suffisait de constater comme on a pu le faire dans toutes les expériences, que les pièces armées ne conservent après le déchargement qu'une faible fraction de la déformation qu'elles ont subie.

Pour préciser, prenons l'exemple du prisme n° 33. Sous le moment de 31^{kgm} 38, l'allongement du béton s'est élevé

ALLONGEMENTS du MORTIER	VALEURS de Δa	TENSIONS MOYENNES du mortier	VALEURS de Δt	COEFFICIENTS D'ÉLASTICITÉ in-stantanée $\frac{\Delta t}{\Delta a}$
1	2	3	4	5
millim.		kilogr.		
1,137	0,208	22	10	0,48 × 10 ⁹
0,929	0,178	12	3	0,17 × 10 ⁹
0,751	0,176	9	3	0,17 × 10 ⁹
0,575	0,189	6	5	0,26 × 10 ⁹
0,386	0,256	4	6	0,24 × 10 ⁹
0,130		-5		

(1) Le Génie Civil, voir les n°s des 4, 11, 18 et 25 février 1899.

à 1^{mm} 137; quand le moment est tombé à 0^{mm} 57, l'allongement du béton s'est réduit à 0^{mm} 130 et a, par suite, diminué de 1^{mm} 007. Si, pendant ce retour à l'équilibre, le béton avait conservé son coefficient d'élasticité primitif, de 2,41 × 10⁹, sa tension positive d'abord, puis négative, aurait subi, dans les fibres superficielles, une variation algébrique de 1^{mm} 007 × 2,41 × 10⁹ soit de 240 kilogr. par centimètre carré, ce qui représenterait l'effort énorme de 2,800 kilogr. pour la partie de section primitivement tendue.

Comme cette partie de section n'avait, sous l'action du moment maximum, qu'une tension de 460 kilogr. (col 12 × col. 13 du tableau X), elle devrait donc, après le déchargement, fournir une pression de 2,300 - 460 = 2,340k.; or, c'est tout à fait impossible, car cette pression ne serait équilibrée ni par les orces extérieures qui sont sensiblement nulles pour le moment minime de 0,57, ni par la tension des armatures métalliques qui n'est que de 2^{kgm} 30 par millimètre carré, soit de 97 kilogr. au total (voir le tableau X). Les fibres raccourcies sont beaucoup trop éloignées de ce groupe d'efforts opposés pour compléter leur équilibre impossible.

La diminution considérable du coefficient d'élasticité du béton tendu pendant le déchargement des pièces armées nous paraît donc incontestable.

Il y a lieu de signaler un autre fait, quoiqu'il ait beaucoup moins d'importance. Le métal reste en tension dans les pièces armées qu'on décharge après leur avoir fait subir une grande flexion, mais c'est dans une mesure assez faible. Dans le prisme n° 33, par exemple, il ne restait

aux armatures qu'un allongement de $0^{\text{mm}}130$ et une tension de $2^{\text{kgm}}30$ par millimètre carré, après une déformation qui les avait allongées de $1^{\text{mm}}137$ et fait travailler à $18^{\text{kgm}}96$.

Il est intéressant de rechercher l'effet que produit sur une pièce armée une surcharge d'épreuve supérieure à la charge dont elle doit supporter la répétition. Quand, au début de l'expérience, on a fait travailler le prisme n° 33 entre les moments-limites de 0,57 et de 24,98, sans l'avoir soumis préalablement à une charge plus forte, l'allongement des fibres superficielles de béton a varié de $0^{\text{mm}}022$ à $0^{\text{mm}}254$; le moment produit par le fer a varié de 0,5 à 8,00, et le moment du mortier a varié de 0,07 à 16,08.

Les résultats ont été très différents quand on a fait varier le moment de flexion entre les mêmes limites de 0,57 et de 24,98 après avoir imposé au prisme un moment de 51,38. L'allongement du béton a alors varié de 0,130 à 0,575, le moment du fer de $4^{\text{kgm}}31$ à $19^{\text{kgm}}0$ et le moment du béton — $3^{\text{kgm}}94$ à $5^{\text{kgm}}03$.

On voit que le phénomène a été très différent dans les deux cas et que l'application d'une surcharge préalable a eu pour effet d'augmenter considérablement la valeur absolue et les variations de l'allongement du béton, de doubler presque les variations du travail du fer et de réduire de moitié celles du mortier.

Il nous est impossible de dire si cette modification est avantageuse et si le béton s'altère plus ou moins en se déformant beaucoup mais en produisant néanmoins un faible effort par suite de la diminution plus accentuée de son coefficient d'élasticité, ou en se déformant moins mais en produisant cependant un travail plus considérable avec une élasticité moins réduite.

Quoi qu'il en soit, les armatures produisent, au point de vue de la résistance du béton aux efforts répétés, un effet non moins important que celui que nous avons fait connaître en ce qui concerne l'allongement supporté sans rupture dans une seule application de l'effort. En effet, le béton armé du prisme n° 34 a supporté, sans se rompre, 139,052 répétitions d'un allongement qui a dépassé $1^{\text{mm}}27$, tandis que le béton non armé se brise par suite de la répétition de tensions très faibles produisant des déformations minimales. Ainsi, d'après les expériences dont M. l'Ingénieur de Joly vient de publier les très intéressants résultats dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, des prismes de ciment pur se sont brisés après un certain nombre de répétitions d'efforts qui, vu les valeurs des coefficients d'élasticité indiquées, correspondent à des allongements inférieurs à $0^{\text{mm}}05$, c'est-à-dire, au moins, 25 fois plus faibles que l'allongement dont le prisme 34 a supporté un grand nombre de répétitions sans altération apparente.

En résumé, la résistance du béton armé aux efforts répétés vient, pour une faible part, de la tension permanente que les déformations donnent aux armatures et, pour la plus grande partie, d'une diminution considérable du coefficient d'élasticité du béton, sans diminution corrélative de la résistance à la rupture. Les déformations du béton dans les pièces armées lui donnent donc des propriétés nouvelles et telles qu'on pouvait les souhaiter en vue de la résistance.

NOTA. — On nous fait remarquer que la réserve observée jusqu'à ce jour pour l'emploi du béton armé dans les grands travaux publics est moins générale que ne semble l'indiquer une phrase de notre première note, et qu'on l'a déjà adopté dans des ouvrages de notable importance, comme, par exemple, dans des travaux de chemin de fer à Paris et aux environs. Nous nous empressons de compléter dans ce sens notre observation.

Nous venons d'étudier les déformations que subissent les prismes armés lorsqu'on supprime graduellement les

moments de flexion qui leur sont imposés. Si l'on rétablit ces moments, et si on les supprime alternativement un certain nombre de fois, l'allongement des fibres tendues augmente à chaque répétition, mais de quantités de plus en plus faibles. Ainsi, en appliquant et en supprimant quatre fois le moment de 51,38, on a vu le prisme n° 35 subir successivement des accroissements d'allongement de $0^{\text{mm}}02$, $0^{\text{mm}}019$, $0^{\text{mm}}015$ et $0^{\text{mm}}014$. D'après ces résultats, il est presque certain que les déformations successives des prismes armés diminuent sans cesse et tendent vers zéro, quand l'effort qui se renouvelle reste dans les limites de fatigue dont ils peuvent supporter la répétition indéfinie. C'est à l'expérience à faire connaître ces limites.

L'augmentation progressive de l'allongement du béton tendu provoque nécessairement une augmentation de l'allongement du métal qu'il enveloppe et, par conséquent, un accroissement de l'effort que produit ce métal.

Les faits observés et l'observation qui précèdent, semblent justifier l'explication suivante.

Quand un prisme armé est soumis à des répétitions d'efforts qui ne dépassent pas sa résistance, sa face tendue s'allonge jusqu'à ce que, par suite du secours croissant que lui donne le métal, l'effort imposé au béton tendu soit ramené dans les limites dont il peut supporter la répétition indéfinie. Après avoir travaillé dans ces conditions pendant un temps quelconque, le béton qui a, en quelque sorte, économisé sa résistance, la retrouverait sans doute, tout entière, s'il était soumis ensuite à des efforts et à des déformations plus considérables.

C'est, du moins, ce qui a certainement eu lieu pour le prisme 34, puisque de minces baguettes détachées à la scie de sa face tendue après 139,052 répétitions d'un allongement considérable, ont montré la même résistance à la flexion que le béton non fatigué.

Des expériences nombreuses et prolongées pourront seules faire connaître complètement les lois de la résistance du béton armé aux efforts répétés, mais il semble bien probable qu'elles sont analogues à celles que Wœhler a constatées pour les métaux, c'est-à-dire que les limites des efforts, dont les bétons armés peuvent supporter la répétition indéfinie, sont d'autant plus élevées que les variations de ces efforts ont moins d'amplitude.

S'il en est ainsi, les efforts devront être réduits au minimum quand ils changeront de sens et s'ils sont, au contraire de même sens, ils pourront être portés à des limites d'autant plus élevées que leurs variations au-dessous de leurs maxima auront moins d'amplitude.

Pour plus d'exactitude, on devrait parler de limites d'allongement du béton plutôt que de limites d'effort puisqu'il peut se soustraire à ce qu'il y a d'excès dans les charges qu'on tend à lui imposer en se déformant et en se faisant secourir plus efficacement par le métal des armatures.

Il est à peine besoin de faire remarquer que la richesse du dosage qui augmente les qualités du béton, doit accroître aussi les limites d'effort ou d'allongement, dont il peut supporter la répétition indéfinie.

Ce qui précède n'a trait qu'à l'un des éléments constitutifs des pièces armées : le béton tendu. En ce qui concerne le métal, il suffit de rappeler que, dans le béton armé, il ne doit jamais travailler au-dessus de la limite d'élasticité, et Wœhler a prouvé que, dans ces conditions, il ne subit aucune altération, par suite de la répétition indéfinie des efforts de même sens.

Quant au béton comprimé, nous avons dit plus haut le peu qu'on en sait, et la vraisemblance d'une limite de résistance aux efforts répétés, inférieure aux deux tiers de la charge d'écrasement.

Faits connus et idées admises au sujet de la résis-

tance du béton armé. — Il serait très intéressant de savoir quels allongements le béton, tel qu'on l'obtient pratiquement, a supportés dans les poutres de grandes dimensions soumises à des essais et dans les constructions existantes.

Nous n'avons pu obtenir aucun renseignement sur les essais faits dans ces derniers temps. L'attention des expérimentateurs ne s'était pas portée sur ce point, et à nos questions, il a été répondu qu'on n'avait pas pris de dispositions pour observer le début des fissures et les déformations correspondantes. Mais l'opinion courante des constructeurs est, nous l'avons déjà dit, que le béton ne se fissure généralement que lorsque les armatures travaillent près de la limite d'élasticité, ce qui nécessite un allongement voisin de $0^{\text{mm}}8$ à 1 millimètre par mètre.

Hypothèse de l'augmentation du coefficient d'élasticité du fer. — Tous les Ingénieurs qui ont étudié la question sont, croyons-nous, d'accord pour reconnaître que les déformations des poutres armées sont si faibles dans les limites de travail qu'on ne peut pas les expliquer en admettant que les armatures métalliques travaillent seules à la traction de la même manière que si elles n'étaient pas noyées dans le béton. Convaincus que le béton armé se brise sous de faibles allongements, comme cela a lieu dans les effets de traction, plusieurs auteurs ont admis que les propriétés du fer lui-même sont profondément modifiées par l'adhérence du béton qui l'enrobe et que son coefficient d'élasticité est augmenté.

Nous avons dû examiner si cette hypothèse était exacte, mais après avoir consulté plusieurs des mathématiciens les plus versés dans la mécanique moléculaire, nous avons cru bien difficile d'admettre que, des deux matériaux associés, ce fût le plus résistant dont les propriétés fussent profondément modifiées par l'adhérence relativement faible que l'autre exerçait sur sa surface. Si nous ne nous trompons pas, la question est bien près d'être tranchée dans le sens négatif, par ce fait que les valeurs des moments supportés par les prismes armés s'expliquent en admettant que le béton conserve sa résistance bien au delà des allongements qui provoquent sa rupture dans les pièces non armées et par la constatation qu'en effet, détaché de ses armatures, le béton qui s'est fortement allongé, a conservé la résistance nécessaire pour produire les moments de flexion constatés.

Il est à peine utile de faire remarquer que la résistance développée dans le béton tendu dans les poutres armées varie considérablement suivant le dosage du mortier, la proportion d'eau employée et la perfection du pilonnage. Cette tension s'est élevée à 21 kilogr. environ, dans tous les prismes de la série n° 34, que nous avons exécutés avec des soins exceptionnels, mais c'est là un maximum pour les mortiers ayant des dosages ordinaires et, dans une série de dix expériences faites sur des bétons exécutés sans soins spéciaux avec le dosage qu'emploie M. Hennebique, la tension est descendue à 12 kilogr. et même

jusqu'au minimum de 8 kilogr. Il importe, toutefois, d'ajouter que l'examen, après rupture, des prismes qui avaient fourni une si faible résistance, a montré qu'ils avaient été très mal faits et qu'entre les armatures, le béton avait reçu une compression tout à fait insuffisante et présentait des grains de sable se touchant à peine.

Conséquences possibles des malfaçons. — Il est naturel de se demander si, même en reconnaissant au béton la propriété de supporter sans rupture les allongements qui lui sont imposés dans les poutres armées, on ne doit pas supposer nulle sa tension dans les calculs des dimensions des ouvrages à construire. On sait, en effet, combien les ouvriers sont souvent négligents et quelles malfaçons de tous genres on doit appréhender dans les travaux. Il est certain, notamment, qu'on peut toujours craindre un manque d'adhérence dans les reprises et qu'il peut en résulter des fissures transversales dans les pièces armées lorsque les surfaces de damage sont perpendiculaires aux armatures, ce qui est le cas des pièces verticales. Dans les poutres horizontales, au contraire, les reprises sont parallèles aux armatures, et on voit moins facilement comment il pourrait se produire des fissures dangereuses par suite de défauts de fabrication.

