

Le béton de ciment armé: système Hennebique

Autor(en): **Vautier, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes**

Band (Jahr): **20 (1894)**

Heft 8

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-18235>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

BULLETIN

DE LA SOCIÉTÉ VAUDOISE

DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

PARAISANT A LAUSANNE 8 FOIS PAR AN

Administration : Place de la Louve.

(GEORGES BRIDEL & C^e éditeurs.)

Rédaction : Rue Pépinet, 1.

(M. A. VAN MUYDEN, ing.)

Sommaire : Le béton de ciment armé. Système Hennebique, par A. Vautier, ingénieur. (Planche N° 32.) — Progrès des constructions maritimes, par J. Gaudard, ingénieur. (Suite.) — Ouvrages reçus. — Honoraires d'ingénieurs.

LE BÉTON DE CIMENT ARMÉ

SYSTÈME HENNEBIQUE

par A. VAUTIER, ingénieur.

(Une planche.)

Les lecteurs du *Bulletin* se souviennent sans doute de l'intéressant article paru sur ce sujet en 1893 ; dès lors le système Hennebique a reçu de nouvelles et importantes applications spécialement pour la construction de planchers et de piliers dans des bâtiments industriels. Nous citerons entre autres le nouvel entrepôt construit sur la place du Flon par la Compagnie du chemin de fer Lausanne-Ouchy, remarquable par la superposition de six planchers de béton armé supportés par de nombreux piliers du même système ; ainsi que les nouvelles caves du Burignon supportant les pressoirs.

Appliqué aux bâtiments, le procédé Hennebique leur assure les privilèges de l'incombustibilité et de l'incorruptibilité ; il amortit les bruits et relie les murs entre eux ; sa disposition en caissons se prêterait facilement à une belle ornementation.

L'ambition de l'inventeur et de son représentant, notre collègue M. S. de Mollins, ne se borne pas aux planchers de bâtiments. Ces ingénieurs estiment que la poutre armée a une place à conquérir dans la construction des ponts et le problème est déjà résolu pour les ponts-routes de portées modérées.

La poids propre du tablier étant nécessairement assez considérable, les vibrations et chocs produits par le passage des voitures ne peuvent guère présenter d'inconvénients.

En outre, le système Hennebique présente un avantage spécial, dûment constaté. Les poutres ne se cassent jamais brusquement, elles s'affaissent, se déforment, mais conservent de la cohésion et une résistance suffisante encore pour de lourdes charges. En d'autres termes elles avertissent longtemps avant de rompre.

On peut facilement donner aux poutres en béton armé l'apparence d'un arc en pierres de taille tout en réduisant les culées à de simples pieds-droits.

M. de Mollins a estimé avec raison qu'avant d'appliquer le système Hennebique à des ouvrages importants il était nécessaire d'étudier ses conditions de résistance.

En effet, la formule empirique usitée jusqu'ici, bien que suf-

fisante pour les portées et les charges que l'on rencontre dans les bâtiments industriels, pouvait se trouver en défaut dans d'autres circonstances.

M. de Mollins a donc fait construire par M. Ferrari, à Lausanne, bien connu par ses beaux travaux en béton de ciment, une poutre d'expérience dont nous donnons ci-joint, pl. 32, les dimensions et les détails de construction. Cette combinaison de fer et de ciment a quelque analogie avec le système Monnier mais elle s'en distingue par la distribution méthodique de ses éléments. Chaque partie a son rôle.

Les gros fers ronds de la base sont destinés à résister à la traction produite par la flexion longitudinale de la poutre, les petits fers ronds transversaux résistent à la flexion des ailes et les étriers relient ensemble toutes les parties du béton. Celui-ci résiste essentiellement à la compression tout en accompagnant les fers dans leurs déformations.

Le rôle des étriers consiste aussi à résister aux forces rasantes, c'est-à-dire au divorce entre la nervure inférieure et le hourdis, c'est certainement là que réside l'originalité du système et la source de sa remarquable ténacité.

