IIa: Progress realized in the quality of concrete

Objekttyp: **Group**

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

Band (Jahr): **3 (1948)**

PDF erstellt am: **28.04.2024**

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

IIa1

Les ciments expansifs et l'autocontrainte du béton

Die Schwellzemente und die Selbstvorspannung des Betons

Expanding cements and self-prestressing of concrete

HENRY LOSSIER
Paris

Les expériences effectuées depuis plus d'un demi-siècle sur des matériaux fragiles tels que le cristal, la fonte de fer, les produits céramiques et le béton, ont illustré les remarquables propriétés de résistance et de ductilité que leur confère la triple étreinte convergente.

Après avoir, dès 1924, tenté d'utiliser les procédés d'Emperger pour obtenir la double et la triple étreinte du béton, j'envisageai, dès 1925, une méthode entièrement différente. Tandis que les divers procédés utilisés depuis 1888 consistaient à comprimer le béton par des contraintes agissant de l'*extérieur*, j'envisageai au contraire de *provoquer le gonflement du béton lui-même, dans toutes les directions, puis d'utiliser sa force expansive soit pour tendre des armatures, soit pour agir comme des vérins contre des maçonneries ou des terrains, soit de toute autre façon.*

Toutefois, l'idée en elle-même ne pouvait avoir d'intérêt pratique qu'autant que je disposerais de ciments subissant non pas seulement un retrait de durcissement comme les liants courants, mais au contraire une expansion nettement supérieure à ce retrait. Je m'orientai donc nettement vers les *ciments expansifs* et m'adressai à plusieurs firmes françaises dont l'une, les Etablissements Poliet et Chausson, voulut bien s'intéresser à la question et parvint à la solutionner.

Composition des ciments expansifs

Ces ciments sont obtenus, en principe, par le mélange de trois éléments connus et stables par eux-mêmes :

1. Un ciment Portland artificiel qui constitue la *base*.
2. Un ciment sulfo-alumineux qui joue le rôle de *facteur expansif*.
3. Un *élément stabilisateur* dont l'entrée en action, volontairement retardée, arrête l'expansion en absorbant le principal réactif, c'est-à-dire le sulfate de chaux. Cet élément stabilisateur est en général constitué par du laitier de hauts fourneaux.

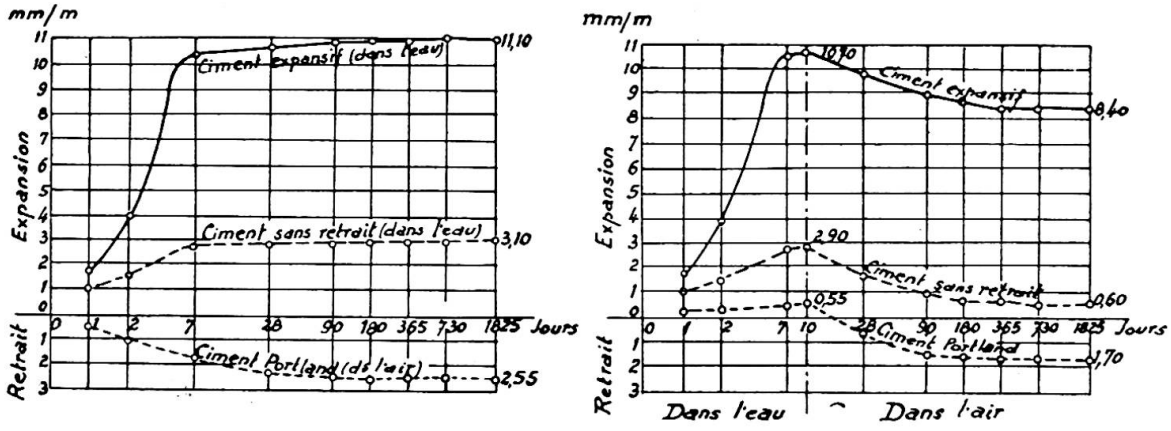


Fig. 1 et **2.** Retrait et expansion des ciments.

Le dosage judicieux des trois constituants, la *base*, le *facteur expansif* et l'*élément stabilisateur*, permet de régler l'expansion à la fois en intensité et en durée avec une précision remarquable en pareille matière.

Propriétés des ciments expansifs

La caractéristique principale de ces liants est leur propriété d'*acquérir un gonflement stable en milieu constant, gonflement qui est pratiquement réglable en intensité et en durée.*

L'*intensité de l'expansion* peut atteindre, en pâte dure, jusqu'à 50 mm par mètre, soit le vingtième de la longueur initiale.

Sa *durée* peut être réglée entre un minimum de vingt-quatre heures et un maximum de trente jours environ.

Pratiquement, pour simplifier la fabrication, nous réalisons deux qualités principales qui sont les suivantes :

a) *Ciment faiblement expansif dénommé « sans retrait »*, c'est-à-dire dont l'expansion initiale de 3 à 4 mm par mètre en pâte pure est sensiblement égale au retrait dans le temps, qu'elle compense;

b) *Ciment expansif proprement dit*, dont l'expansion en pâte pure est en général de l'ordre de 10 à 25 mm par mètre.

La durée de l'expansion, c'est-à-dire le temps pendant lequel elle croît progressivement en milieu humide avant de se stabiliser en milieu cons-

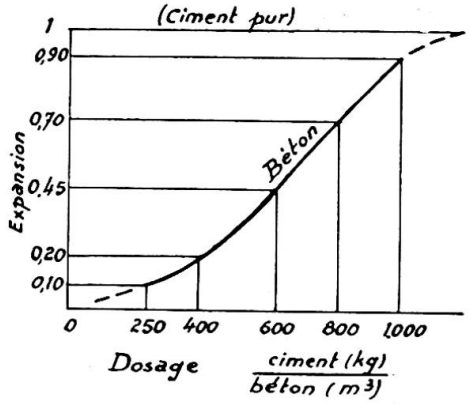


Fig. 3. Expansion en fonction du dosage.

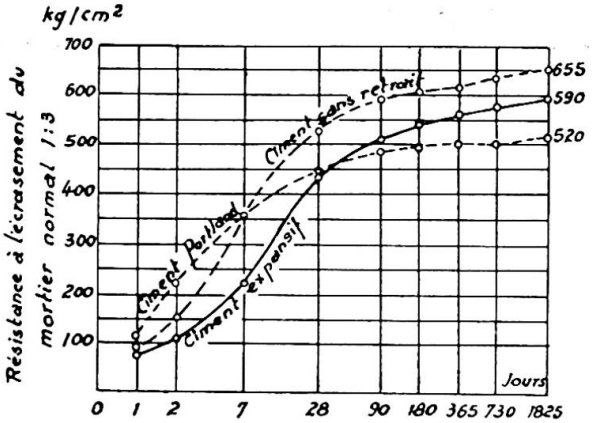
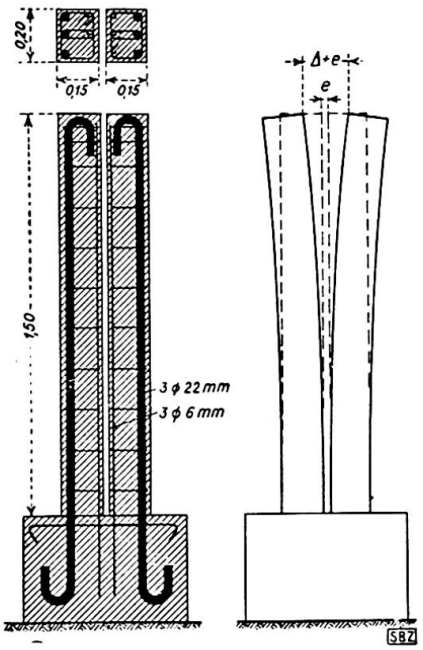


Fig. 4. Résistance des cubes d'essai en fonction du temps.