L'observation des constructions si nombreuses qu'on a faites dans ces dernières années prouve, d'ailleurs, que les fissures perceptibles à l'œil y sont très rares, et en se plaçant au point de vue pratique, on doit reconnaître que, s'il y a des fissures, et si malgré les effets du temps, elles restent telles qu'on ne s'en aperçoive jamais, leur existence est inoffensive au point de vue de la résistance proprement dite.

Comme l'examen des constructions, les résultats des expériences de rupture prouvent que les fissures n'indiquent pas un danger prochain lorsqu'elles deviennent visibles, puisqu'il faut augmenter de beaucoup la charge après leur apparition pour produire des déformations appréciables et, *a fortiori*, la rupture définitive.

Ces faits sont rassurants au point de vue de la solidité des constructions en béton armé et diminuent de beaucoup l'appréhension que doit causer l'éventualité des malfaçons. Il importe d'en rechercher les causes et d'examiner si le degré de sécurité est, à ce point de vue, égal pour tous les types de constructions. Il suffit, pour cela, de calculer les moments de rupture que pourraient supporter les différents types de poutres si les fibres tendues du béton étaient, dans toute leur épaisseur, interrompues par des fissures transversales, et de les comparer aux moments de rupture des poutres intactes qui figurent déjà dans les tableaux précédents.

Pour obtenir la valeur des premiers, il faut annuler les termes qui renferment la tension t du béton dans les deux groupes de formules [1], [2] et [3] — [4], [5] et [6]. Quelques résultats de ces calculs sont consignés dans le tableau suivant :

Valeurs du pourcentage.	BÉTON A 300 KILOGR. ET FER					BÉTON A 800 KILOGR. ET ACIER				
	0,0100	0,0200	0,0217	0,0240	0,0300	0,0100	0,0200	0,0250	0,0330	0,0350
Moments des poutres intactes.	0,157	0,262	0,280	0,290	0,296	0,327	0,521	0,620	0,700	0,725
Moments des poutres fissurées.	0,121	0,229	0,251	0,274	0,296	0,230	0,438	0,540	0,687	0,725
Perte de résistance due aux fissures.	$\frac{36}{100}$	$\frac{12}{100}$	$\frac{10}{100}$	$\frac{5}{100}$	0	$\frac{30}{100}$	$\frac{16}{100}$	$\frac{13}{100}$	$\frac{2}{100}$	0

Les cinq premières colonnes de chiffres ont rapport aux poutres formées de béton maigre et de fer.

Les moments correspondants aux pourcentages-types, c'est-à-dire aux dispositions les plus économiques, sont

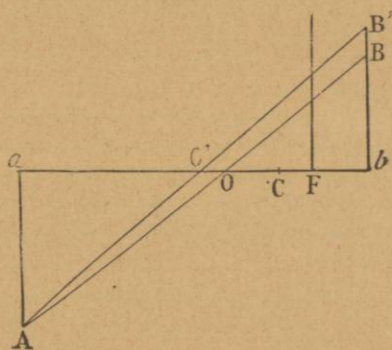
inscrits en chiffres gras et on remarquera que ces pourcentages sont plus élevés pour les poutres fissurées que pour les poutres intactes; c'était facile à prévoir, puisque, dans les premières, les armatures n'ont pas l'aide du béton tendu pour faire équilibre partiel au béton comprimé et doivent, par conséquent, recevoir de plus fortes sections.

Pour les poutres fissurées c'est le pourcentage de 0,024 qui est le plus avantageux, et il donne un moment de rupture de $0^{kgm}274$ qui ne diffère que de 5 % de celui de $0^{kgm}290$ que fournissent les poutres intactes de même composition.

Si l'on force encore le pourcentage de manière à arriver à 0,030, par exemple, les moments de rupture des prismes fissurés ou intacts deviennent égaux, et par suite, la production de fissures doit, au point de vue de la résistance à un seul effort, être considérée comme dénuée de toute importance pour les poutres très fortement armées.

Ce fait s'explique facilement.

On a vu que pour les pourcentages supérieurs au type le plus économique, le moment de rupture doit être calculé de telle manière que les fibres superficielles compri-



mées ne supportent que la pression limite c . Elles doivent donc prendre l'allongement correspondant que nous représenterons (fig 7) par l'ordonnée aA , ab étant la hauteur de la section transversale du prisme.

En résolvant l'équation [4] on reconnaît que, dans la poutre intacte, l'axe neutre coupé ab en un point O tel que Ob représente les $42/100$ de ab . Par suite, il y a égalité entre la somme des pressions produites par le béton comprimé ao , d'une part, et d'autre part, la somme des tensions produites par le béton tendu ob et par l'armature F .

Le calcul montre aussi que si le prisme est fissuré, l'axe neutre occupe une position O' telle que $O'b$ soit égale aux $41/100$ de ab . La somme des pressions correspondantes à la surface du triangle nouveau $o'aA$ est un peu inférieure à la somme des pressions correspondant au triangle primitif oaA , mais le moment de flexion étant le produit de la résultante des compressions par son bras de levier ou distance qui la sépare du centre des tensions, il suffit, pour que le moment conserve la même valeur malgré les fissures, que ce bras de levier reçoive une suffisante augmentation de longueur, et c'est ce qui a lieu effectivement. En effet, dans le prisme fissuré, le bras de levier est égal à la distance qui sépare l'armature du centre de gravité du triangle $O'aA$. Dans le prisme intact, il n'y a qu'une des tractions qui soit produite par l'armature et qui ait son point d'application en F , le reste est fourni par la tension du béton et a son point d'application en C , près du milieu de Ob . Par suite, le bras de levier moyen des composantes du couple de flexion est notablement plus grand dans le prisme fissuré que dans le prisme intact, et on comprend que l'augmentation du bras de levier puisse compenser la diminution de la valeur des composantes si l'armature est assez forte par rapport au béton

tendu et que le moment conserve sa valeur ainsi que le prouve le calcul.

Il en est tout autrement si le pourcentage des armatures est inférieur à la valeur-type; à mesure qu'il s'abaisse à 0,02 et 0,01, la perte de résistance produite par les fissures s'élève à 12 puis à 36 %.

On trouve des résultats tout à fait parallèles pour les poutres formées de béton riche et d'acier auxquelles se rapportent les cinq dernières colonnes du tableau. Il est inutile d'interpréter en détail les chiffres qui s'y rapportent.

Si, au lieu d'employer les formules algébriques, qui ne sont qu'approximatives, on se servait de la courbe exacte de déformation, on ne trouverait pas des chiffres rigoureusement identiques, mais les conclusions n'en seraient pas modifiées.

On arrive donc à ce résultat que les fissures du béton tendu diminuent de beaucoup la résistance des poutres faiblement armées mais n'exercent, pour ainsi dire, aucune influence sur celle des poutres où le pourcentage du métal est notablement supérieur à la valeur qui procure le maximum d'économie. La diminution de résistance que produisent les fissures ne dépasse pas 10 à 13 % si on limite le pourcentage à la valeur la plus avantageuse au point de vue de la dépense.

Il y a là une cause de sécurité sérieuse, au moins, quand il s'agit de constructions soumises à des efforts permanents. L'expérience seule apprendra si les fissures sont aussi peu dangereuses pour les poutres soumises à des répétitions d'efforts et si la désagrégation dont elles sont le siège, ne s'y propage pas peu à peu.

Il importe de noter encore une conséquence de ce qui précède. Quand les poutres armées sont telles que la rupture totale du béton tendu ne puisse pas diminuer sensiblement leur résistance, il semble que de légères fissures amorcées par suite d'une cause quelconque ne doivent pas s'étendre, tant que la limite d'élasticité des armatures n'est pas atteinte. Nous conservons une baguette de mortier détachée du prisme 34 au point où nous avions remarqué une légère fissure après l'application du moment de $78^{kgm}68$. La fissure n'a pas augmenté après 139 052 répétitions d'efforts. Ce résultat est de bon augure au point de vue de l'effet des répétitions des efforts.

Influence des variations du coefficient d'élasticité du béton sur la résistance des poutres armées. — On sait combien les propriétés et surtout les coefficients d'élasticité des mortiers et bétons varient avec la quantité d'eau employée, l'énergie et la durée du pilonnage. Il importe de se rendre compte des conséquences qui en résultent pour le béton armé. On y arrive en résolvant les équations déjà employées et en donnant des valeurs différentes à K , rapport des coefficients d'élasticité du béton et du métal.

Pour les poutres en béton maigre armées, au 0,01 par exemple, K peut, en pratique, atteindre la valeur 11 au lieu de celle de 7 qui lui a été attribuée dans le tableau III. En l'adoptant, on trouve que le moment de rupture s'élèverait alors à $0^{kgm}189$ au lieu de $0^{kgm}157$. La variation ne serait donc que de 20 % pour la résistance, quand elle s'élèverait à 60 % pour le coefficient d'élasticité.

On obtient des résultats analogues pour les poutres fortement armées. Ainsi, pour celles où le pourcentage du métal atteint 0,3, une augmentation de 60 % du coefficient d'élasticité ne produit qu'un accroissement inférieur à 17 % pour le moment de rupture.

Les diminutions de K produisent naturellement des effets analogues, mais de sens contraire.

L'influence des variations du coefficient d'élasticité du béton sur la résistance des poutres armées est donc assez

faible et ce fait s'explique par le déplacement de l'axe neutre.

En résolvant les formules déjà citées, on reconnaît, en effet, que, dans une poutre en béton maigre où le pourcentage des armatures est égal à 0,01, par exemple, la distance de l'axe neutre à la face tendue x est égale à 0,57 de la hauteur de la section si K est égal à 7 et s'élève aux 0,61 si K devient égal à 11; par suite, l'épaisseur des fibres comprimées tombe en même temps, de 0,43 à 0,39 et la diminution de leur section compense, en partie, l'augmentation de leur pression par unité de surface.

Le béton armé possède donc les deux propriétés suivantes qui ont une grande importance au point de vue pratique: lorsque la proportion des armatures au béton est suffisante, les fissures n'exercent qu'une faible influence sur sa résistance et n'ont pas de tendance à s'agrandir et, d'autre part, le coefficient d'élasticité du béton peut varier dans des limites étendues sans qu'il en résulte une modification proportionnée de la résistance des pièces armées, elle n'en est guère que le tiers.

Au point de vue de la résistance à la flexion, la seule que nous ayons encore envisagée, les conséquences des malfaçons sont donc moins redoutables qu'on n'aurait pu le craindre. Pour y parer, il suffit d'adopter, par rapport aux moments de rupture, des coefficients de sécurité suffisants, et il semble qu'on aura toute garantie avec celui de 2,50 qui a été indiqué plus haut.

Conséquences de la faculté de grand allongement du béton armé. — La propriété que possède le béton de subir, sans se rompre, des allongements considérables, ne semble pas devoir exercer une grande influence sur le calcul des dimensions des poutres suffisamment armées, puisque les fissures ne diminuent leur résistance que de 10 % environ. Sa connaissance n'en a pas moins une sérieuse importance à différents points de vue déjà signalés qu'il suffit de rappeler.

Selon que l'on tient compte, ou non, de la tension du béton, on trouve que le pourcentage-type varie notablement, par exemple de 0,0217 à 0,0240 quand on emploie le béton maigre et de 0,025 à 0,033 quand on emploie le béton riche. Or il importe de ne pas se tromper sur la valeur du pourcentage, dont l'exagération présente des dangers que nous avons signalés déjà.

Le choix de la qualité du béton qu'il conviendra d'employer dans chaque cas, sera également influencé par l'opinion que l'on aura au sujet de la résistance que l'on doit attendre du béton travaillant par traction. Si l'on compte sur cette résistance, on sera porté à employer des bétons plus riches dans lesquels elle atteindra une valeur plus élevée, et il en résultera un surcroît de sécurité, car plus le béton est riche, et plus il présente, à un haut degré, des qualités précieuses telles, notamment, que l'imperméabilité et la résistance à toutes les actions extérieures.

Enfin, la connaissance de la faculté d'allongement du béton tendu permet seule d'expliquer les faits que l'on observe et d'écarter la crainte de la désagrégation progressive par la répétition des efforts et de l'altération des armatures par l'action des agents atmosphériques.

Symétrie des armatures. — Nous ne pouvons nous dispenser de parler brièvement de la question si controversée de la symétrie des armatures.

L'idée d'armer le béton a été inspirée par l'infériorité de sa résistance à la traction qui, en moyenne, n'est que le $1/10^e$ ou le $1/12^e$ de sa résistance à la compression.

Récemment, on a cru pouvoir établir que la pratique si répandue des armatures dissymétriques n'était pas rationnelle et qu'on obtiendrait le maximum de résistance et d'économie en employant des armatures symétriques.

Le raisonnement est rigoureux dans la suite de ses déductions, mais il suppose, au début, que le coefficient d'élasticité du béton soit le même à la traction et à la compression, et cela, non seulement dans les très faibles déformations pour lesquelles l'hypothèse est exacte, mais aussi dans les allongements beaucoup plus forts qui se produisent effectivement dans les pièces armées et même jusqu'à la limite dangereuse qui a une importance capitale, puisqu'il faut s'en écarter d'une quantité déterminée qui s'exprime par le coefficient de sécurité. Or, non seulement le coefficient d'élasticité du béton diminue considérablement dès que l'allongement dépasse $0^{mm}10$ ou $0^{mm}15$, mais bientôt même il devient presque nul et la résistance à la traction reste constante tandis que celle de compression continue à augmenter rapidement. Il est, en conséquence, bien difficile d'admettre qu'il y ait avantage à donner au béton des armatures symétriques dans les pièces soumises à des efforts dont le sens ne varie pas, les seules dont nous nous occupons ici.

Toutefois, s'il n'est pas rationnel de donner des armatures symétriques à une matière dont les propriétés sont essentiellement dissymétriques, il n'en résulte pas qu'il n'y ait jamais intérêt à renforcer la partie comprimée des poutres en béton au moyen d'armatures plus faibles que celles de la partie soumise à la traction. Voici, à titre d'exemple, le résultat auquel on arriverait en renforçant ainsi le prisme armé aux 0,02 auquel se rapporte la seconde ligne du tableau III:

Si on lui ajoutait deux armatures symétriques et ayant chacune une section égale au 0,01 de la section de la poutre, le moment de rupture serait augmenté de $0^{kgm}122$ et porté par suite à $0^{kgm}262 + 0,122 = 0^{kgm}384$, c'est-à-dire augmenté de 16 %. La dépense par mètre cube ne serait augmentée que de 105 à 143 francs, soit de 38 %. Si donc il n'en résultait pas d'inconvénients d'une autre sorte, on n'aurait pas fait une mauvaise opération, au point de vue de la résistance à la flexion, en ajoutant deux armatures symétriques à l'armature déjà établie dans la partie tendue. On aurait ainsi une poutre armée aux 0,03 du côté tendu et aux 0,01 du côté comprimé.