On a souvent présenté l'objection que la cohésion du fer et du béton peut faire défaut et que les différences de dilatations tendent à la détruire. Jusqu'ici l'on n'a rien observé de pareil.

Formules de résistance. Le calcul rigoureusement exact des efforts qui se produiront dans cette poutre hétérogène exigerait la connaissance du coefficient d'élasticité du béton employé, lequel est jusqu'ici assez mal connu. En tous cas le problème est très complexe.

Il a été abordé de diverses manières par plusieurs techniciens auxquels nous laissons le plaisir de présenter et de justifier leurs résultats.

L'auteur du présent article a proposé, il y a plusieurs mois déjà, une formule fort simple mais qui exigeait la sanction d'expériences méthodiques avant de se présenter au public technique. Ces expériences ayant eu lieu et ayant confirmé nos prévisions, nous proposons la méthode suivante.

Nous considérons la poutre représentée par la figure 3, pl. 32, comme composée de deux parties, deux nervures. La partie supérieure ABCD composée essentiellement de béton de ciment travaille à la compression, les gros fers ronds travaillent seuls

à la traction et nous négligeons la résistance du massif de béton qui forme la saillie inférieure et dont le rôle est de maintenir les fers en place.

Si nous désignons par M le moment fléchissant dû aux forces extérieures et calculé pour une section quelconque de la poutre, l'intensité de la tension des fers et de la compression du béton dans cette section sera $\frac{M}{h}$.

La quantité h désigne la distance entre la résultante des forces moléculaires travaillant à la traction et à la compression.

Pour les fers ronds cette résultante doit coïncider à très peu près avec leur centre.

Pour le hourdis en béton de ciment ABCD la résultante doit être évidemment placée un peu en dessus du centre de gravité de cette surface et les résultats de l'expérience nous engagent à le placer aux $\frac{2}{3}$ de la hauteur, soit à la limite supérieure du noyau central.

Cette hypothèse n'est sans doute pas susceptible d'une démonstration rigoureuse mais on voit facilement que l'erreur qu'on est exposé à faire ainsi ne peut être dangereuse dans les applications pratiques. L'incertitude sur la qualité du béton de ciment est forcément bien plus grande que celle de la détermination de h . et motive un coefficient de sécurité élevé, soit de 8 à 10.

Avec les notations inscrites sur la figure 3 et en nommant s la surface de la section des fers ronds placés au bas de la poutre, le travail moléculaire du fer par unité de surface sera

$$R = \frac{M}{hs}$$

La compression de l'arête AB du béton sera, selon la loi du trapèze

$$p = \frac{2M}{e d h} \text{ par unité de surface.}$$

Comme on donne habituellement aux fers et au béton de ciment une section constante il suffira de calculer leurs dimensions pour le maximum du moment fléchissant M .

La poutre est soumise en outre à des *efforts tranchants* qui affecteront sans doute à la fois les fers et le béton, mais nous estimons qu'on doit, par prudence, compter sur les fers seuls. Sauf dans des cas exceptionnels de charge concentrée près des appuis, les fers calculés en vue des moments fléchissants suffiront amplement à eux seuls pour résister à l'effort tranchant, pourvu que $h < \frac{l}{4}$.

Nous avons dit que les étriers en fer qui relient les gros fers ronds avec la partie supérieure de la poutre ont pour rôle de résister à l'effort tranchant horizontal ou force rasante.

Cette force a pour valeur maximum $Q = \frac{F}{h}$ dans laquelle F représente l'effort tranchant vertical. Q est la force rasante par unité de longueur. Avec des charges uniformément réparties elle diminue pour les sections qui s'éloignent des appuis jusqu'à devenir nulle au milieu de la pièce.

En calculant les étriers au moyen de cette formule on leur donnerait des dimensions minimales, lesquelles ne suffiraient probablement pas pour assurer la cohésion de l'ensemble.