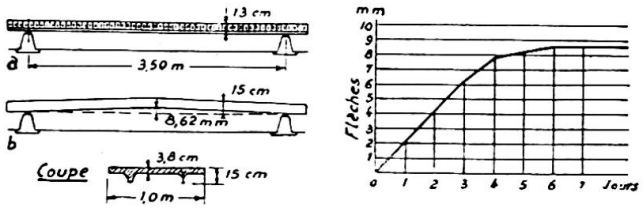


Fig. 6 (ci-dessus). Dalle d'essai avant (a) et après (b) expansion du béton.

Fig. 5 (à gauche). Prismes d'essais sur dalle commune après coulée (à gauche) et après séchage (à droite).

tant, est réglée en général entre dix et quinze jours pour des éprouvettes en pâte pure conservées dans l'eau.

Applications des ciments expansifs

Les applications des ciments expansifs, auxquels, en particulier, la Société nationale des Chemins de fer français a fait une large place, peuvent être multiples.

Les principales et les plus typiques que nous ayons réalisées sont les suivantes :

1. Fondations par reprise en sous-œuvre par pieux

Il s'agissait de la *reprise d'un mur d'un bâtiment historique, le Palais Rihour, à Lille,* dont les fondations montraient des signes de faiblesse. Le système choisi était le pieu « Méga », de la firme Franki.

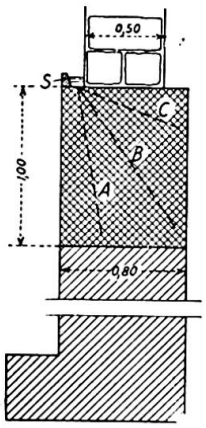


Fig. 7 (à gauche). Reprise en sous-œuvre du bâtiment du Ministère colonial de Paris.

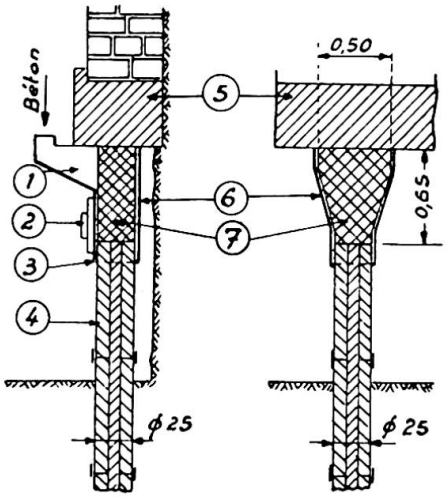
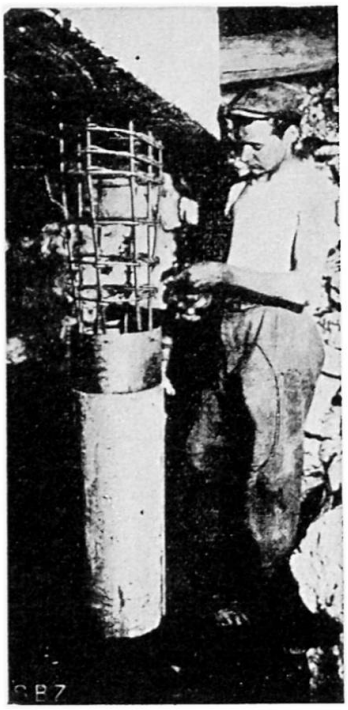


Fig. 8 (à droite). Reprise en sous-œuvre du Palais Rihour, à Lille.



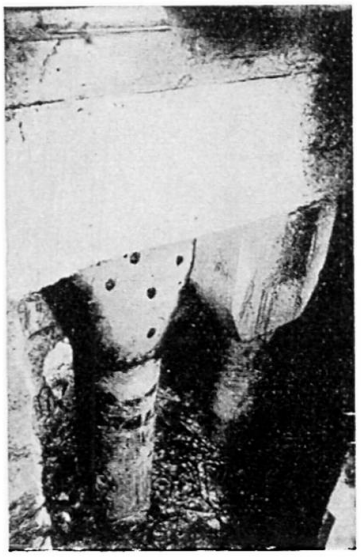


Fig. 9 à 11. Armatures, bétonnage et têtes de pieux achevées pour le Palais Rihour, à Lille.

Ce pieu est constitué par un ensemble d'éléments en béton armé moulés à l'avance et assemblés sur place. Ils sont enfoncés au vérin. Le point délicat consiste, lorsque la profondeur de fonçage est atteinte, à mettre le pieu en charge sous le mur en assurant son contact parfait avec ce dernier. On y parvient en général en utilisant un élément spécial en forme de U, un vérin, des dispositifs de calage, puis un calage au matoir sous la poutre.

L'emploi du ciment expansif a permis de simplifier considérablement cette opération.

Sur la tête du dernier élément de chaque pieu Méga, on a disposé un moule métallique démontable muni d'un entonnoir pour l'introduction du béton et d'un vibrateur.

Une armature légère ayant été placée dans le moule, on a rempli et vibré celui-ci jusqu'à ce que la laitance du béton reflue entre le moule et la poutre. Après la prise et le démoulage, on humidifia le tronçon coulé pendant les quelques jours nécessaires pour obtenir la poussée initiale désirée sous le mur, soit environ vingt tonnes par pieu.

Ce procédé, comparé au premier, a permis d'obtenir une meilleure solidarité de la tête et du corps des pieux et de réaliser une économie d'environ 20 kg d'armature très façonnée par élément.

2. Reprise en sous-œuvre par massifs ou puits

Il s'agit du dispositif de reprise d'un mur en sous-œuvre au Ministère des Colonies à Paris.

Sur chaque puits en béton ordinaire, on exécuta une tête en béton expansif de 1 m de hauteur. Les trous d'humidification, de 30 mm de diamètre, espacés de 20 cm, réalisés en disposant provisoirement des barres d'acier que l'on retirait au moment de la prise, communiquaient avec une nappe d'eau maintenue par un simple solin en plâtre.

La force expansive assura la mise en charge des puits sous le mur, sans l'aide de vérins.