Mais, en se reportant aux divers tableaux de cette note, on reconnaît qu'il est possible d'obtenir le même résultat à moins de frais, en augmentant le dosage du ciment dans le béton en même temps que le pourcentage des armatures.

RÉSERVES DIVERSES. — On a vu combien la qualité du béton peut varier suivant les soins apportés à sa fabrication, et on comprend par suite que, même dans des expériences de laboratoire, les Ingénieurs qui ont publié leurs travaux aient trouvé, pour le coefficient d'élasticité de mortiers soi-disant identiques, des valeurs variant de 1 ou de $1,50 \times 10^9$ à 1×10^9 et même davantage. Dans nos premières expériences, où la fabrication des prismes avait été trop peu surveillée, nous avons trouvé des coefficients qui atteignaient l'une et l'autre de ces limites extrêmes. Il semble qu'on doit trouver des écarts aussi grands dans la pratique.

En présence de ces résultats, il est impossible de donner des chiffres qui s'appliquent dans tous les cas et, par suite, nous n'attribuons de valeur absolue à aucun de ceux qui figurent dans cette note, sauf, bien entendu, ceux qui résultent directement de chaque expérience, en tant qu'ils s'appliquent au prisme qu'ils concernent.

D'autre part, les chiffres consignés dans les divers tableaux résultent de formules algébriques qui ne sont pas complètement exactes puisque, pour les établir, on a dû remplacer par des lignes droites les deux parties de la courbe de déformation. L'erreur n'est sensible que pour la valeur de la pression du béton qui est, en réalité, notable-

ment inférieure à celle que donne le calcul. Les chiffres que nous avons obtenus n'ont donc pas de valeur si on les considère isolément, mais comme ils sont tous déduits par la même méthode de données identiques ou concordantes, leurs rapports ont de l'importance et les lois qui semblent résulter de ces rapports, méritent de retenir l'attention. Elles ne sont pas données cependant comme définitivement acquises, et il est à désirer que de nombreuses expériences permettent de déterminer sûrement ce que l'on peut attendre du béton armé.

C'est sous le bénéfice de ces réserves que nous résumons cette étude, en adoptant un ordre plus logique que celui que nous avons été amené à suivre en rédigeant ces notes au jour le jour.

RÉSUMÉ. — Le béton, suffisamment armé de métal, peut prendre, sans se fissurer ni se désagréger, des allongements très supérieurs à ceux qu'on a observés dans les essais usuels de traction.

Les armatures deviennent impuissantes à assurer l'allongement uniforme du béton quand la limite d'élasticité du métal y est atteinte.

Lorsque l'allongement du béton armé dépasse l'allongement ordinaire de traction, la tension augmente de moins en moins vite et, par suite, le coefficient d'élasticité diminue de plus en plus rapidement. La tension devient à peu près constante, et le coefficient d'élasticité est très faible à partir du moment où l'allongement atteint la valeur de l'allongement maximum de flexion du béton non armé qui est 2 à 2,5 fois plus grand que l'allongement de traction.

Quand on décharge progressivement un prisme qui a supporté un moment élevé de flexion, le coefficient d'élasticité du béton tendu a d'abord une valeur assez forte, quoique très inférieure au coefficient d'élasticité parfaite, puis il diminue jusqu'à une très faible valeur.

Si le béton subit la répétition d'efforts inférieurs au maximum qu'il a une fois supporté, il prend des déformations d'autant plus fortes et subit des variations d'autant plus faibles que le maximum d'effort a dépassé davantage sa limite actuelle de travail. Il semble ainsi économiser sa résistance qu'il retrouvera si on le soumet à un effort au moins égal au premier maximum qu'il a subi.

Les courbes de déformation des essais dont les résultats nous sont connus, concordent avec ces faits et les explications que nous venons d'en donner.

Il semble donc naturel d'écarter l'hypothèse d'une augmentation du coefficient d'élasticité du métal noyé dans le béton.

La courbe de déformation d'un béton, construite d'après les résultats d'expériences, permet de déterminer graphiquement tous les efforts qui se développent dans un prisme armé formé de ce béton, quand on le soumet à un moment de flexion simple. L'algèbre donne facilement une solution suffisamment exacte.

Pour des qualités déterminées de béton et de métal, il est donc facile de calculer le pourcentage le plus économique caractérisé par ce fait que le métal et le béton comprimé arrivent simultanément aux limites dangereuses.

La limite dangereuse est, sans doute, pour le béton comprimé, comme pour tous les matériaux étudiés à ce point de vue, d'autant plus basse que les efforts varient plus souvent et dans des limites plus étendues.

Le pourcentage-type est d'autant plus fort que le béton est plus résistant et que le métal a un coefficient et surtout une limite d'élasticité moins élevés.

Pour les pièces soumises à des efforts répétés, on doit diminuer le pourcentage du métal ou, mieux, augmenter le dosage du ciment.

Le remplacement du fer par l'acier, qualité rails, avec section réduite dans la proportion inverse des prix, semble n'avoir que des avantages quand les armatures ne doivent pas subir de déformations avant l'emploi.

L'emploi du même acier, travaillant en proportion de sa limite élevée d'élasticité, est dangereux là où il faut de la raideur et avantageux là où on recherche la déformabilité ou la résistance au choc.

Quand on a calculé les moments de rupture, il reste à déterminer le coefficient de sécurité à adopter. Il semble pouvoir être fixé à 2,5 d'après les résultats constatés des constructions existantes.

La rupture transversale des fibres tendues diminue de beaucoup la résistance des pièces faiblement armées, mais modifie peu celle des poutres où le pourcentage a la valeur-type. Elle ne produit aucun effet sur les poutres dont les armatures ont une section exagérée. Par suite, les fissures amorcées n'ont pas de tendance à s'étendre quand les armatures sont assez fortes.

Les variations du coefficient d'élasticité du béton n'exercent qu'une influence relativement faible sur la résistance des poutres armées.

Par suite de ces deux faits, les malfaçons dans l'exécution du béton armé sont moins à craindre qu'on aurait pu le supposer, au point de vue de la résistance aux moments de flexion simple, sans effort tranchant.

Les armatures symétriques ne paraissent pas recommandables pour les pièces dont la flexion aura certainement lieu toujours dans le même sens, parce que le coefficient d'élasticité et la résistance du béton sont essentiellement dissymétriques dans la flexion.

On peut avoir quelque avantage à ajouter des armatures symétriques à l'armature dissymétrique nécessaire pour équilibrer les différences de résistance du béton travaillant dans les deux sens, mais il semble qu'on obtiendra le même résultat, à moins de frais, en augmentant le dosage du ciment et la section de l'armature tendue.

Effort tranchant. — Nous n'avons parlé, jusqu'à présent, que des moments de flexion et, cependant, l'effort tranchant mérite une étude aussi attentive, mais elle doit avoir pour base des expériences toutes différentes que nous n'avons pas encore terminées.

CONSIDÈRE,

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

PROCÈS-VERBAL

Des épreuves de réception des planchers en béton armé aux nouveaux bâtiments de l'arsenal du Parc Randon, à Grenoble

Les épreuves de réception prescrites au cahier des charges sont les suivantes :

« Art. XI. — Les essais de résistance porteront sur « une travée de chaque plancher au choix de la « Direction d'artillerie. Cette travée sera chargée une « fois et demie la charge maximum indiquée, soit « 600 kilos par mètre carré pour les planchers à « 400 kilos. Sous cette charge, la flexion des poutres « ne devra pas dépasser le 1/800^e de la portée, des « piliers intérieurs, désignés par le chef de service, « seront essayés séparément sous une charge corres- « pondant à la surface qu'ils supportent.

« Dans le cas où la flexion dépasserait le 1/800^e, « les outrages seraient maintenus en observation,

« il serait procédé à une nouvelle épreuve le mois « suivant. Si le résultat de cette seconde épreuve « n'était pas encore satisfaisant, c'est à dire si sous la « charge uniformément répartie la flexion était encore « supérieure à 1/800^e de la portée, l'entrepreneur serait « tenu de démolir le plancher et de le remplacer. Le « nouveau plancher subirait les mêmes épreuves et « la réception ne serait faite que lorsque les épreuves « seraient satisfaisantes ».

Le 17 décembre, les épreuves ont commencé dans le bâtiment F (Equipe), à 8 h. 1/2 du matin.

1^{re} Epreuve. — Sur une poutre de 15 × 18 de section du plancher haut du rez-de-chaussée, désignée par M. le chef de service. La poutre porte une surface de $\frac{3,10 \times 4,10}{2} = 6,35$, charge normale 600 kilos

par mq. Charge d'épreuve 900 kilos par mq, soit 5,715 kilos, constituée par 115 sacs de ciment de 50 kilos l'un. Portée de la poutre : 4,10 — 0,20 = 3,90. Flèche tolérée : 1/800^e de la portée = 4,9^{mm}.

A la charge normale de 600 kilos par mq, la flexion égale 1^{mm}.

A la charge d'épreuve, 900 kilos par mq, la flexion égale 1,2^{mm}.

2^e Epreuve. — Sur un panneau du hourdis du plancher haut, le 1^{er} étage désigné par M. le chef de service.

Epais. du hourdis, 0,10. Surf. 3,10 × 4,10 = 12,70.

Portée moyenne du hourdis $\frac{3,10 + 4,10}{2} = 3,6$, flèche tolérée 4,5^{mm}. Charge normale 400 kilos par mq.

Charge d'épreuve : 600 kilos par mq, soit 7,620 kg, constituée par 153 sacs de ciment de 50 kilos l'un.

A la charge normale, soit 400 kilos par mq, flèche non constatée.

A la charge d'épreuve, 600 kilos par mq, soit 153 sacs, flèche 1,6^{mm}.

3^e Epreuve. — Bâtiment E. Le 17 décembre, à 2 heures.

Grande poutre de 0,30 × 0,35 de section et 8 mètres de portée, portant une surface de 3,55 × 8 = 28,40. Charge normale : 400 kilos par mq. Charge d'épreuve : 600 kilos par mq, soit 17,041 kilos constitués par 341 sacs de 50 kilos l'un. La flèche tolérée est 10^{mm}.

Sous une charge de 200 kilos par mq, la flèche observée est 0,4^{mm}.

Sous une charge de 400 kilos, flèche 1,2^{mm}.

Sous une charge de 600 kilos, flèche 2,6^{mm}.

Le 18, à 7 heures du matin, soit après 15 heures de chargement complet, la flèche observée était 3,4^{mm}.

Le déchargement a lieu dans la matinée

A 10 heures, après déchargement complet, la flèche observée est 1,4^{mm}.

A 12 heures, flèche 1,1^{mm}.

A 2 heures, flèche 1,1^{mm}.

A 4 heures, flèche 1,1^{mm}.

Le 19, à 7 heures du matin, flèche 1,0^{mm}.

Le 19, à 9 heures du matin, a eu lieu l'épreuve d'un panneau du plancher haut du rez-de-chaussée du bâtiment E 2^e travée de la grande salle désignée par M. le Chef du service.

Par suite des pluies persistantes, le panneau avait

été inondé à plusieurs reprises et couvert d'une couche d'eau de 0,6 cent. d'épaisseur, pendant plusieurs jours consécutifs; l'eau avait fini par traverser toute l'épaisseur du hourdis, de sorte que le panneau a pu, pendant un certain temps, être comparé à un vaste filtre de 20^m de superficie. Cet état anormal a eu pour conséquence de retarder le durcissement du béton et très probablement de délayer celui-ci.

Epaisseur 0,10, portée 3,90 × 5,00 = 19,50, charge normale 400 kil. par mq.

Charge d'épreuve 600 kil. par mq, soit 11,700 kil., constituée par 234 sacs de ciment de 50 kil. l'un.

Portée moyenne $\frac{3,90 + 5,00}{2} = 4,45$, flèche tolérée 5,4^{mm}.

A la charge de 200 kil. par mq, la flèche observée est 1,5^{mm}.

A la charge de 400 kil., charge normale, 4,1^{mm}.

A la charge de 600 kil., charge d'épreuve 11,700 kil. 6,7^{mm}.

Le chargement a été terminé à 10 heures du matin.

A 4 1/2, la charge étant demeurée, la flèche est 7,8^{mm}.

Le panneau reste en observation.

En conformité du cahier des charges qui prévoit que les épreuves, ayant donné un résultat négatif, devront être reprises au bout d'un mois, l'épreuve sur le panneau ci-dessus a été reprise le 27 janvier, et les résultats en sont consignés ci-dessous.

Les épreuves ont été reprises le vendredi 27 janvier, à 3 heures après midi; le résultat en a été le suivant : Sous une charge de 200 kil. par mq, flèche constatée 1,25^{mm}.

Sous une charge de 400 kil., flèche 3,25^{mm}.

La charge a été laissée pendant la nuit; le matin, à 9 heures, la flèche constatée a été de 3,2^{mm}.

Sous une charge de 600 kil. par mq, flèche constatée 4,35^{mm}.

Après déchargement immédiat jusqu'à 400 kil. 3,25^{mm}.

Après déchargement complet fait immédiatement 0,2^{mm}.

Le lundi 30, à 9 heures du matin 0,2^{mm}.

Les 23 et 24 décembre, les épreuves ont continué sur différents panneaux des planchers du bâtiment E.

I. — Plancher haut du rez-de-chaussée, travée centrale

1^{re} Epreuve sur le 3^e panneau du hourdis désigné par M. le Chef du service.

Epaisseur du hourdis 0,10, portée moyenne 4,45, flèche tolérée 5,6^{mm}.

Sous une surcharge de 200 kil. par mq, flèche observée 1,7^{mm}.

Sous une surcharge de 400 kil., flèche 2,4^{mm}.