Pour ces pièces comme pour les armatures du hourdis il

est donc préférable de suivre les indications de M. Hennebique que la pratique a sanctionnées.

Expériences. Revenons maintenant à la poutre en béton armé figurée à la planche 32 et aux expériences qu'elle a permis d'exécuter. Ces épreuves ont été suivies par plusieurs ingénieurs. Pour ne citer que ceux qui y ont pris un rôle actif nous indiquerons avec M. S. de Mollins, MM. Schüle, contrôleur fédéral des ponts, Elskes, ingénieur des ponts métalliques de la Compagnie du Jura-Simplon, Bois, ingénieur de la ville de Genève, etc. Après les épreuves du 11 septembre 1893 relatées dans le *Bulletin*, lesquelles n'avaient donné que les flèches, M. de Mollins se préoccupa de mesurer directement l'extension des gros fers.

Grâce à l'obligeance de la Compagnie du Jura-Simplon et à celle de l'inspecteur fédéral on put disposer de deux appareils Fränkel qui furent fixés aux fers. Les expériences du 9 décembre 1893 et du 5 février laissèrent des doutes dans l'esprit des assistants parce que les appareils Fränkel ont été tardifs à enregistrer les tensions et qu'ils ne revenaient pas au zéro après le déchargement. M. de Mollins s'étant procuré un appareil Manet et ayant fait préparer des griffes spéciales pour l'attacher au fer rond, de nouvelles observations furent tentées le 10 août 1893 et donnèrent des résultats sérieux.

Nous les transcrivons ci-dessous.

La surcharge uniformément répartie était constituée par des sacs remplis de sable soigneusement pesés. L'appareil Manet était fixé aux points H — I de la figure 1, et les flèches étaient mesurées à environ 0^m20 du milieu.

Surcharge tonnes	Flèches mm.	Allongements observés en $\frac{1}{20}$ de mm.	Tensions du fer au milieu k par mm ²	Surcharge tonnes	Flèches mm.	Allongements observés en $\frac{1}{20}$ de mm.	Tensions du fer au milieu k par mm ²
2.2 ¹	1.5	2 ?	—	5	5.1	9.9	11.4
4.5	3.6	7.3	8.4	7	6.8	12.5	14.4
5	4.4	8.6	9.9	8 ²	7.9	14.5	16.7
6	5.5	10.5	12.1	9	9.2	16	18.4
7	6.3	12.5	14.4	10 ³	10.6	18	20.7
6	6.4	11.4	13.4	11	12.4	21.2	24.3
5	5.6	10	11.5	12	14.2	24	27.8
4.5	5	9.1	10.5	13	16.3	27.2	31.3
4	3	8.6	9.9	14	18.5	30.9	35.6
2	3.5	5.5	6.3	15 ⁴	24.5	?	—
0	1.4	1.7	1.9	16	—	—	—
0	0.0	1.5	1.7	18 ⁵	—	—	—

Observations :

- ¹ Le décalage de la poutre n'était pas complet.
- ² Une fissure se forme dans le ciment au-dessus de l'entaille faite en K pour la griffe de l'appareil Manet.
- ³ La charge de 9 tonnes en provoque une seconde de l'autre côté du milieu de la poutre.
- ⁴ L'appareil Manet ne fonctionne plus par suite de la courbure de la tige.
- ⁵ La charge de 18 tonnes désagrège le ciment autour des gros fers. Après déchargement complet la flèche diminue de 18 mm.

Seite / page

leer / vide /
blank

Cette épreuve n'a pas produit la moindre fissure dans le massif supérieur.

Les allongements observés au moyen de l'appareil Manet donnaient la tension moyenne entre les points d'application de ses griffes, H et I.