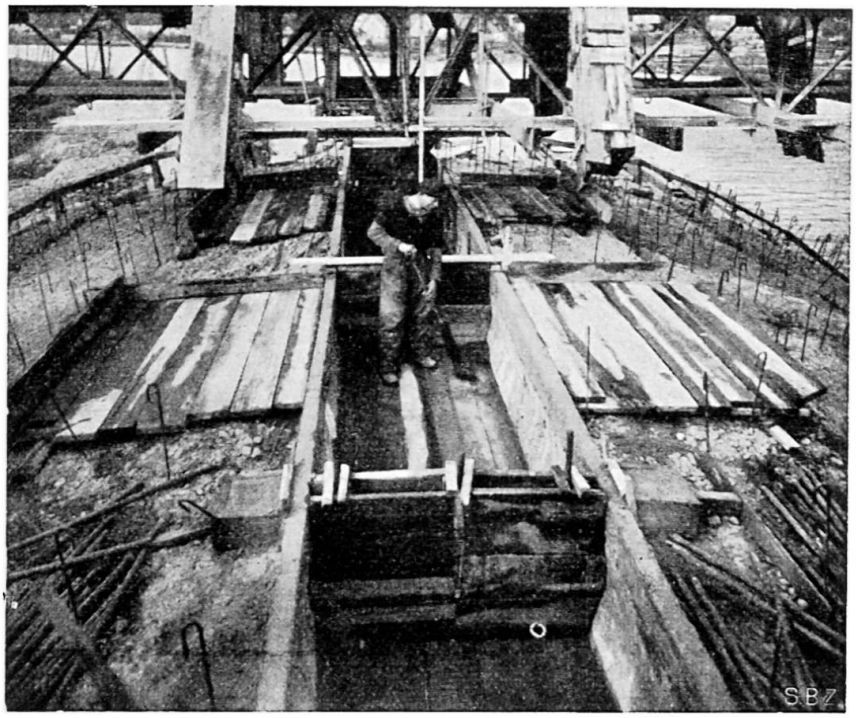


Fig. 12. Coffrage E, pour le bétonnage du viaduc de Laroche (voir fig. 13).

3. Décintrage et clavage de voûtes en béton et maçonnerie

Chacun connaît le procédé classique de décintrage d'une voûte à l'aide de vérins que l'on fait agir à la clef avec une force égale ou légèrement supérieure à la poussée horizontale de la voûte au moment de l'opération.

Cette opération comporte alors quatre phases principales :

La mise en charge des vérins;

Le remplissage en béton entre ceux-ci;

Après durcissement suffisant de ce béton, l'enlèvement des vérins;

Le rempplissage du joint à l'emplacement qu'occupaient ces derniers.

Or, avec le *ciment expansif*, ces quatre phases de l'opération sont ramenées à une *phase unique*.

Il suffit d'exécuter, dans une rainure ménagée à la clef et après durcissement du corps de la voûte, un *voussoir en béton de ciment expansif qui joue le rôle d'un vérin intégré dans la masse même de l'ouvrage* et qui permet de compenser notamment :

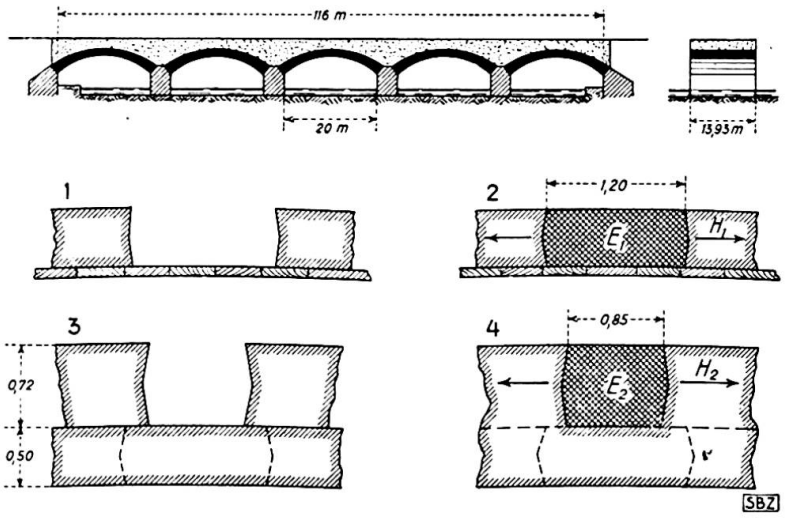


Fig. 13. Ordre de bétonnage du viaduc de Laroche.

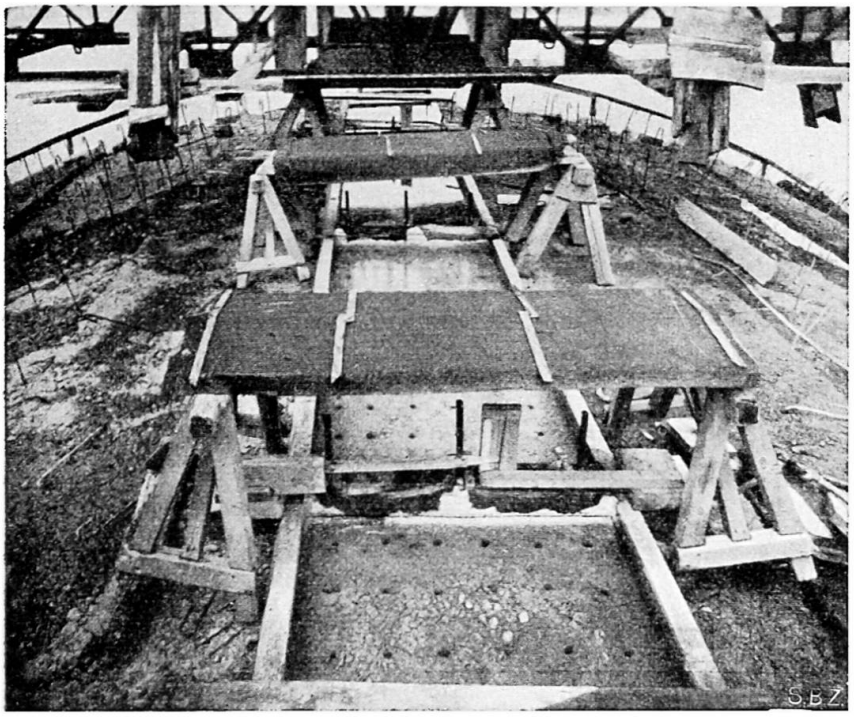


Fig. 14. Voussoir E, du viaduc de Laroche après bétonnage (voir fig. 13).

— Les raccourcissements élastiques du béton dus à la charge permanente;

— Tout ou partie des raccourcissements engendrés par le retrait et les déformations plastiques du béton dans le temps;

— Au besoin, tout ou partie des déformations dues aux poussées accidentelles.

Dans de grands ouvrages, on peut prévoir plusieurs voussoirs expansifs qui répartissent alors leur action sur toute la longueur de la voûte suivant un processus déterminé à l'avance.

Ce procédé a été l'objet de nombreuses applications relatives :

— Soit à la réparation d'ouvrages partiellement détruits par des bombardements (viaduc de Poix, d'Epinay-sur-Seine, etc.).

— Soit à la construction de voûtes entières (pont de Laroche sur la ligne Paris-Dijon — 5 travées de 20 mètres de portée et $1^{m}20$ à $1^{m}80$ d'épaisseur, en béton — exécution en 2 rouleaux).