Sous une surcharge de 600 kil., flèche 4,2^{mm}.

Après 15 heures, 4,7^{mm}.

Après déchargement, 0,6^{mm}.

2^e Epreuve sur l'avant-dernier panneau :

Epaisseur du hourdis, 0,10. Portée moyenne, 4^m45. Flèche tolérée, 5,6^{mm}.

Sous une charge de 200 k. par mq, la flèche, observée est 1,1^{mm}.

Sous une charge de 400 k., la flèche est 2,6^{mm}.

Sous une charge de 600 k., la flèche est $4.2 \text{ m}^3/\text{m}$.
Déchargement immédiat, la flèche observée est $0.6 \text{ m}^3/\text{m}$.

II. Planchers des combles, travée centrale

3° Epreuve. — 2° Panneau désigné par M. le Chef du service.

Épaisseur du hourdis, 0.10. Portée moyenne, 4.45.
Flèche tolérée, $5.6 \text{ m}^3/\text{m}$.

Sous une charge de 200 k. p. mq. la flèche observée est $1.2 \text{ m}^3/\text{m}$.

Sous une charge de 400 k., la flèche est $2.5 \text{ m}^3/\text{m}$.
Sous une charge de 600 k., la flèche est $4.1 \text{ m}^3/\text{m}$.
Déchargement immédiat, la flèche observée est $0.9 \text{ m}^3/\text{m}$.

4° Epreuve. — 7° panneau désigné par M. le Chef de service.

Épaisseur du hourdis, 0.10. Portée moyenne, $4^{\text{m}}45$.
Flèche tolérée, $5.6 \text{ m}^3/\text{m}$.

Sous une charge de 200 k. p. mq. la flèche observée est $0.7 \text{ m}^3/\text{m}$.

Sous une charge de 400 k., la flèche est $1.8 \text{ m}^3/\text{m}$.
Sous une charge de 600 k., la flèche est $3.6 \text{ m}^3/\text{m}$.

Déchargement immédiat jusqu'à 400 k., la flèche observée est $2.7 \text{ m}^3/\text{m}$.

Le panneau reste chargé à 400 k. et reste en observation jusqu'à ce que la flèche devienne constante.
Le lundi 26, à 7 h. 1/2 du matin, flèche constatée est $3.1 \text{ m}^3/\text{m}$.

Le lundi 26, à 1 h., flèche, $2.1 \text{ m}^3/\text{m}$.
Rechargé à 600 k. p. mq. flèche, $3.1 \text{ m}^3/\text{m}$.

Après déchargement, flèche $0.7 \text{ m}^3/\text{m}$.

En conséquence, les planchers de l' Arsenal du Parc Randon, construits en béton armé, système Hennebique, breveté S. G. D. G., conformément au marché en date du 14 mai 1898, approuvé par M. le Ministre de la Guerre, ayant subi avec succès toutes

les épreuves prescrites audit marché, sont déclarés acceptés à la pleine satisfaction de la Direction d'artillerie de Grenoble.

Grenoble, le 25 janvier 1899.

Le Chef du service des bâtiments,
(Signé) QUERNEAU.

L'Entrepreneur concessionnaire
du système Hennebique,
(Signé) JEAN CLET.

L'Agent général du
système Hennebique,
(Signé) S. DE MOLLINS, ing.

L'Agent régional
du système Hennebique,
(Signé) CH. DE LA RUE, ing.

Compagnie Française du « MALT KNEIPP »

USINE DE JUVISY-SUR-ORGE

M. RENOU, Architecte

CONSTRUCTION EN BÉTON DE CIMENT ARMÉ

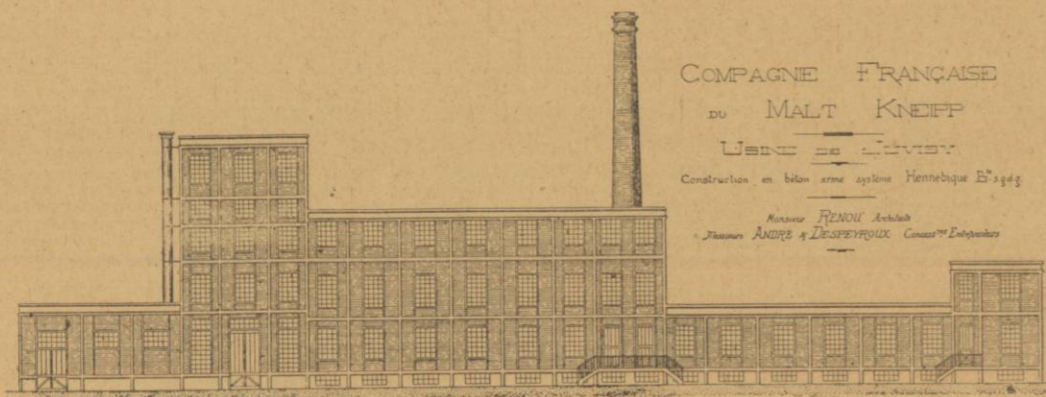
Système HENNEBIQUE, breveté S. G. D. G.

PROCÈS-VERBAL D'ÉPREUVES

Du 11 Mars 1899

Plancher bas de la salle des Balances

Travée de $4^{\text{m}}80 \times 4^{\text{m}}00$.
Surcharge calculée : 300 kilos par mètre carré.
Surcharge d'épreuve : 450 kilos par mètre carré.



COMPAGNIE FRANÇAISE
du MALT KNEIPP
USINE DE JUVISY
Construction en béton armé système Hennebique Breveté
Architecte RENOU
Entrepreneur ANDRÉ & DESPEYROUX

Première expérience. — Charge totale de 9,000 k., uniformément répartie sur le hourdis.

Flexions constatées : } Hourdis $1^{\text{m}}/4$
Poutre $0^{\text{m}}/6$

Deuxième expérience. — Charge totale de 9,000 k., uniformément répartie sur la moitié de deux travées de chaque côté de la poutre de $4^{\text{m}}80$ de portée.

Flexions constatées : } Hourdis $1^{\text{m}}/4$
Poutre $1^{\text{m}}/6$

Plancher bas de la salle des Torréfacteurs
Travée de $4^{\text{m}}80 \times 4^{\text{m}}00$.

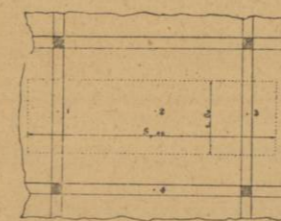
Surcharge calculée : 400 kilos par mètre carré.
Surcharge d'épreuve : 600 kilos par mètre carré.
Charge totale de 12,000 kilos, uniformément répartie sur le hourdis.

Flexions constatées : } Hourdis $1^{\text{m}}/2$
Poutre $1^{\text{m}}/0$

Plancher sur bacs à trempe

Réservoir de $5^{\text{m}}00 \times 1^{\text{m}}50$. Hauteur d'eau : $2^{\text{m}}00$.
Placé dans l'axe d'une travée centrale de $3^{\text{m}}66 \times 2^{\text{m}}80$ et dans l'axe de deux poutres de $2^{\text{m}}80$ de portée.

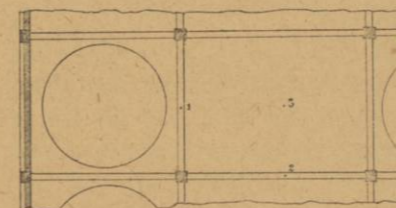
Surcharge calculée : 2,000 kilos par mètre carré.
Surcharge d'épreuve : 3,000 kilos par mètre carré.
Charge totale : 22,500 k. } Eau 15,000 kilos
Orge 7,500 kilos.



Flexions constatées :
Appareil n° 1 $0^{\text{m}}/2$
— n° 2 $0^{\text{m}}/8$
— n° 3 $0^{\text{m}}/2$
— n° 4 $0^{\text{m}}/2$

Plancher intermédiaire supportant les bacs à trempe

Travée de $3^{\text{m}}66 \times 2^{\text{m}}65$
Surcharge calculée : 300 kilos par mètre carré.
Poids d'un bac à trempe : 10,000 kilos.
Surcharge d'épreuve : 450 kilos par mètre carré.
Charge totale de 4,500 kilos, uniformément répartie sur la travée.
Charge du bac : 10,000 kilos.



Flexions constatées :
Ap. n° 1 .. $0^{\text{m}}/4$
— n° 2 .. $0^{\text{m}}/3$
— n° 3 .. $0^{\text{m}}/2$

Fait à Juvisy, le 11 mars 1899.

Signé : A. RENOU.

Etaient présents et ont signé :

MM. E. ROBIN, Directeur de l'Usine ;
L. RENARD, Administrateur ;
F. CLÉMENT, Architecte ;
P. SIMON, Architecte ;
G. ANDRÉ, Entrepreneur ;
DESPEYROUX, Entrepreneur ;
BENARD, Administrateur ;
Jules CONTANT, Administrateur ;
MONIER, Architecte.
Pour M. HENNEBIQUE :
D. PAPA, Ingénieur.

LE CANAL D'AMENÉE DU SIMPLON

Nous donnons aujourd'hui deux planches de détails du canal d'aménée du Simplon en béton de ciment armé système Hennebique. Nous avons déjà dit, dans le compte-rendu du Congrès de Paris, n° 9, que cette gigantesque canalisation aura une longueur de 3,000 mètres, que la pente est de 1,2 pour mille, que la vitesse de l'eau est de 2 mètres par seconde et qu'il alimente des turbines produisant 2,000 chevaux de force pour la perforation et l'aération du tunnel du Simplon.

La construction proprement dite de ce canal présente les particularités suivantes :

1° Il est rectangulaire, et remplace un canal en bois de même section qui eût coûté presque le même prix, 85 francs au lieu de 100 francs le mètre courant ;

2° Ce tube fermé forme poutre, les aciers des deux parois verticales jouent le rôle de grands étriers reliant intimement la partie inférieure avec la couverture qui complète la poutre ; la résistance à l'extension est assurée par les deux aciers de $15 \text{ m}^3/\text{m}$ de chaque côté au bas des parois, une barre droite accrochée d'une travée à l'autre et une barre pliée dont les extrémités à crochets se croisent à l'extrémité de chaque travée à la partie supérieure ;

3° Le canal est divisé en 596 travées de 5 mètres et 2 de 10 mètres ; il est porté : soit sur des murettes en maçonnerie de 0,6 en tête, soit sur des chevalets en béton armé qui atteignent jusqu'à 10^{m} de hauteur sur un point, leur moyenne est de 4 à 6^{m} de hauteur ; les pieds ou colonnes ont 40 à 50 centimètres, ils sont carrés, leur fruit varie de 7 à 12 %.

4° Il est essentiel que le canal soit porté régulièrement tous les 5 mètres, même quand il est en déblai, afin d'éviter toute cassure en dehors des joints de retrait et de dilatation prévus sur les appuis ; ces joints sont mâle et femelle, et de plus évidés à l'intérieur pour être remplis après le premier retrait du ciment ; on nous dit que l'on ajoute actuellement un joint métallique flexible ; nous reviendrons sur ce détail. Ces joints étant très nombreux, chacun d'eux aura un effet infiniment petit ; le maximum de la perte d'eau toléré par contrat est de un demi-litre par minute et par cinquante centimètres de longueur de canal. Jamais ce maximum ne sera atteint, quelques taches pourront se présenter dans les premiers temps, mais elles se colmateront nécessairement par le limon très fin du Rhône.

L'avantage présenté par le canal sur un tunnel est double :

1° L'économie est certaine, car un tunnel, dans les éboulis, coûte nécessairement très cher ;

2° Le délai d'exécution est infiniment plus court : le canal, commencé le 1^{er} avril, devra être mis en service le 31 juillet ;

3° L'avantage présenté sur un travail similaire en bois, consiste dans la durée, pour ainsi dire illimitée, du béton de ciment armé, et dans le fait que la résistance considérable de ce travail permet de le remblayer latéralement, et au besoin de le couvrir de pierres sèches dans les endroits dangereux, pour le soustraire à l'action des pierres roulantes et des avalanches, fréquentes à cette altitude.

Les fondations du canal sont commencées sur presque toute la longueur ; les chevalets des sections périlleuses sont en cours d'exécution, et tout fait présager que ce vaste chantier battra son plein dans les premiers jours d'avril. — Si cela intéresse nos lecteurs, nous tâcherons de nous procurer des renseignements sur les procédés d'exécution et l'organisation du chantier.

X...

AUTOUR DU TUNNEL

Nous recevons les lignes suivantes de M. Emile CHAPPUIS, ingénieur à Lausanne :

Brigue, 10 avril, 10 h. soir.

A notre arrivée à Brigue, et à notre grand étonnement, nous constatons devant la gare un déploiement insolite de force armée, entourée d'une foule bigarrée et cosmopolite.

A l'hôtel Poste et Couronnes — renommé par sa bienveillante hospitalité — entre la poire et un excellent et bon vieux fromage, les ingénieurs des perforatrices nous parlent vaguement d'un arrêt des travaux du tunnel, survenu dans la journée. Un peu plus tard, nous apprenons par le président de la Commune que la gendarmerie et la troupe ont été requises, tous les mineurs s'étant mis en grève, pour réclamer une augmentation de salaire. Mais nous ne sommes pas venus ici pour du reportage — passons.

Le lendemain matin, — de très bonne heure, un « corricolo » nous emmène rapidement vers Naters, la ville américaine. — De tous côtés s'élèvent des constructions nouvelles, si toutefois on peut leur donner ce nom. Sur la droite, au fond de la plaine, dans la brume du matin, les bâtiments des services extérieurs du tunnel alignent leurs façades en pierres brutes. — La grande cheminée ne fume plus, à peine le jet de vapeurs des ventilateurs nous révèle-t-il la formidable entreprise. C'est la grève. Des groupes d'ouvriers, muets et inactifs, nous regardent passer.

Nous arrivons au pont de la Massa, dont le tympan rive gauche est traversé — comme d'une aiguille gigantesque — par la canalisation des forces motrices hydrauliques de l'entreprise, tuyau métallique de 1^m60 de diamètre, sortant des ateliers Sulzer, à Winterthour.