Pour en déduire la tension maximum au milieu M. l'ingénieur Schüle a dressé la formule

$$\sigma \text{ max.} = \frac{E \lambda}{a \left(1 - \frac{3ac + 3c^2 + a^2}{l^2} \frac{8}{6} \right)}$$

dans laquelle E désigne le coefficient d'élasticité du fer,

λ l'allongement observé,

a la distance entre les griffes de l'instrument = 1 m. ;

c la distance de la griffe au milieu de la portée = 0^m42 ;

ce qui donne dans notre cas

$$\sigma \text{ max.} = 1,152 \lambda.$$

Cette formule nous a fourni les chiffres de la quatrième colonne du tableau ci-dessus.

En éliminant les dernières charges qui ont produit des flèches annonçant une altération de l'élasticité, la tension des fers peut être représentée par la formule

$$\sigma \text{ max.} = 2,1 P.$$

P désignant la charge totale en tonnes.

La formule que nous avons proposée ci-dessus donne

$$R \text{ max.} = \frac{M}{hs} = \frac{Pl}{8hs} \frac{1}{1000} \text{ par millimètre carré.}$$

Dans laquelle l = portée de la poutre = 5,26 ;

h = distance des résultantes ;

s = section des fers = 1413 mm².

En écrivant l'égalité :

$$\frac{1}{1000} \frac{Pl}{8hs} = 2,1 P \text{ on obtient } h = 0,221.$$

C'est dire que la résultante des résistances moléculaires de la partie ABCD est à 19 mm. en dessous de la surface supérieure de la poutre.

Ce résultat diffère peu de l'hypothèse que nous avons faite ci-dessus en supposant que cette résultante est au $\frac{2}{3}$ de la hauteur l soit à 213 en dessous du centre des fers.

La différence de 8 mm. n'étant que le 4^o/₁₀₀ de la hauteur de h on peut considérer la formule $R = \frac{M}{hs}$ comme suffisamment exacte pour les applications pratiques en donnant à h la valeur $b + \frac{2}{3} e$.

La compression du béton de ciment n'ayant pas été observée directement à cause de la grande difficulté que présente cette opération, il ne nous est pas possible de contrôler aussi rigoureusement la formule que nous avons proposée ci-dessus pour mesurer le travail de la couche supérieure AB.

Nous ne donnons donc la formule $p = \frac{2M}{edh}$ avec

$h = b + \frac{2}{3} e$ que comme un moyen d'évaluer approxima-

tivement la compression du béton de ciment de très bonne qualité et à la condition que p ne dépasse pas 20 à 30 kg. par centimètre carré. Ce dernier chiffre n'est admissible que lorsque la poutre n'est soumise à aucun choc, à aucune charge roulante importante.

Des expériences ultérieures pourront probablement autoriser plus de hardiesse.

Ainsi que nous l'avons dit, la surcharge de 18 tonnes n'avait produit aucune fissure dans la surface supérieure du béton de ciment et les fers avaient conservé assez d'élasticité pour redresser quelque peu la poutre après le déchargement. M. de Mollins organisa de nouvelles expériences en vue de provoquer la rupture.

Ces essais ont eu lieu le 29 août et ont donné les résultats suivants.

Lorsque la charge uniformément répartie dépassa 15 tonnes les fissures que nous avons signalées plus haut se sont prolongées de bas en haut jusqu'aux $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur du massif ABCD. Avec la charge de 23 tonnes le béton s'écrasa au milieu de la portée de la poutre et sur 25 mm. de profondeur au-dessous de la surface AB.

La charge totale y compris le poids propre était ainsi de 24 863 k.

Le mode de rupture du béton démontre qu'au dernier moment le centre des compressions était à 8 mm. environ en dessous de la surface de sorte que la valeur de h était environ de 232 mm. Le bon sens indique en effet que plus la poutre fléchit, plus le point d'appui s'élève, mais il n'est malheureusement pas possible de déterminer la loi de ce phénomène.

Il faudrait pour cela connaître le coefficient d'élasticité du béton de ciment et le mode de répartition des forces dans l'intérieur des solides.