4. Réparation d'ouvrages en béton armé sinistrés

Citons :

Le pont à double voie normale dit « de Moscou », près de Montereau (4 travées de 26 mètres en poutre tubulaire continue);

Les silos du port de Bône (Algérie), etc.

5. Pieux moulés dans le sol

L'expansion, à la base élargie des pieux, améliore à la fois la compacité du terrain et le frottement sur le terrain.

Des pieux d'un type spécial sont actuellement en cours d'essai.

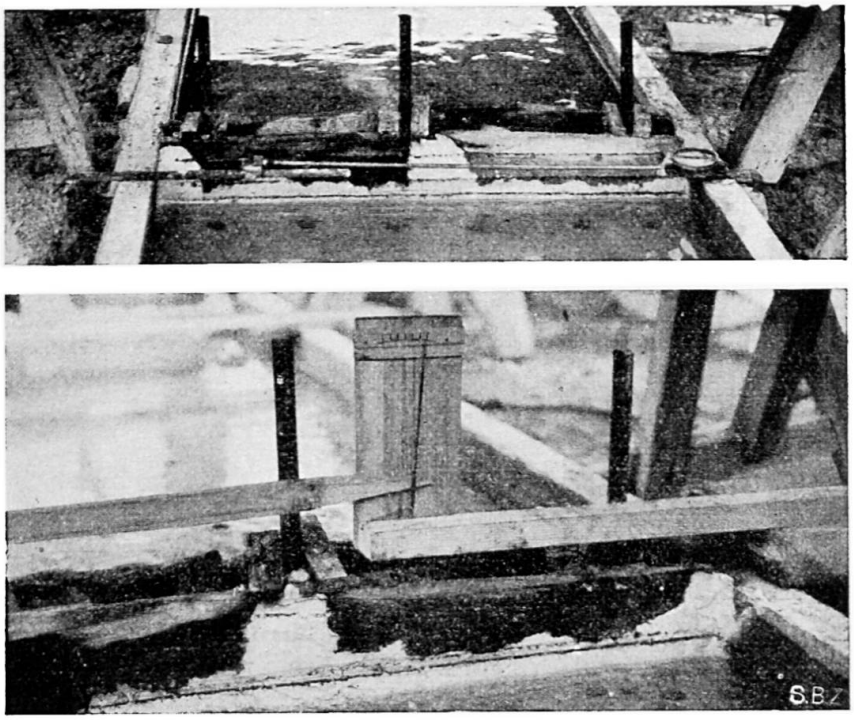


Fig. 15 et **16.** Détails du dispositif de mesure de l'expansion utilisé pour le viaduc de Laroche.

6. Canalisations et tuyaux

En armant les canalisations et tuyaux suivant les génératrices et directrices, pour entraver l'expansion, on peut provoquer une *mise en compression automatique du béton dans les deux sens*, moins intense d'ailleurs, dans l'état actuel, que celle qui peut être réalisée avec la précontrainte mécanique, mais qui se révèle cependant suffisante dans certains cas.

Une *enveloppe extérieure en fibro-ciment*, utilisée comme coffrage, provoque également, *sans aucune armature*, cette compression à double étreinte.

La supériorité des ciments expansifs au point de vue de l'*imperméabilité* sera par ailleurs toujours un facteur important.

7. Tunnels et galeries

Pour les *tunnels et galeries* de toutes sortes, les ciments expansifs peuvent être heureusement utilisés d'une part pour le clavage des voûtes et, d'autre part, pour le bourrage entre ces dernières et le terrain à perforer.

Le *bourrage de consolidation des galeries de mines* offre des cas d'applications particulièrement intéressants.

8. Revêtements de routes et de pistes d'avions

Le retrait de durcissement du béton, plus encore que les variations de la température, conduit les constructeurs de routes ou de pistes bétonnées à disposer, de distance en distance, des solutions de continuité ou *joints* pour éviter des fissures de traction.

Or, ces joints, comme ceux des rails de chemins de fer, présentent

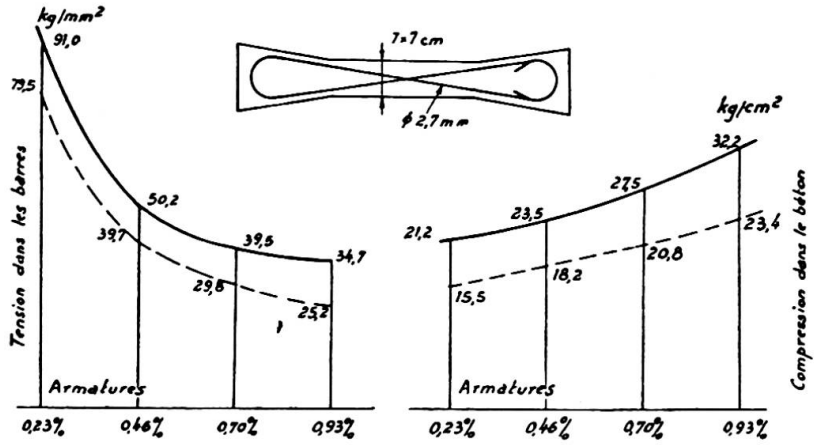


Fig. 17. Tensions dans les armatures et dans le béton des prismes d'essai.

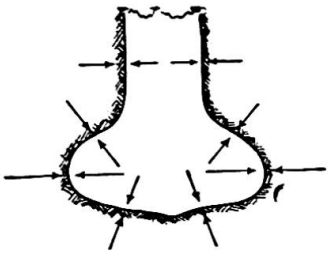


Fig. 18. Pied de pieu en béton auto-contraint.

de multiples inconvénients, bien connus d'ailleurs, tant pour l'usure locale des revêtements que pour la fatigue des véhicules et le confort de la circulation.

Au droit d'un joint, notamment, la pression locale unitaire sur le sol de fondation, au passage d'un essieu isolé, peut atteindre, dans certains cas, le *quadruple* de la pression qu'il subit en partie courante, ce qui explique bien des perturbations.

Les *goujons* ou barres d'acier destinées à maintenir les extrémités de deux panneaux de revêtement consécutifs au même niveau ne jouent, en général, qu'un rôle de semi-articulation, de telle sorte que la pression sur le sol, au droit des joints, atteint encore parfois près du *double* de la pression supportée en partie courante.

Aussi, pour éviter de recourir à des joints spéciaux, est-il apparu nettement intéressant de rechercher, sinon la suppression totale des joints, du moins une réduction notable de leur nombre.

Rappelons que certaines compagnies de chemins de fer ont obtenu déjà des résultats intéressants dans ce sens en ce qui concerne les rails.

Sous l'action de la chaleur, ceux-ci tendent à se mettre en compression et résistent si leur tendance au flambage est suffisamment entravée tant dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

Avec les revêtements en béton, le problème est ramené à l'étude du flambage, dans le seul sens vertical, de dalles reposant sur une base stable et chargées par leur propre poids, lequel exerce une action compensatrice très importante dans le sens vertical. Il convient, de plus, de tenir compte du fait que, sous l'action du soleil, il peut se produire des différences de température de l'ordre de 30 à 35° *centigrades* entre les faces supérieure et inférieure du béton des revêtements.