Le site est charmant. Dans le fond, à gauche, on aperçoit l'excellente carrière de gneiss qui alimente les maçonneries de revêtement du tunnel, par une voie ferrée de 0^m80 d'écartement, sur laquelle un bijou de locomotive refoule une théorie de wagons à l'aspect bizarre.

Nous gravissons avec les ingénieurs la pente raide où la conduite forcée crée la chute motrice de 78 mètres — 2,000 chevaux, s. v. p.

Du haut de la colline, nous apercevons au fond d'un cirque, où dort une eau verdâtre, le débouché des splendides gorges de la Massa, dont la sauvagerie et la beauté dépassent de beaucoup celles des gorges du Trient. Immédiatement à notre droite, la canalisation s'enfonce sous la colline par un tunnel de 220 mètres. A sa sortie, on aperçoit, aux flancs de la montagne, la direction

des ouvrages, indiquée par les fondations de la gigantesque canalisation en béton de ciment armé, système Hennebique.

Nous suivons le tracé, par un sentier vertigineux à travers un chaotique amoncellement de blocs énormes détachés des hauteurs où la mine a réussi à peine à frayer le passage. Nous constatons en passant les premiers travaux d'installation des hardis plans inclinés à moteur, qui amèneront tous les matériaux au chargement sur les wagons du Decauville qui doit alimenter tout le parcours de la canalisation.

Une chapelle isolée, à environ 6 kilomètres de Brigue, « Hohenfinhkapelle » ex-voto, dit-on, d'un personnage tombé autrefois à cet endroit des rochers qui la dominent — sans se faire aucun mal — annonce l'entrée de la section où les chevaux porteurs du canal, également en béton de ciment armé, s'accrochent aux flancs d'un rocher vertical. Le sentier disparaît et le rocher devient alors réellement dangereux. Nous sommes à 20 mètres au-dessus de la route de la Furka.

De ce passage scabreux, les amoncellements de blocs recommencent. Nous nous enfilons dans des couloirs à peine éclairés, constitués par des groupements de blocs cubant de 80 à 150 mètres et nous prenons le chemin du retour — après la traversée de la route par la canalisation sur une travée de 10^m à 4^m50 de hauteur. — sans remonter à travers près jusqu'au charmant village de Mœrell, que nous apercevons à quelques cents mètres et où se trouve la prise d'eau du Rhône.

La longueur totale de la canalisation en ciment armé est de 3,000 mètres, sa section est carrée — de 2 mètres sur 2 mètres, couverte à sa partie supérieure. La vitesse de l'eau, de 2 mètres par seconde, correspond à un débit d'environ 8 mètres cubes par seconde. Dans sa partie métallique inférieure, elle se développe, jusqu'à l'usine, sur 1,600 mètres, en longeant la voie de la carrière, sur la rive gauche du Rhône, après avoir traversé le fleuve sur un curieux pont en charpente. Nous n'arrivons à ce point qu'après moult accrochages avec d'informes tombereaux, bien connus des Lausannois, et couverts des pieds à la tête d'une poussière blanchâtre qui nous a forcés à nous humecter le gosier à la Matte.

Cette parenthèse étant fermée — tout en suivant la voie de service — après un parcours d'un kilomètre et demi environ, nous arrivons au tunnel. Nous passons devant la galerie de direction, en constatant la présence de la gendarmerie en force et de la troupe aperçue la veille. On nous dit que le travail a repris régulièrement, à deux heures après midi, et que sur les 312 ouvriers questionnés par la direction, au sujet de leur intention de le continuer, une vingtaine seulement se sont prononcés pour la négative. Tous les autres ont

repris leur labeur à l'ancien tarif et sans observations.

En passant devant la tête du tunnel proprement dit — qui n'est pas encore au profil — je vois briller deux points lumineux dans la profondeur et mon pied butte en s'appuyant par instinct contre une des deux conduites en acier qui serpentent sur le sol pour s'enfoncer dans les profondeurs de la montagne. Un moment d'arrêt. Une pulsation régulière et puissante — perceptible à travers l'épaisse semelle du soulier de montagne — est presque le seul indice extérieur du travail mécanique des 200 atmosphères de pression hydraulique qui actionnent les perforatrices.

Dans la rouge lueur du soleil couchant, nous rentrons à Brigue en suivant la voie d'accès provisoire qui développe ses courbes métalliques à travers l'ancien lit du Rhône. Nous croisons le reporter de la Tribune de Lausanne — qui se rend en toute hâte au tunnel — à la recherche des nouvelles.

A ce sujet, des personnes bien informées nous assurent que l'ouvrier qui utilise les cantines de l'entreprise — logé, couché et nourri — paye pour le tout 90 centimes par jour. Naturellement, il existe une multitude d'« osterie » qui lui coûtent plus cher et où l'alcool ne cède pas ses droits. On m'assure que ceux qui les fréquentent sont en majorité des hommes de l'extrême midi de l'Italie, qui du reste ne peuvent pas ici concourir facilement avec l'ouvrier du Nord. Que voulez-vous ? ils restent les amis du *bel farniente*. Passons.

Un peu plus haut que la gare, mes deux compagnons me font remarquer dans le lointain l'effet d'une dizaine de lampes électriques à arc qui éclairent *a giorno* les installations extérieures du tunnel, illuminant la plaine de Naters, prouvant ainsi que l'activité fébrile et régulière du chantier bat son plein à l'heure actuelle.

Emile CHAPPUIS, ing^r.

TRIBUNE D'ORGUE à l'Eglise Saint-Waast, à Armentières en béton armé système Hennebique

Architecte : M. Paul VILAIN, de Lille.

Concessionnaire : M. DEBOSQUE-BONTE, d'Armentières.

Cette tribune pouvant porter une surcharge de 700 kilos par mètre carré, est destinée à l'orgue du chœur. Elle est établie dans une travée de l'abside au-dessus de l'entrée des sacristies ; sa portée est de 5^m40 avec une largeur de 3^m10 dont 1^m50 en encorbellement sur l'alignement des colonnettes.

Pour la construire, on a enlevé de chaque côté la

colonnette en pierre blanche de l'arc doubleau depuis le plancher de la tribune jusqu'aux bases et on l'a remplacé par une colonnette en ciment armé se reliant à la poutre transversale.

Les bracons en ciment armé de 1^m50 sous l'encorbellement se prolongent en petites poutres jusqu'au mur du fond.

Un escalier extérieur donne accès à la tribune.

L'orgue que construit M. Cavallié-Coll, de Paris, sera entouré par une balustrade au pourtour de l'encorbellement.

L'architecte, M. Vilain, a donné à l'ensemble le style de l'ancienne église.

TRAVAUX DU MOIS

Bureau de Paris.

Tablier en béton armé, à la station du Bois de Boulogne (ligne de ceinture), plancher supportant le bâtiment des voyageurs, exécuté sans entraver la circulation des trains.

Couverture de glacière, au Raincy. — Plancher s'appuyant sur mur circulaire de 5 mètres de diamètre. — Propriétaire, M. Giard. — Architectes, MM. Boudry et Mercier.

Planchers et Terrasses, au Raincy. — Propriétaire, M. Giard. — Architectes, MM. Boudry et Mercier.

Deux escaliers au Grand Palais des Beaux-Arts. — Architecte, M. Girault.

Hourdis en béton sur poutrage en bois à l'Exposition de 1907, entre le pont des Invalides et le pont de l'Alma. — Architecte, M. Gautier.

Augmentation aux galeries du Palais des Lettres, Sciences et Arts. — Architecte, M. Sortais.

Papeteries du Val-d'Enraud, fondations, poteaux, planchers, cloisons, réservoirs, bacs à pâtes. — Ingénieur, M. Bordier.

Deux linteaux de 4 mètres de portée dans mur en maçonnerie. — Propriétaires, MM. Sautter Harlé.

Support du groupe du pourtour du Grand-Palais — Architecte, M. Thomas.

Plancher de la salle de chirurgie de l'Hôpital de N.-D. de Bon Secours. — Architecte, M. Bion.

Toiture-terrasse, à Billancourt. — Architecte, M. Audiger.

Canal d'aménée d'eaux aux Papeteries du Val-d'Enraud. — Ingénieur, M. Bordier.

Ferme de Blocmont (près Ferrette (Haute-Alsace)). — Propriétaire, M. Welté. — Architecte, M. Tisserand.

Planchers à Lagneu. — Propriétaire, M. Barthod. — Architecte, M. Babey.

Terrasse-réservoir, pour usine, à Vernissieux. — Propriétaire, Société française d'électrodes.

Planchers, Blanchisserie de Thaon.

Bâtiment des Archives, à Rueil (Seine-et-Oise). — Propriétaire, Comptoir National d'Escompte de Paris. — Architecte, M. Constant-Bernard.

Terrasse à l'Hôtel de Luxeuil-les-Bains. — Architecte, M. Fleury de la Hussinière.

Fondations et planchers. — Propriétaire, Société Générale des Tramways de Marseille.

Pont du Clot-des-Estagnols (portée, 2 m.). — Propriétaire, commune de Villeneuve-de-la-Raho.

Mur de soutènement. — Propriétaire, Communauté des Dames de Louvencourt. — Architecte, M. Ricquier.

Planchers à Artemarre. — Propriétaire, M. Verdeau.
Hospice du Perron, à Lyon. — Propriétaires, Hospices civils. — Architecte, M. Pascalon.

Planchers pour usine, à Mantes. — Propriétaire, Société des Ciments français.

Blanchisserie et teinturerie de Thaon (Vosges).
Réservoir sur salle de machines.

Plancher pour habitation à Morvillars (Haut-Rhin). — Propriétaire, M. Armand Viellard.

Terrasse, à Pongues-les-Eaux. — Architecte, M. Lavezzari.

Réservoir de 100 mètres cubes. — Architecte, M. Fleury du Sert.

Planchers pour filature, à Cours-près-Taisy (Rhône). — Propriétaires, MM. Perrin et fils.

Plancher des Presses. — Propriétaire, Société Française des Câbles électriques de Lyon.

Planchers, à Lyon. — Propriétaire, M. Coutan. — Architecte, M. Collomb.

Plancher et Terrasse pour ateliers, à Thiers. — Propriétaire, M. Lafont-Dumas. — Architecte, M. Charton.

Plancher sur cave, à Saint-Quentin. — Propriétaires, MM. Allard et Delmer.

Terrasse à la Villa Masséna, à Nice. — Propriété de M. le duc de Rivoli. — Architecte, M. Tersling.

Réservoir de 30 mc. — C^{ie} G^{ie} des Tramways de Marseille.

Planchers pour usine vélocipédique. — Propriétaires, MM. Faure et Pont. — Architectes, MM. Denis et Roux.

Plancher et terrasse à Belfort. — Propriétaire, M. Bouvet. — Architecte, M. Tisserand.

Eglise de Montigny, plancher de la tribune de l'orgue. — Architecte, M. Lautier.

Réservoir à Igny. — Propriétaire, Œuvre de Saint-Nicolas. — Architecte, M. Constant Bernard.

Société immobilière de Levallois. — Architecte, M. J. Meunier.

Ponceau, à Perpignan. — Propriétaire, M. Couffe.

Plancher sur salle des vendangeurs. — Domaine de la Serre, près Béziers. — Propriétaire, M. Guy. — Architecte, M. Carlier.

Garniture de fenêtres, villa Théré. — Propriétaire, M. Bardou-Job. — Architecte, M. Pétersen.

Planchers pour maison d'habitation à Remiremont. — Propriétaire, M. Antuszewicz. — Architecte, M. Perron.

Terrasse à Nomexy. — Propriétaire, M. Pétersen. — Architecte, M. Perron.

Planchers d'un hôtel de voyageurs, à Busalla; deux étages, 700 mq. — Propriétaires, MM. Gallo frères. — Entrepreneur, M. Porcheddu, à Turin.

Couverture d'une cour, à Milan; surcharge 500 kil. par mq.; surface 170 mq. — Ing. M. Tenenti. — Architecte, M. Luca Beltrami. — Propriétaire, Società Assicurazioni Generali Venezia. — Entrepreneur, M. Porcheddu, à Turin.

Plancher d'hôpital, à Verceil. — Propriétaire, l'Hôpital. — Entrepreneur, M. Porcheddu, à Turin.

Bureau de Marseille.

Réservoir de 30 m. c. pour la Compagnie des Tramways à Marseille. — Entrepreneur, M. Gassier de Bastide.

Terrasses pour la villa de M. Fraissinet, à Marseille. — Architecte, M. Muller. — Entrepreneur, M. Gassier de Bastide.

Plancher à 1,000 kil. pour savonnerie. — Propriétaire, M. Court de Payen. — Entrepreneur, M. Gassier de Bastide.

Réservoir de 50 m. c. pour la Compagnie des Tram-

ways à Marseille. — Entrepreneur, M. Gassier de Bastide.

Bureau de Nantes

Vespasienne à Bois. — Propriétaire, la Ville. — Architecte, M. Renou. — Entrepreneur, M. Despeyroux.

Château de Rosambo. — Propriétaire, M. le marquis de Rosambo. — Architecte, M. Lalargue, à Blois. — Entrepreneurs, MM. Gaudu frères, à Saint-Brieuc. — Surcharge fibres 250 et 300 kil. par mq. — Surface, 230 mètres carrés.

Réservoirs de 60 mètres cubes à Paramé. — Architecte, M. Lefort, à Paris. — Entrepreneurs, MM. Pau et C^{ie}.

Fondations et Planchers de la Banque de rancef de Quimper. — Architecte, M. de Villiers. — Entrepreneur, M. Keralum. — Surface totale, 500 mètres carrés.

Magasin à avoine, à Fougères. — Architecte-propiétaire, M. Laloy, architecte du département. — Entrepreneurs, MM. Barré père et fils, à Rennes. — Trois planchers et toiture: Surcharge, 500 kil. par mq. Surface, 800 mq.

Magasin à farines, à Brest. — Propriétaire, Société anonyme des Moulins Brestois. — Ingénieur, M. Loupe. — Fondations, planchers et colonnes en béton armé. — Surface totale des planchers: 2,450 mètres carrés.

Plancher, à Chantenay-sur-Loire. — Propriétaire, M. Amieux. — Architecte, M. Lenoir, à Nantes. — Entrepreneur, M. Péneau, à Nantes. — Surcharge, 2,000 kilos par mq. Surface, 104 mq.