Au moment de la rupture la compression du béton par centimètre carré peut être évaluée à

$$p = \frac{24\ 863 \times 5,26}{8 \times 0,232 \times 150 \times 2,5} = 188 \text{ kg.}$$

La tension des fers $p^r \text{ mm}^2 = R = \frac{24\ 863 \times 5,26}{8 \times 0,232 \times 1413} = 49 \text{ kg. 8.}$

Ceux-ci avaient perdu toute élasticité mais n'étaient pas rompus. — Cette résistance exceptionnelle doit être attribuée à l'excellence des fers employés.

La flèche au moment de la rupture du béton de ciment était de 79 mm.

Toutes ces circonstances montrent que les poutres en béton de ciment Hennebique ont le précieux avantage de ne rompre qu'après avoir pris des flèches assez prononcées pour éveiller l'attention.

En résumé, les expériences faites à Lausanne ont démontré la résistance des poutres du système Hennebique, et nous ont fourni le moyen de dresser des formules pratiques permettant de déterminer avec une grande approximation les dimensions des fers principaux et avec une exactitude moindre, mais cependant suffisante, celles du béton de ciment. Ces résultats confirment les indications fournies par les calculs de l'inventeur M. Hennebique et en démontrent la prudence.

Il importe d'insister sur ce fait que les applications qui pour-

raient être tentées par des personnes non initiées à l'établissement des armatures et au mode de confection du béton ne présenteraient pas les mêmes garanties.

La question du coût ne peut être résolue d'une manière générale, mais on constate que le béton armé, exigeant des installations spéciales est surtout avantageux pour des entreprises importantes. Dans les cas de fortes surcharges ou de grandes portées son emploi constitue une réelle économie sur la construction métallique.

LAUSANNE, le 1^{er} novembre 1894.

PROGRÈS DES CONSTRUCTIONS MARITIMES

par JULES GAUDARD

(Suite et fin.)

Phares et signaux.

Le fascicule de la section IV du congrès porte le titre : *Phares, bouées, signaux de brume, etc.* C'est un livre à l'adresse des physiciens qui, aujourd'hui comme jamais en quête de l'utile, se rangent parmi les plus praticiens des ingénieurs. Il s'agit ici de sauver des vies humaines et quel que soit le caractère encore diffus et incertain de mainte théorie ou formule empirique, les spécialistes n'ont pas failli à la tâche et nous réservent sans doute bien des surprises encore. A eux donc de consulter ces mémoires, dont voici les titres traduits :

Investigations et expériences sur les signaux sonores à air comprimé, par C. Ribière ; — Feux et collisions de navires, par J. Kenward ; — Feux-éclairs et perception physiologique des éclats instantanés, par A. Blondel ; — Pouvoir lumineux de l'appareil des phares, par O. Bourdelles ; — Eclairage le plus effectif des estuaires et rivières, par W.-T. Douglass ; — Feux de ports, bouées et balises en Italie, par D. Lo Gatto ; — Machinerie électrique et lumière à arc des phares, par A. Blondel ; — Notes sur les progrès des phares, par D.-A. Stevenson ; — Comparaison du gaz et de la lumière électrique dans les phares, avec appareil optique de larges dimensions, par D. Lo Gatto ; — Eclairage turc et égyptien et taxes d'éclairage dans la mer Rouge, par G. Hodgkinson.

Le premier devoir des navires qui veulent qu'on éclaire leur route est de *s'éclairer eux-mêmes*, pour qu'ils ne constituent pas un écueil d'autant plus dangereux que, par la somme de leurs vitesses d'aujourd'hui, deux rapides dévorent un kilomètre par minute sur l'intervalle qui les sépare. Les conventions internationales prescrivent trois feux sur un vapeur, deux sur un voilier, le feu blanc de mât étant visible à 5 milles et les colorés latéraux à 2 milles ; mais ces règles ne sont pas toujours observées. La couleur rouge (bâbord) réduisant l'intensité lumineuse au 40 % et la verte à 25 %, le feu rouge ne s'aperçoit qu'à 2 ou 2 1/2 milles, distance que deux transatlantiques franchissent en moins de 4 minutes par leurs marches combinées, et le vert souvent ne se voit qu'à un mille, traversé en 1 1/2 minute. Et que dire du cas de brume ? Aussi M. Kenward plaide-t-il pour l'augmentation de puissance de tous les appareils et pour la découverte de quelque illuminant, électrique sans doute, qui supporte mieux les colorations.