Nous avons entrepris, en France, la réalisation d'un programme de recherches expérimentales concernant la possibilité de construire des chaussées et pistes d'avions en béton sinon sans joints, du moins avec un nombre de joints très réduit, en utilisant notamment les propriétés des ciments faiblement et fortement expansifs.

Ce programme, subventionné par le Ministère des travaux publics de France, comprend diverses séries d'essais, d'abord sur modèles en bois et en

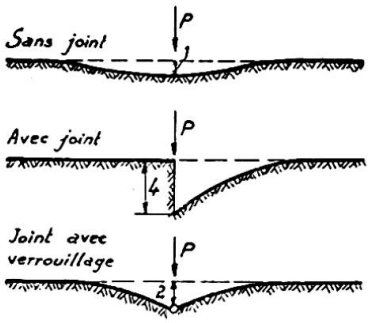


Fig. 19. Enfoncement du sol d'un terrain d'atterrissage sous une charge concentrée.

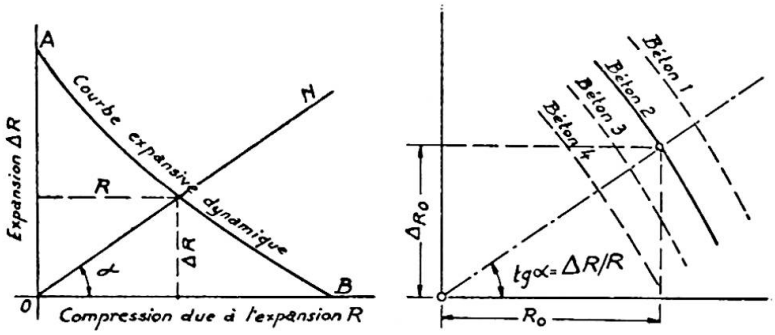


Fig. 20 et **21.** Courbes d'expansion dynamique de divers bétons.

béton, avec chauffage électrique d'extrados pour reproduire l'action du soleil, puis ensuite sur ouvrages réels.

Nous avons exécuté et observons actuellement des revêtements conçus d'après diverses techniques, avec éléments de 100 mètres sans joints, dans le département de Seine-et-Oise. D'autres applications d'essai sont en cours.

Calcul des actions expansives

Ces calculs peuvent être ramenés aux méhodes courantes de la résistance des matériaux en faisant intervenir, pour chaque qualité de béton, sa « courbe expansive dynamique » qui représente le rapport des contraintes aux allongements correspondants.

Résumé

Les ciments expansifs, qui sont les derniers venus dans le domaine très étendu de la précontrainte des matériaux, sont actuellement l'objet d'études nombreuses concernant d'une part l'amélioration de leurs caractéristiques et, d'autre part, celle de leur mise en œuvre.

Les *nuances faiblement expansives* seront surtout destinées à compenser le retrait et s'appliqueront à bon nombre de travaux courants.

Les *nuances fortement gonflantes* seront réservées aux cas spéciaux qui utilisent, en l'entravant, la puissance expansive des ciments.

On peut prévoir qu'à côté des premiers liants expansifs qui ont ouvert la voie, d'autres, aux caractéristiques nettement plus intenses, apparaîtront encore, qui augmenteront le nombre et l'importance des applications dans le vaste domaine de la précontrainte des bétons.

Zusammenfassung

Die Schwellzemente, welche die neueste Entwicklung auf dem schon sehr ausgedehnten Gebiet der Vorspannung darstellen, sind gegenwärtig Gegenstand zahlreicher Studien. Diese betreffen einerseits die Verbesserung ihrer Eigenschaften, andererseits ihre Anwendung in der Praxis.

Die *schwach expansiven Sorten* sind vor allem dazu bestimmt, das

Schwinden zu kompensieren und können für eine grosse Zahl von Bauwerken angewendet werden.

Die *stark schwellenden Sorten* sind für die Spezialfälle, die die Expansivkraft brauchen, gedacht.

Man kann voraussehen das neben den ersten expansiven Bindemitteln, die den Anstoss zur Entwicklung gegeben haben, noch andere mit grösserer Wirksamkeit aufkommen, die die Zahl und die Bedeutung der Anwendungen im weiten Gebiet des vorgespannten Betons vergrössern werden.

Summary

Expanding cements, which are the most recent in the very extensive realm of pre-stressed materials, are at present the object of much research concerning, on the one hand, the improvement of their characteristics and, on another hand, that of their actual use.

The slightly expansive sorts will above all be intended to compensate shrinkage and will apply to a large amount of current works.

The much swelling sorts will be applied to special cases which use, by impeding it, the expansive power of cements.

It is foreseeable that in addition to these first expansive binding materials which have shown us the way, others with clearly more intensive characteristics will still appear, which will increase the number and importance of applications in the vast field of prestressed concretes.

IIa2

Réalisation de bétons compacts par vibration

Die Herstellung von dichtem Beton durch Vibration

Compact concrete by vibration

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liège

Le critère usuel de qualité des bétons est la résistance à la compression. Dans les limites pratiques, ce facteur est principalement influencé par la qualité du ciment et par la quantité de ciment par mètre cube. De ce fait, la haute résistance des bétons peut être accompagnée de propriétés défavorables pour la plupart des applications, telles que grande déformabilité thermo- et hygrométrique, fluage et relaxation importants, grand développement de chaleur de durcissement, etc. Depuis plus de vingt années, je professe que la compacité est un critère de qualité plus approprié, il a l'avantage de s'accommoder de teneurs en ciment plus faibles sans préjudice de compacité, ce qui réduit considérablement les propriétés indésirables précitées. L'obtention de compacités élevées des bétons est toutefois liée à l'emploi de moyens mécaniques puissants de mise en œuvre et a été principalement rendue possible par la vibration. C'est pourquoi, en 1937, au Congrès international d'essai des matériaux à Londres, j'ai déjà préconisé l'adoption de la compacité comme critère d'efficacité de la vibration plutôt que la résistance à la compression.

En désignant par p, s, c, e et v, suivant les notations de R. Féret, les proportions en volumes absolus de pierrailles, de sable, de ciment, d'eau et de vides dans l'unité de volume du béton ($p + s + c + e + v = 1$);

Par vp la porosité apparente ou proportion de vides de la pierraille;

Par ρ le coefficient de remplissage des vides de la pierraille par le mortier;

Par r le rapport $\frac{\rho vp}{1 - vp}$ du volume de mortier au volume absolu de pierrailles;

Par μ le rapport $\frac{s + c}{s + c + e + v}$, c'est-à-dire la compacité sèche du mortier;

Par γ le rapport $\frac{c}{e+v}$ (généralisant le facteur ciment/eau) ; on établit aisément les relations :

$$p = \frac{1}{1+r} \qquad s = \frac{[\mu - \gamma(1-\mu)]\, r}{1+r}$$

$$c = \frac{\gamma(1-\mu)\, r}{1+r} \qquad e+v = \frac{(1-\mu)\, r}{1+r}.$$

Ces formules permettent théoriquement de déterminer la composition d'un béton de compacité et de résistance données. En effet, d'après R. Féret :

$$R'b = K\left(\frac{\gamma}{1+\gamma}\right)^2$$

ou

$$\gamma = \frac{\sqrt{\frac{R'b}{K}}}{1-\sqrt{\frac{R'b}{K}}},$$

$R'b$ étant la résistance à la compression sur cubes à un âge déterminé, K le coefficient correspondant.