Réservoir de 45 mét. cubes, à Paramé. — Entrepreneurs MM. Pau et C^{ie}.

Réservoir de 1 mét. cube, à Paramé. — Entrepreneurs, MM. Pau et C^{ie}.

Toiture-Terrasse, à Paramé. — Propriétaire, M. Thébaud. — Entrepreneurs, MM. Pau et Cie. — Surcharge, 250 kilos par mq.; Surface, 192 mq.

Plancher, à Carcé. — Entrepreneur, M. J.-M. Huchet, à Rennes. — Propriétaire, M. Petit. — Surcharge, 300 kil. par mq.; surface, 40 mq.

Terrasse à Saint-Georges-sur-Loire. — Propriétaire, M. Grélier Drieu. — Architecte, MM. Chouanet, Velé et Gagnier, à Angers. — Entrepreneur, M. Ch. Thibault, à Angers. — Surface, 27 mq.

Terrasse, à Niort. — Entrepreneur, M. Lacombe.

Plancher, à Niort. — Propriétaire, M. Bouthault. — Entrepreneur, M. Lacombe.

Plancher, à Poitiers. — Architecte-propiétaire, M. Boutaut. — Entrepreneur, M. Poissonneau.

Plancher et terrasse, à Ligugé. — Propriétaire, M. Huysmann. — Architecte, M. Boutaud. — Entrepreneur, M. Poissonneau, à Poitiers.

Plancher et terrasse, aux Sables-d'Olonne. — Propriétaire, M. Odin, avocat. — Entrepreneur, M. Lachaise.

Poitrail aux Sables-d'Olonne. — Architecte, M. Guirrit. — Entrepreneur, M. Lachaise.

Planchers et fondations, à Vannes. — Propriétaire, M. Guin. — Architecte, M. Ryo. — Entrepreneur, M. F. Huchet. — Surcharge: 300 et 600 kil. par mq.; surface: 125 mq.

Plancher à l'Usine à Gaz du Mans. — Ingénieur, M. Gypteau. — Entrepreneurs, MM. Pérol et Sadrin. — Surcharge: 250 k. par mq.; surface: 48 mq.

Linteaux et traverses d'huissierie, au Mans. — Propriétaire, M. Loiseau. — Architecte, M. Raoulx. — Entrepreneurs, MM. Pérol et Sadrin.

Le Gérant: J. CRÉPIN-LEBLOND.

RENNES. — Imp. des Arts et Manufactures, 3, place de la Halle-aux-Blés.

C. TROUVAY & C. CAUVIN

Adresse Télégraphique :
TROUVAY-MÉTAUX-HAVRE

LE HAVRE

TÉLÉPHONE
N° 115

149, Rue VICTOR HUGO

Spécialité de Machines, Outils pour le travail des fers
et feuillards employés dans le BÉTON ARMÉ
Cisailles, Poinçonneuses, Forges, Serre-Joints, etc...

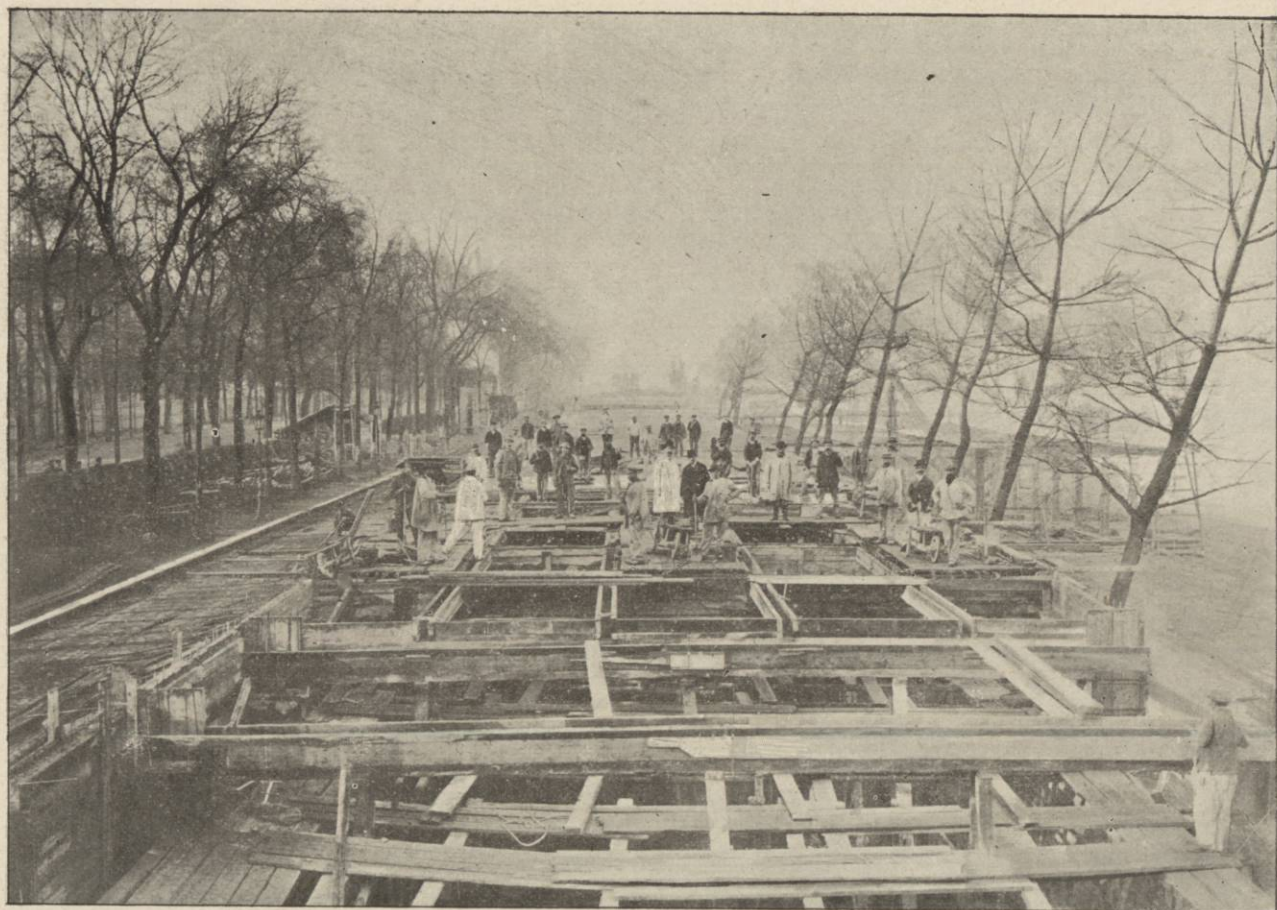
TUBES EN FER & RACCORDS POUR CONDUITE D'EAU, GAZ ET VAPEUR

MATÉRIEL ET OUTILLAGE GÉNÉRAL
POUR ENTREPRENEURS

E. BOUTIGNY, Représentant, Poste restante, PARIS



Plafond décoré, à Turin



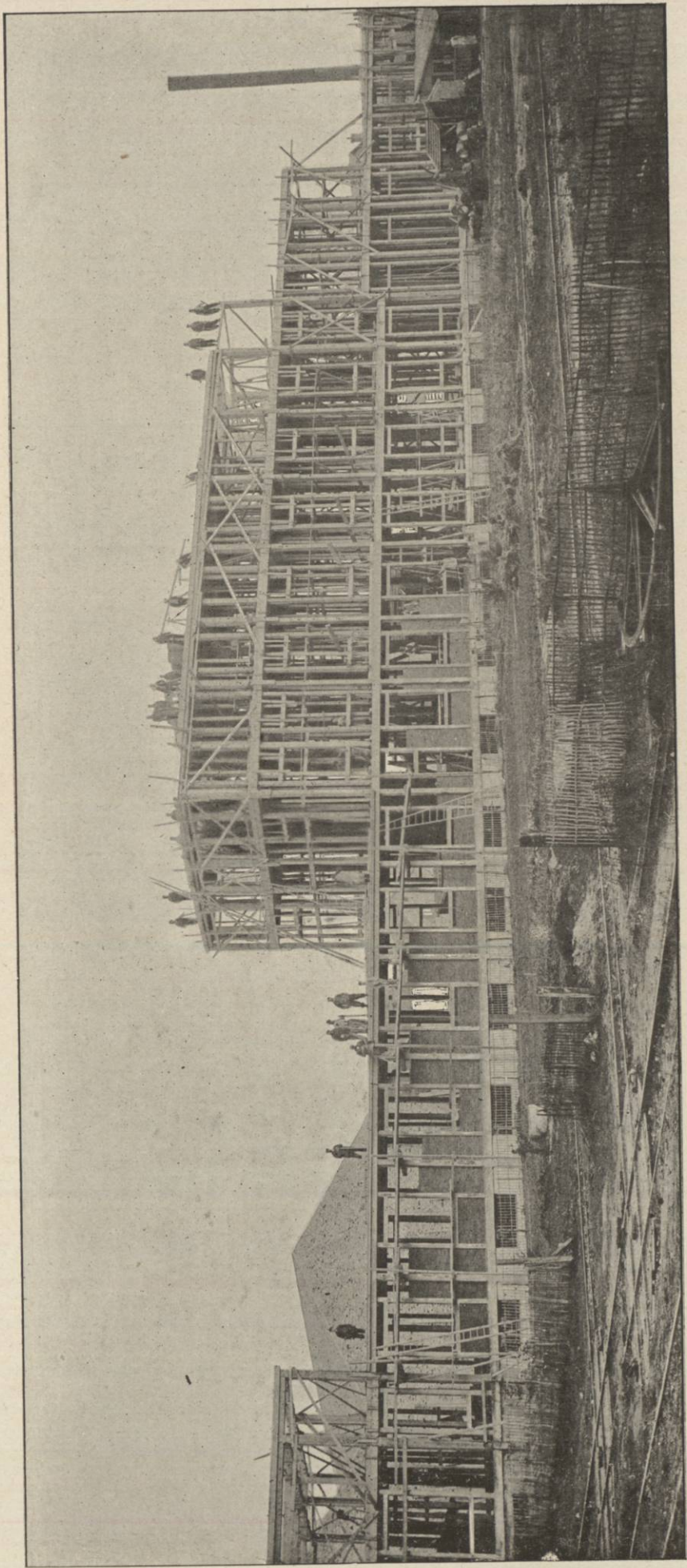
COUVERTURE DU CHEMIN DE FER DES MOULINEAUX

Entre le Pont des Invalides et le Pont de l'Alma

Largeur : 12 mètres 30. — Longueur : 600 mètres. — Surcharge : 1,000 kilos.

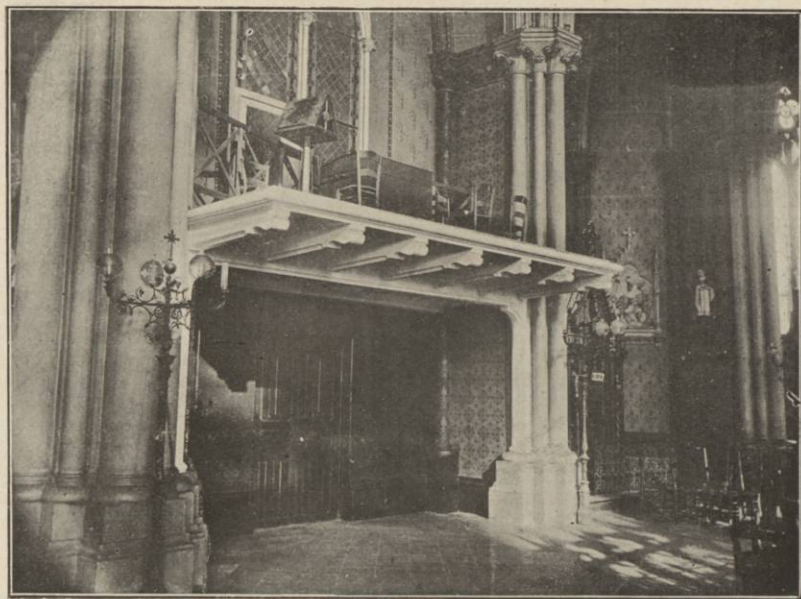
Architecte : M. GAUTIER.

Entrepreneur : M. VABRE.