Quant aux petits bâtiments, aux allures lentes, ils ont encore

à se protéger, par un feu de poupe d'intensité suffisante, contre les rapides qui les devancent.

M. Terry blâme les divergences que l'on observe quant à la position relative des trois feux sur le navire. Si l'on se faisait une règle de les placer dans un même plan transversal, leur défilement fournirait des indices assez sûrs concernant la direction de route du navire en vue.

Phares. Pour que la lumière d'un phare arrive à ceux qu'elle veut guider, elle doit être haut placée et perçante.

En appelant H la hauteur en mètres du feu au-dessus de l'eau et D la portée géodésique en kilomètres, due à la convexité de la nappe océanique, on a $H = 0,0785 D^2 (1 - 2n)$, en tenant compte de la réfraction atmosphérique n . Cette réfraction agit comme ferait un soulèvement du fanal, c'est-à-dire qu'elle est favorable à la réduction de hauteur de la tour ; elle augmentera son effet en temps brumeux, mais d'une manière bien inutile, puisque alors c'est l'éclair qui tombe en défaut et ne parvient plus aux confins de la région géodésique. Aussi convient-il de faire le calcul pour un temps clair en s'en tenant à un coefficient modéré, par exemple $n = 0,06$; d'où l'on peut admettre sensiblement $H = \frac{D^2}{15}$, ou $D = 3,8 \sqrt{H}$.

Un baigneur, à Ouchy, ne peut apercevoir de la ville d'Évian, située à 12 km., que les parties dépassant d'une dizaine de mètres le niveau du lac.

Si le marin approchant de la côte a son œil à une hauteur h au-dessus de la mer, la lumière pourra l'atteindre à la distance amplifiée $3,8 (\sqrt{H} + \sqrt{h})$. Pour $h = 5$ m., le bénéfice est de 8 1/2 km. ; ensuite que, pour obtenir une portée D, il suffira de placer le feu à l'altitude $H = \frac{(D - 8,5)^2}{15}$.

Est-il d'importance majeure de mesurer H au-dessus de la haute mer, au lieu de se contenter de le prendre au-dessus du niveau moyen ? Il ne semble guère, du moment qu'il s'agit d'un phare de premier ordre, éclairant un vaisseau éloigné. L'amplitude de marée, telle qu'elle se constate contre des repères sur le rivage, est une donnée fallacieuse, représentant beaucoup moins le maigre soulèvement océanique par l'attraction astrale qu'un effet d'amplification dynamique à l'abordage des côtes, et il semble présumable que la zone d'effacement n'est pas très large.

Grâce à la hauteur du promontoire où ils sont érigés, les phares de la Hève (Havre), avec des tours d'une vingtaine de mètres seulement, atteignent une altitude de 121 m. et une visibilité géodésique d'une cinquantaine de kilomètres. Le feu de Gênes est à 118 m., avec un édifice de 76 m.

Quoique les tours en maçonnerie soient bien préférables, on a fait des *pylônes métalliques* par raison d'économie ou de légèreté de construction. Le phare de Walde, à l'est de Calais, est une construction déliée, ayant pour but d'offrir le minimum de prise aux vagues, et dont les montants inclinés de 152 mm. de diamètre se terminent en pieux à vis enfoncés dans le banc de sable ; mais les nombreuses diagonales de contreventement ont donné lieu à des mécomptes ; d'une part, les ridoirs se détendent ; de l'autre, ce réseau d'étrépillons, accaparé par des herbes et parasites, est bien plus ébranlé par les lames qu'on ne le pensait. Aussi a-t-on préféré, à Port-Vendres (Pyrénées orien-