La compacité du béton frais est

$$p+s+c = \beta = \frac{1+\mu r}{1+r}.$$

La compacité du béton durci est

$$\beta' = \frac{1+r\left[\mu + \frac{\gamma\varepsilon\Delta c}{1.000}(1-\mu)\right]}{1+r},$$

en appelant ε la proportion en poids d'eau fixée par le ciment et $\frac{\Delta c}{1.000}$ le rapport du poids spécifique absolu du ciment à celui de l'eau. ε est ordinairement compris entre 0,15 et 0,20, en moyenne il vaut 0,175.

μ croît généralement avec la consistance du béton. Pour les bétons fluides, μ peut descendre vers 0,60. Pour les bétons plastiques, en moyenne $\mu = 0{,}67$. Pour les bétons secs, μ tend vers 0,70 et il semble que la limite pratique supérieure de μ pour les bétons vibrés les plus secs ne soit guère supérieure et plus petite que 0,75. Ce facteur influe sensiblement sur la compacité du béton.

Pour les bétons très fluides, ρ peut atteindre 1,80 à 2,00. Pour les bétons plastiques, en moyenne 1,5 (de telle sorte que $\mu\rho = 1$). Pour les bétons les plus secs mis en œuvre par damage, ρ est compris entre 1,30 et 1,40, en moyenne 1,35 (valeur optimum selon Leclerc du Sablon). Pour les bétons vibrés les plus secs, à mélange préalable de tous les constituants, il semble que ρ pourrait descendre jusqu'à 1,20. Ces chiffres ont notamment été contrôlés par des expériences dans mes laboratoires.

Dans ces conditions, r est pratiquement compris entre des limites

voisines de 1,80 pour les bétons les plus fluides et de 0,30 pour les bétons vibrés les plus secs, la valeur moyenne étant de 1 environ pour les bons bétons plastiques. Ce coefficient r est donc en relation avec la consistance du béton; il varie dans le même sens que la fluidité ou maniabilité ou « workability ». Quant à l'influence de la compacité sur la résistance, elle peut être mise en évidence comme suit par la formule de Féret :

$$R'b = K\left(\frac{c}{1-\beta+c}\right)^2 = K\left(\frac{c}{(1-\beta)(1+\gamma)}\right)^2$$

$$R'b = K\left(\frac{c}{1-\beta'+c\left(1+\frac{\varepsilon\Delta c}{1.000}\right)}\right)^2 = K\left(\frac{c}{c'+v'}\right)^2$$

en posant $c' = c\left(1+\frac{\varepsilon\Delta c}{1.000}\right)$ = volume absolu de ciment hydraté, et $v' = e + v - \varepsilon c\,\frac{\Delta c}{1.000}$ = porosité réelle du béton durci et desséché.

La résistance augmente avec la compacité, mais elle dépend essentiellement du dosage en ciment.

Le dosage peut être établi mathématiquement en fonction de γ et de deux des trois paramètres β, μ ou r, β pouvant être substitué à μ par la relation $\mu = \beta - \frac{1-\beta}{r}$.

En se référant à la compacité β' du béton durci, on peut éliminer γ comme suit :

$$\gamma = \frac{\beta'(1+r)-(1+\mu r)}{r(1-\mu)\,\varepsilon\,\frac{\Delta c}{1.000}}.$$

La formule de Féret peut alors s'écrire :

$$R'b = K\left\{\frac{\beta'(1+r)-(1+\mu r)}{\beta'(1+r)-\left[1+\mu r-\varepsilon\frac{\Delta c}{1.000}(1-\mu)r\right]}\right\}^2.$$

Si l'on se réfère à la formule linéaire de résistance de Bolomey, on obtient :

$$R'b = K\left(\frac{\Delta c}{1.000}\gamma - 0{,}5\right) = K\left[\frac{\beta'(1+r)-(1+\mu r)}{(1-\mu)\,r\varepsilon} - 0{,}5\right].$$

Dans ce cas

$$\gamma = \left(\frac{R'b}{K} + 0{,}5\right)\frac{1.000}{\Delta c}.$$

Ces formules ne sont pas très significatives; elles établissent que la résistance augmente avec la compacité du béton durci, mais relativement peu. Or, si μ, r et ε sont invariables, β' ne peut augmenter que par l'augmentation de γ, c'est-à-dire de c, e ne pouvant guère diminuer si l'on ne veut pas modifier ε. D'après les dernières formules, il est clair que β', μ, r et ε ne peuvent varier d'une manière quelconque, mais seu-

lement dans des limites plausibles et d'une manière corrélative, de façon à donner une valeur convenable de γ. Donc, la résistance est principalement déterminée par la proportion de ciment; il n'en est pas de même de la compacité. Ce qui n'empêche que l'on peut réaliser des bétons compacts et très résistants; ce sont même les plus économiques, car ils contiennent le moins de ciment, mais ils exigent une puissante vibration.

Les dernières formules établissent aussi que la résistance diminue lorsque la richesse en mortier r augmente. Les grandes compacités s'obtiennent en diminuant r, c'est-à-dire ρ et vp, secondairement en augmentant μ et γ; on n'a guère d'action sur ε dont l'influence sur la compacité est subordonnée. On peut diminuer considérablement vp en étendant l'échelle granulométrique [1].

Au cours des dernières années, dans divers pays, des procédés spéciaux (« Prepakt » aux Etats-Unis d'Amérique, « Colcrete » en Grande-Bretagne et d'autres) ont été proposés et appliqués pour certains ouvrages. Ils consistent à confectionner le béton en place, dans la forme, par pénétration ou injection du mortier dans la masse de gravier. Selon les formules précédentes, cela revient à faire $\rho = 1$, d'où $r = \dfrac{vp}{1 - vp}$.

Le procédé « Prepakt » invoque la possibilité d'un tassement du gravier préalable à l'injection du mortier, ce qui équivaut à d'assez faibles valeurs de r, favorables à une grande compacité. Mais ce procédé exige naturellement des mortiers assez fluides, peu visqueux, qui, dans le « Prepakt » par exemple, contiennent des produits spéciaux destinés à faciliter l'injection. Ces mortiers ont probablement une faible valeur de μ, ce qui entraîne une réduction de la compacité selon les formules qui la régissent. Néanmoins le principe est intéressant et il atteint à la limite de la voie indiquée plus haut pour réaliser des bétons compacts, à savoir $\rho = 1$. Les valeurs de ρ inférieures à l'unité donnent des bétons caverneux, donc non compacts. Ces considérations, plutôt théoriques, ne préjugent en rien au sujet des difficultés éventuelles de mise en œuvre.