USINE DU MALT KNEIPP, A JUVISY

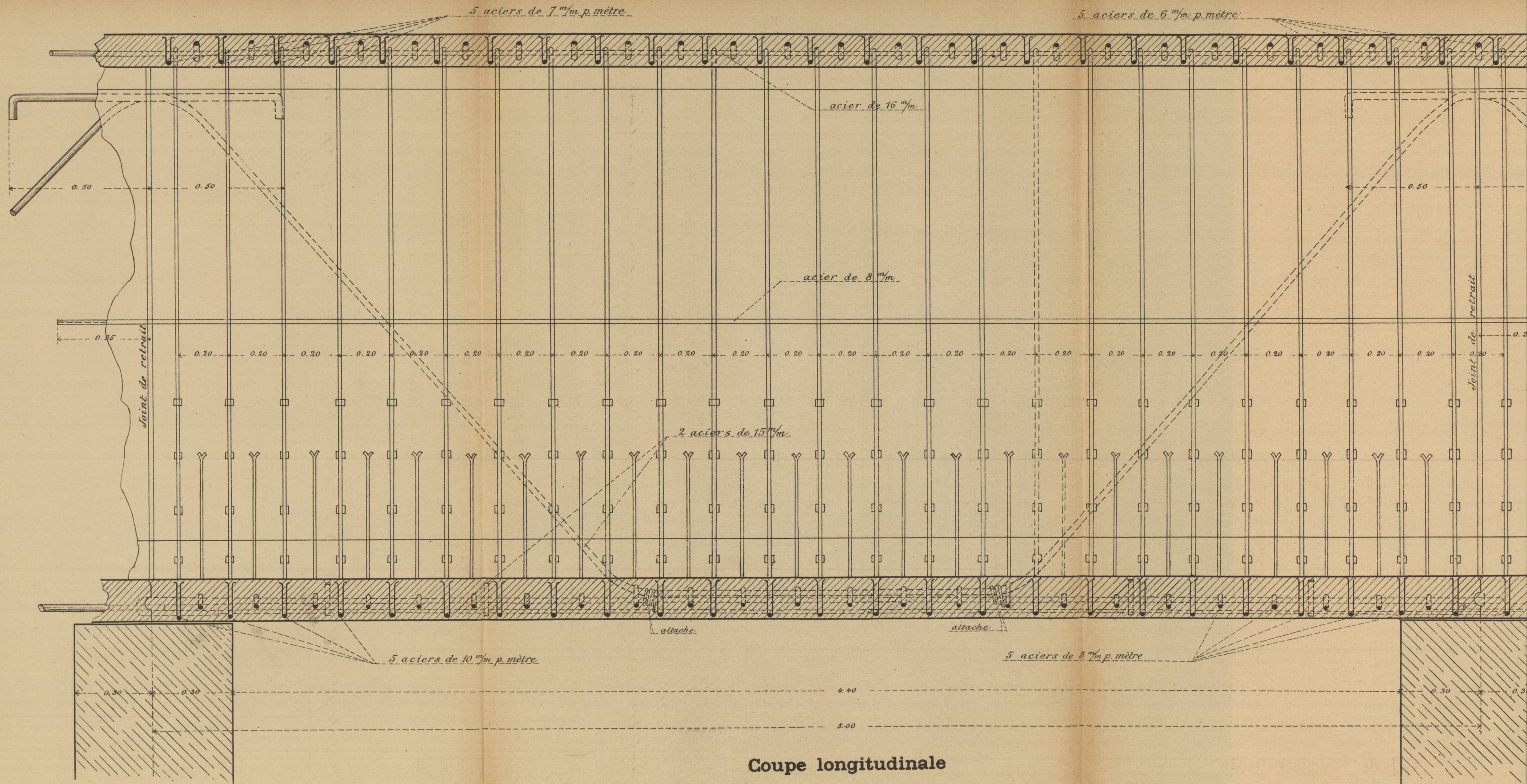
Eglise Saint-Waast, à Armentières (Nord)



TRIBUNE D'ORGUE

M. P. VILAIN,
Architecte à Lille.

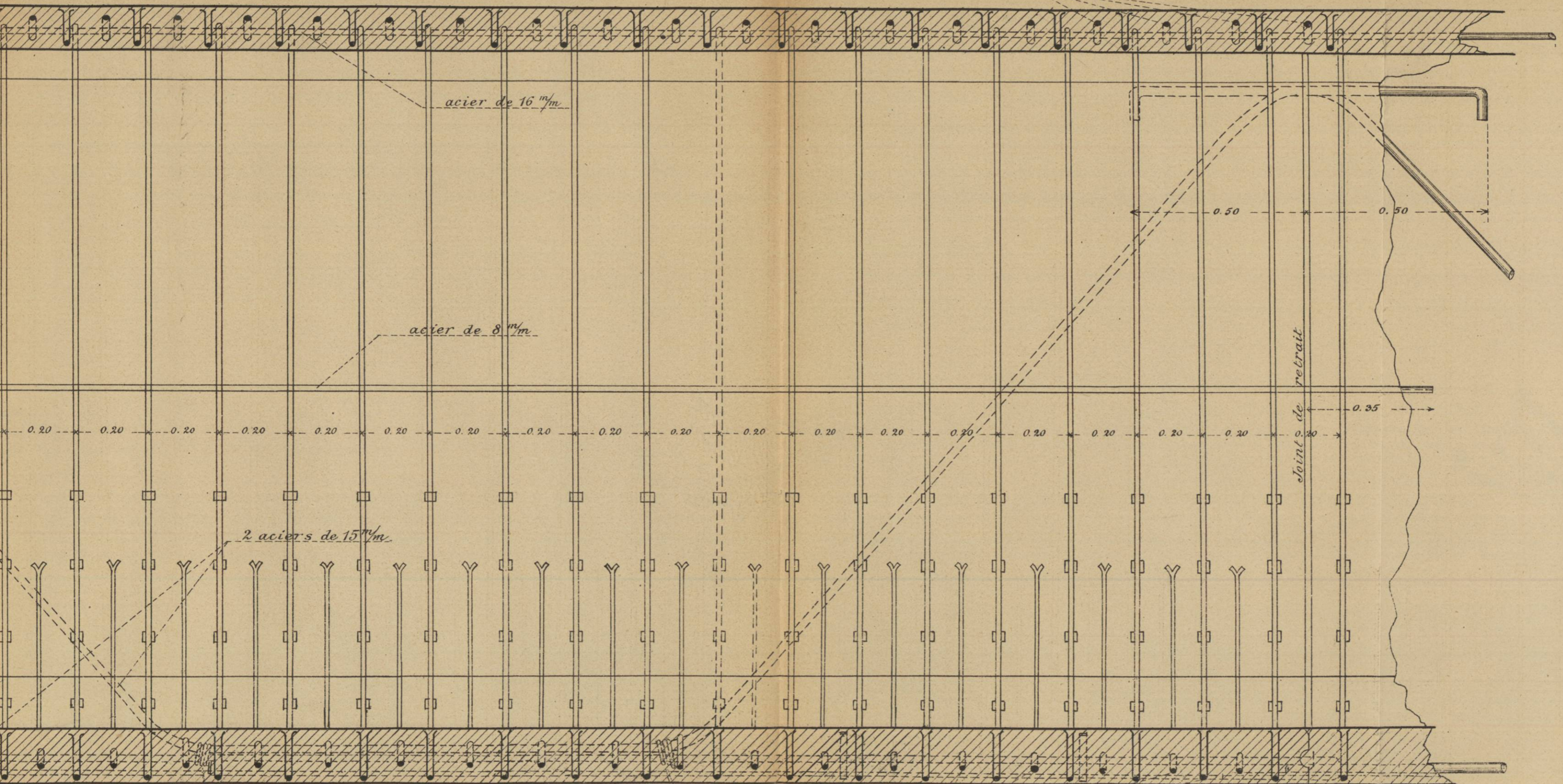
M. C. DEBOSQUE-BONTE
Entrepreneur



Coupe longitudinale

5 aciers de 7^m/m p. mètre

5 aciers de 6^m/m p. mètre



2 aciers de 15^m/m

acier de 16^m/m

acier de 8^m/m

attache

attache

5 aciers de 8^m/m p. mètre

p. mètre

4.40

5.00

0.50

0.50

Joint de retrait

0.35

0.30

0.30

Coupe longitudinale

Dressé par l'Ingénieur soussigné
Lausanne, le 13 Janvier 1899

J. Dellollin

SIMPLON

Forces motrices 2000 Chevaux pour l'aération et la perforation du Tunnel de 22 kilomètres

Canal d'aménée côté Nord, longueur 3000 mètres

Pente 1^m 20 pour 1000

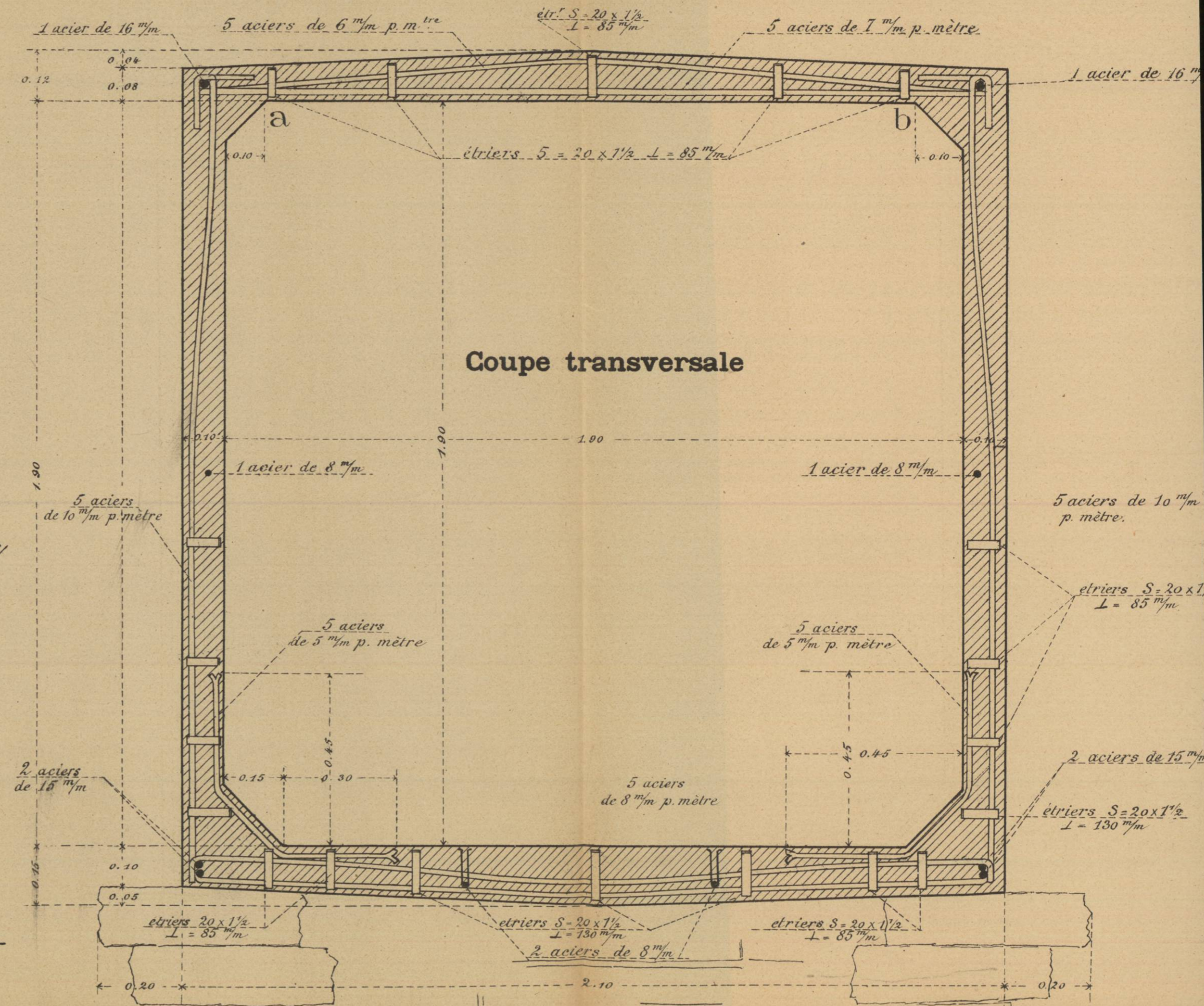
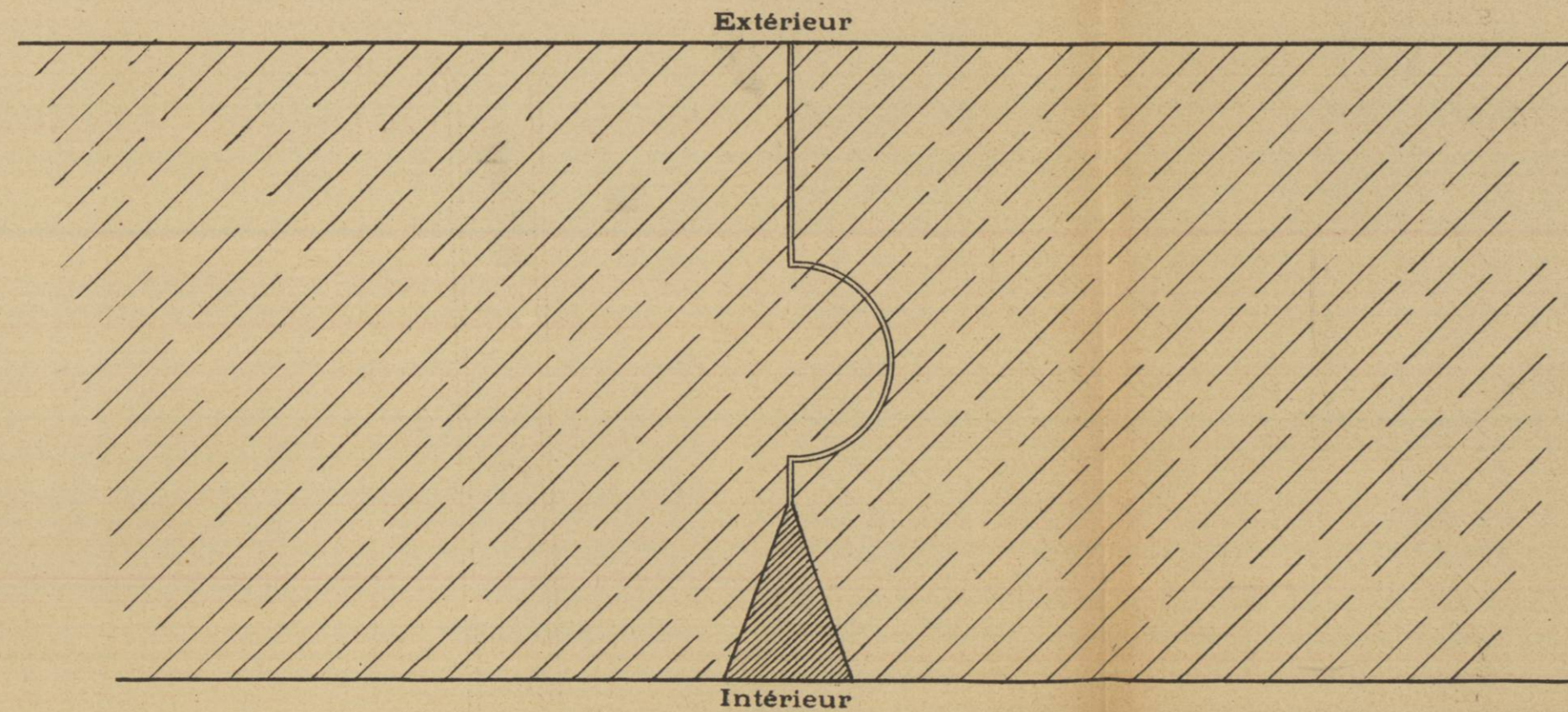
en béton armé d'acier Système Hennebique.

Echelle 1 : 10

Surcharge du Toit 300 k^{os} par m. c.

Pression intérieure 0^m 40 d'eau au dessus de l'arrête a. b.