A la suite d'une communication faite à Liège en avril 1947 par M. Ch. Mallet, d'Alger [2], citant les résultats obtenus au moyen de bétons mis en œuvre selon une granulométrie dite « Walter » et double vibration (prévibration sur table vibrante à fréquence moyenne à la sortie de la bétonnière, vibration à haute fréquence dans les moules), et attirant l'attention sur le rôle important du mortier dans la résistance, qui incite à le confectionner avec plus de soin que par le mélange grossier à la bétonnière, par exemple par un opération séparée, des expériences furent entreprises dans mes laboratoires selon le principe suivant. La pierraille mouillée est compactée à part dans des moules métalliques sur table vibrante; le mortier est broyé à part pendant 10 minutes dans un broyeur à boulets; il est ensuite introduit dans la pierraille à la faveur de la vibration, en quantité strictement nécessaire pour remplir les vides.

Donc $\rho = 1$ et $r = \dfrac{vp}{1 - vp}$. Le coefficient vp est mesuré par pesée

---

(1) F. Campus, *Bétons compacts pour ouvrages massifs hydrauliques.* Association française pour l'avancement des sciences, 63e Session, Liège, 1939 *(Bulletin du C. E. R. E. S.*, t. II, Liège, 1947).

(2) Ch. Mallet, *Le béton précontraint; applications nord-africaines (Bulletin du C. E. R. E. S.*, t. III, Liège, 1948).

du moule rempli de gravier après vibration, le poids spécifique absolu de la pierraille étant connu.

Les expériences sont encore trop peu nombreuses pour pouvoir être concluantes. Elles doivent être poursuivies et développées. Voici quelques résultats :

I. *Influence de la confection des mortiers au broyeur.*

a) Mortier par poids égaux de sable de rivière 0 — 2 et de ciment portland à haute résistance, ciment : eau = 3,33, éprouvettes vibrées.

Résistance en kg/cm²		Gâché manuellement	Broyé
A la flexion	7 j.	88	94
	28 j.	87	112
	90 j.	111	125
A la compression	7 j.	507	640
	28 j.	710	785
	90 j.	766	1 000

b) Mortier par poids égaux de poussier de calcaire dur et de ciment portland à haute résistance, ciment : eau = 3,33, éprouvettes vibrées.

Résistance en kg/cm²		Gâché manuellement	Broyé
A la flexion	7 j.	98	95
	28 j.	115	108
	90 j.	134	140
A la compression	7 j.	577	647
	28 j.	837	875
	90 j.	940	1 000

c) Mortier contenant 2,5 parties en poids de sable de rivière 0 — 2 pour 1 partie en poids de ciment portland à haute résistance, ciment : eau = 2,50, éprouvettes vibrées.

Résistance en kg/cm²		Gâché manuellement	Broyé
A la flexion	7 j.	52	45
	28 j.	57	53
	90 j.	72	76
A la compression	7 j.	219	281
	28 j.	470	435
	90 j.	600	543

L'effet relatif du broyage paraît donc dépendre de la nature du sable et aussi de la proportion de ce dernier; il est surtout appréciable pour les mortiers relativement riches en ciment, comme le sont ceux des bétons.

II. *Comparaison entre divers bétons confectionnés au moyen de pierrailles de porphyre 20-40, de sable de rivière 0-2 et de ciment portland à haute résistance.*

a) $p = 0{,}633$, $s = 0{,}138$, $c = 0{,}118$, $e = 0{,}110$, $\rho = 1$,
$vp = 0{,}367$, $\mu = 0{,}698$
$\beta = 0{,}889$, $\beta' = 0{,}959$

Densité 2,55 — 360 kg de ciment par mètre cube de béton.

Résistance à la compression sur cubes :

à 7 jours : 597 kg/cm²
à 28 jours : 742 kg/cm²

b) $p = 0{,}56$, $s = 0{,}191$, $c = 0{,}131$, $e = 0{,}119$, $\rho = 1{,}35$,
$vp = 0{,}367$, $\mu = 0{,}73$
$\beta = 0{,}882$, $\beta' = 0{,}968$
Densité 2,54 — 430 kg de ciment par mètre cube de béton.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 620 kg/cm²
à 28 jours : 730 kg/cm²

c) $p = 0{,}607$, $s = 0{,}140$, $c = 0{,}146$, $e = 0{,}106$, $\rho = 1$,
$vp = 0{,}393$, $\mu = 0{,}73$
$\beta = 0{,}893$, $\beta' = 0{,}985$
Densité 2,59 — 462 kg de ciment par mètre cube de béton.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 740 kg/cm²
à 28 jours : 747 kg/cm²

d) Un béton témoin, de la même composition que le béton *b* ci-dessus, a été confectionné manuellement et mis en place par vibration. Il a donné les résultats suivants dont la comparaison à ceux de *b* montre l'effet de la vibration préalable de la pierraille et de la confection séparée du mortier au broyeur.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 476 kg/cm²
à 28 jours : 653 kg/cm²

e) Béton confectionné en suivant exactement la courbe de Fuller pour des éléments d'une grosseur maximum de 40 mm, le mortier étant préparé au broyeur au moyen des éléments de moins de 2,33 mm, même mode opératoire que pour *a*, *b* et *c*.
$p = 0{,}620$, $s = 0{,}153$, $c = 0{,}118$, $e = 0{,}109$, $\rho = 1$,
$vp = 0{,}382$, $\mu = 0{,}71$
$\beta = 0{,}890$, $\beta' = 0{,}964$
Densité 2,55 — 369 kg de ciment par mètre cube de béton.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 613 kg/cm²
à 28 jours : 672 kg/cm²

III. Des pierrailles de grès 40-60 mouillées sont vibrées dans les moules. On y introduit par vibration un mortier composé de 1 m³ de sable de rivière 0-2 (1 430 kg), 1 200 kg de sable et 392 litres d'eau,

ou de 1 m³ de sable de rivière 0-2 (1 430 kg), 800 kg de sable et 300 litres d'eau,

broyé pendant 10 minutes.

Résistances du mortier à 1 200 kg de ciment :
à 3 jours : 70,7 kg/cm² à la flexion
421,0 kg/cm² à la compression
à 7 jours : 91,0 kg/cm² à la flexion
593,0 kg/cm² à la compression
Résistances du mortier à 800 kg de ciment :
à 3 jours : 57,6 kg/cm² à la flexion
314,0 kg/cm² à la compression
à 7 jours : 72,2 kg/cm² à la flexion
474,0 kg/cm² à la compression

a) Béton au mortier à 1 200 kg de ciment $\rho = 1$
$p = 0{,}558$, $s = 0{,}176$, $c = 0{,}126$, $e = 0{,}140$,
$vp = 0{,}443$, $\mu = 0{,}683$, $\beta = 0{,}86$, $\beta' = 0{,}938$.
390 kg de ciment par mètre cube de béton, densité 2,47.
Résistance à la compression sur cubes :
à 3 jours : 347,5 kg/cm²
à 7 jours : 390,0 kg/cm²
Conservation sous eau.

b) Béton au mortier à 800 kg de ciment $\rho = 1$

$p = 0{,}568$, $s = 0{,}205$, $c = 0{,}099$, $e = 0{,}128$,
$vp = 0{,}431$, $\mu = 0{,}703$, $\beta = 0{,}872$, $\beta' = 0{,}933$.