Joint de retrait et de dilatation tous les 5 mètres sur les appuis



SIMPLON

nevaux pour l'aération et la perforation du Tunnel de 22 kilomètres

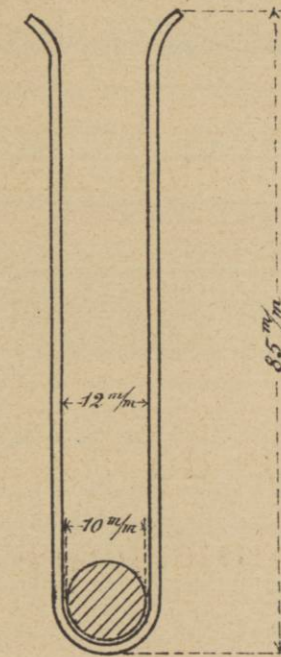
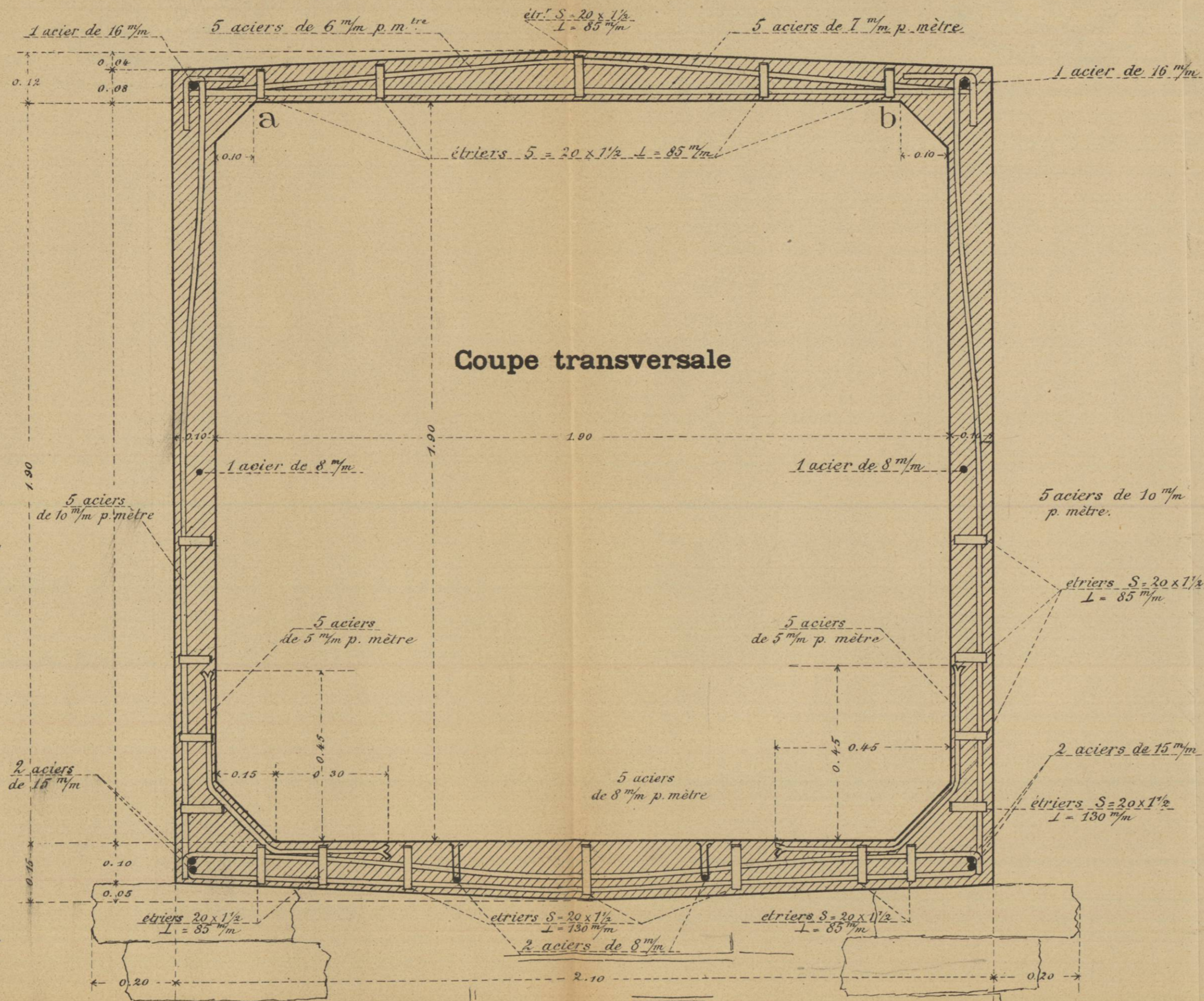
N^{os} - $\frac{4937}{506}$

3000 mètres

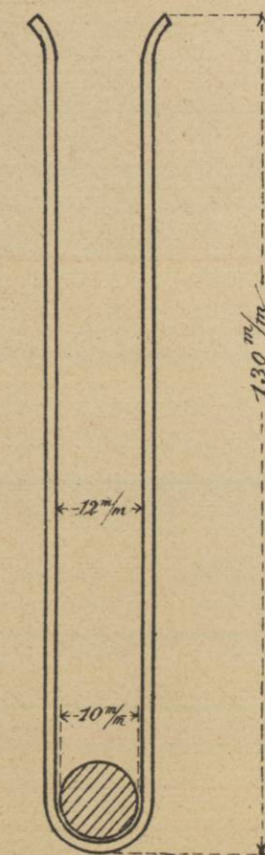
ique.

arrête a. b.

es sur les appuis



≡ Triers Section 20^{m/m} x 1^{m/m} 1/2



HENNEBIQUE

TOUTES CONSTRUCTIONS EN BETON ARMÉ

Système breveté S. G. D. G.

Bureaux techniques pour Etudes. — Agents et Concessionnaires

FRANCE

PARIS. — Bureau technique Central :
54, Boulevard Saint-Michel.

CONCESSIONNAIRES

MM. DUMESNIL, 129, rue Marcadet, à Paris.
LEMOUÉ, 114, rue de Rennes, à Paris.
GROUSSELLE et C^{ie}, 50, avenue de Ségur, à Paris.
VABRE, 12, rue Nouvelle, à Paris.
ROQUERRE et BRUEDER, 7, rue Saint Luc, à Paris.
CORDIER, à Neuilly-sur-Marne.
FRANCE LANORD et BICHATON, 7, Quai Isabey, à Nancy.
OZENFANT, 26, rue Calixte Souplet, à Saint-Quentin.
BRAY-FIQUET, entrepreneur, à Guise.
Auguste WICKER, entrepreneur, à Belfort.
PASTRE, entrepreneur, à Dreux.
TSCHUPP et BRUEDER, entrepreneurs, à Epinal.
POISSONNEAU, entrepreneur, à Orléans.
BERNARD, entrepreneur, à Bourges.
LEFEBVRE, entrepreneur, à Alençon.
MARTIN, entrepreneur, à Nevers.
ROUVEROL et TEISSIER, 1, boulevard Rabelais, à Montpellier.
CHALON, entrepreneur, à Montgeron (Seine-et-Oise).
LEBLANC, entrepreneur, à Vichy (Allier).
R. FRAPPIER, entrepreneur à Reims.

LILLE. — Bureau : 18, rue des Fleurs

CONCESSIONNAIRES

MM. VERMONT, rue de Valmy, à Lille.
GABEREL, à Croix-Roubaix.
DEBOSQUE-BONTE, entrepreneur, à Armentières.
FORTIER, 58, rue de Famars, à Valenciennes.
BONGHAUD, 13, rue de Guise, à Calais.
THELLIEZ, entrepreneur, à Lens.

ROUEN. — Bureau : 27, boulevard Jeanne d'Arc.

CONCESSIONNAIRE

M. MONFLIER, entrepreneur, 25, rue du Contrat Social, à Rouen.

LYON. — Bureau : 54, Cours Gambetta.

CONCESSIONNAIRES

MM. PEROL, 59, Cours de la Liberté, à Lyon.
BROUSSAS et CLET, 133, avenue de Saxe, à Lyon.
PERRET, entrepreneur, à Belley.
GROSSE, entrepreneur à Aix-les-Bains.
CLET, entrepreneur, à Grenoble.

NANTES. — Bureau : 8, Rue Babonneau.

Tours. — Bureau : 35, rue Avisseau.

Rennes. — Bureau : 26, rue de la Chalotais.

Niort. — Bureau : 23, avenue de la Rochelle.

Brest. — Bureau : 9, rue Amiral-Linois.

CONCESSIONNAIRES

MM. DUCOS, 19, rue de Bel-Air, à Nantes.
PENEAU, 3, Quai de Barbin, à Nantes.
BARRÉ, Père et Fils, entrepreneurs, à Rennes.
J.-M. HUCHET, entrepreneur, 3, rue Lesage, à Rennes.
GEOFFROY, entrepreneur, 32, rue du Gaz, à Fougères.
THIBAUT, 6, rue Mirabeau, à Angers.
PÉROL et SADRIN, entrepreneurs, 3, rue de Fleurus, Le Mans.
TRANCHANT et GROULLEAU, entrepreneurs, rue Nationale, à Cholet.
POISSONNEAU, entrepreneur, à Poitiers.
GAUDU Frères, entrepreneurs, à Saint-Brieuc.
LAINÉ, 5, rue Thiers, à Nantes.
BLOT, 9, rue de Cheverus, à Laval.
ANDRÉ et FILS, 11, Rue du Cluzel, à Tours.
LACHAISE, entrepreneur, aux Sables d'Olonne.
LACOMBE, entrepreneur, rue de l'Arsenal, 12, à Niort.
DESPEYROUX, entrepreneur, rue Bretonnerie, à Blois.
PAU et C^{ie}, rue de la Gardelle, à Paramé.
V. MARTIN, à Saint-Malo.
CARDINAL, 37, quai Valin, La Rochelle.
F. HUCHET, entrepr., avenue Saint-Symphorien, à Vannes.
J. TONNELIER, 26, boulevard de Tours, à Laval.
KERALUM, entrepreneur, rue du Pont Firmin, 36, à Quimper.
A. DODIN, 33, rue du Rempart, à Rochefort-sur-Mer.
GASNAULT et HETREAU, entrepr., rue d'Orléans, 83, à Saumur.
PÉPONNET et BARRE, 1, rue Malakoff, à Brest.
MARTIN et LABOUREAU, entrepr., av. Besnardière, à Angers.
HALLUTTE, entrepreneur à Royan.
RENAULT, entrepreneur, rue de la Mariette, 147, Le Mans.
CAGNA, entrepreneur à Chinon.

BORDEAUX. — Bureau : 99, Cours Balguerrie-Stuttenberg.

CONCESSIONNAIRES

M. GOGUEL, 339, rue du Jardin-Public, à Bordeaux.

MARSEILLE. — Bureau : 50, rue Senac.

CONCESSIONNAIRES

MM. GASSIER DE BASTIDE, 63, rue Consolat, à Marseille.
DONGOIS, à Menton.

PERPIGNAN. — Bureau : 3, rue Saint-Vincent-de-Paul

CONCESSIONNAIRES

MM. SARDA, entrepreneur, à Perpignan.

PARIS, entrepreneur, à Perpignan.

CLERMONT-FERRAND. — Bureau : 19, rue Andre Moinier.

CONCESSIONNAIRES

MM. CHAUSAT et TABARD, 5, rue Saint-Michel, à Saint-Etienne.
SIFERRE, entrepreneur, à Annonay.
MEYNEUX, entrepreneur à Limoges.

ALSACE

STRASBOURG. — Bureau : Kuhngasse, 12.

MM. ZÜBLIN, ingénieur.

BELGIQUE

BRUXELLES. — Bureau : 208, Chaussée de Ninove.

ANVERS. — Bureau : M. Verstraete.

GAND. — Bureau : M. Saroléa.

CONCESSIONNAIRES

MM. WATRIN, Boulevard d'Avroy, 15, à Liège.
ROY, 67, rue des Palais, à Verviers.

HOLLANDE

CONCESSIONNAIRE

M. DE GEUS, à Deventer.

SUISSE

LAUSANNE. — Bureau : Maison Villard.

CONCESSIONNAIRES

MM. FERRARI, entrepreneur, à Lausanne.
POUJOCLAT, route de Carouge, à Genève.
FAVRE, ingénieur-entrepreneur, à Zurich.
LINDER, entrepreneur, à Bâle.
CHAUDET Frères, entrepreneurs, à Clarens.
RYCHNER, entrepreneur, à Neuchâtel.
STUELI et PROBST, entrepreneurs, à Soleure.
ANSELMIER et GAUTSCHI, entrepreneurs, à Berne.
Max HÖGGER, entrepreneur, à Saint-Gall.
Adolphe FISCHER, entrepreneur, à Fribourg.
PROTTÉ et WESTERMANN, à Zurich.
Léon GIROD, entrepreneur à Fribourg.

ANGLETERRE

BRITON-FERRY. — Bureau : M. Mouchel, ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

M. Peter TYSON, à Liverpool.
JONES, entrepreneur à Leeds.
WILSON, entrepreneur à Manchester.

ALLEMAGNE

FRANCFORT-SUR-MEIN. — Bureau : 68, Kaiserstrasse

CONCESSIONNAIRES

MM. MARTENSTEIN et JOSSEAUX, à Offenbach-sur-Mein.

ITALIE

Bureaux à **NAPLES**, 47, via Medina.

— **TURIN**, 2, piazza Cavour.

— **ROME**, 1, rue Paul Vérone.

MM. ZUBLIN, 26, rue Monte de Dio, à Naples.

MUGGIA, Entrepreneur, à Bologne.

ESPAGNE

MADRID. — Bureau : 5, Calle de Serrano.

CONCESSIONNAIRES

MM. RIBERA, ingénieur, à Oviedo.
Manuel CANO DE LEÓN, Ayala 20, Madrid.

RUSSIE

EKATERINOSLAW. — Bureau : M. de Monicourt, ing.

ÉGYPTE

LE CAIRE. — Bureau : M. Servin, ingénieur.

CONCESSIONNAIRE

M. MARCIANO, entrepreneur cimentier, Le Caire.