304 kg de ciment par mètre cube de béton; densité 2,48.

Résistance à la compression sur cubes :

Conservation sous eau : à 3 jours : 292,5 kg/cm²
à 7 jours : 368,0 kg/cm²

Conservation à l'air : à 3 jours : 295,0 kg/cm²
à 7 jours : 345,0 kg/cm²

De ces essais, par ailleurs préliminaires et peu concluants, on remarque :

La supériorité des pierrailles du calibre 20-40 sur celles du calibre 40-60; ceci est probablement surtout la conséquence d'une forme plus régulière des pierrailles 20-40 par rapport aux 40-60; il en résulte aussi une moindre valeur de *vp* (0,37 au lieu de 0,43) ([3]);

La variation relativement faible de la résistance en fonction de l'âge, de la quantité de ciment et du mode de conservation pour un même essai.

Ces observations pourraient s'expliquer comme suit. Dans les bétons confectionnés de la sorte, avec $\rho = 1$, les pierrailles se touchent nécessairement. Lors d'un essai d'écrasement, les efforts sont en partie directement transmis de pierre à pierre; le mortier a surtout pour effet de maintenir les pierres en position relative, de telle sorte que sa résistance propre n'exerce pas une grande influence sur celle du béton. Il serait très intéressant d'étudier toutes les propriétés de déformabilité de ces bétons : déformations instantanées et retardées (fluage), thermiques et hygrométriques (retrait), réversibles et permanentes. Il est permis de présumer qu'elles diffèrent de celles des bétons classiques.

Il est connu que la résistance à la compression d'un amas de pierrailles est relativement réduite, à cause de la fragilité de forme (pointes, arêtes, plaquettes, aiguilles, etc.). Il est permis de se demander si $\rho = 1$, qui correspond au contact des pierrailles, n'entraîne pas de ce fait une diminution de résistance et si l'on n'obtiendrait pas un meilleur résultat en laissant subsister entre les pierrailles une interposition minimum de mortier atténuant l'effet de leur fragilité de forme. Voici les résultats d'une série préliminaire d'expériences à ce sujet.

La pierraille de grès 40-60 de la série précédente a été vibrée avec le mortier à 1 200 kg de ciment par m³ de sable, en proportions telles que $\rho = 1$, 1,10 et 1,20. Les résultats sont les suivants :

ρ	Quantité de ciment	β	β'	Résistance à la compression sur cubes en kg/cm² à 3 jours	à 7 jours
1,00	390	0,86	0,938	347,5	390
1,10	403	0,858	0,938	330	430
1,20	416	0,852	0,935	278	435

L'effet d'accroissement de résistance du mortier avec l'âge est plus marqué. Le béton à $\rho = 1$ a une résistance plus précoce et plus élevée à 3 jours, mais il est dépassé dès 7 jours par les bétons $\rho > 1$.

Les propriétés de déformabilité et de résistance doivent naturellement varier progressivement avec la croissance de ρ. Il est probable que les

([3]) Au point de vue de la compacité, l'effet de paroi a pu aussi intervenir défavorablement pour les bétons de pierrailles 40/60, les moules ayant 200 mm seulement de côté. L'influence de la forme assez irrégulière du ballast a probablement été prédominante.

bétons correspondant à une valeur de $\rho = 1$ ou peu supérieure n'obéissent pas à la formule de résistance de Féret .

Des valeurs de ρ de l'ordre de 1,20 ou supérieures établissent la continuité entre ces bétons ultra-raides qui ne peuvent être tassés que par vibration, les bétons vibrés ordinaires et les bétons les plus raides qui puissent être tassés manuellement ou par damage pneumatique. On constate d'ailleurs que pour des valeurs de ρ comprises entre 1 et 1,30, les compacités changent peu. L'influence de vp est prédominante. Or, il y a lieu de signaler une difficulté, celle de confectionner des bétons par vibration successive de la pierraille et du mortier en utilisant un gravier à granulométrie variée pour réduire les vides : le mortier ne pénètre pas ou est filtré. L'expérience n'a réussi dans mes laboratoires qu'avec du 20-40 assez régulier de forme et du 40-60, réservant des vides d'assez grandes dimensions par rapport à la grosseur des éléments du mortier. Les progrès récents ou prochains du matériel de vibration, notamment l'élévation de la fréquence à l'ordre de 12 000 à 16 000 cycles par minute, permettront, je l'espère, des progrès dans cette voie.

Ces suggestions et expériences sont en avance sur la pratique courante; à ce titre elles trouvent bien leur place dans les échanges de vue d'un congrès tel que celui-ci. Je ne serais pourtant pas surpris qu'elles fussent d'application dans un proche avenir. Les bétons très compacts et peu déformables seraient utiles pour les ouvrages précontraints; les bétons très compacts conviennent pour les éléments préfabriqués d'un volume suffisant, destinés par exemple aux travaux hydrauliques et maritimes. Il est d'autre part non dépourvu d'intérêt de relever que, depuis les bétons fluides coulés jusqu'aux bétons ultra-compacts vibrés et même les bétons caverneux $\rho < 1$, l'ingénieur dispose pour les applications multiples et diverses de la construction d'une gamme étendue de bétons aussi riche au moins que celle des aciers de construction et dont il est possible d'établir, ce qui est un avantage appréciable, une théorie entièrement générale de composition.

Résumé

L'auteur reprend la théorie volumétrique et pondérale des bétons compacts qu'il professe depuis vingt années et l'étend à des domaines que les progrès des appareils de vibration déjà réalisés et perfectibles encore permettent d'atteindre dès maintenant en laboratoire. Ils rendent notamment possible d'abaisser le minimum du coefficient de remplissage des vides du ballast jusqu'à l'unité. De tels bétons présentent des caractéristiques particulières de résistance qui sont brièvement commentées. Les expériences en sont à leur début et continuent.

Zusammenfassung

Der Verfasser behandelt die volumetrische und die gewichtsmässige Theorie des dichten Betons, die er seit 20 Jahren in seinen Vorlesungen vorträgt. Er erweitert sie auf den Bereich der Betonqualitäten, die durch die bis jetzt erreichte und weiterhin noch mögliche Verbesserung der Vibratoren im Laboratorium bereits erhalten wurden. Diese Apparate ermöglichen es, den minimalen Wert des Füllungskoeffizienten der Hohlräume

der Zuschlagsstoffe bis auf 1 zu senken. Ein derartiger Beton hat ganz besondere Festigkeitseigenschaften, welche kurz besprochen werden. Die entsprechende Versuche sind erst im Anfangsstadium und werden weitergeführt.

Summary

The author refers to the volumetrical and ponderal theory of compact concrete which he has followed for twenty years and extends it to realms which the progress made in vibrators which are already in existence and which can be further perfected enable us to study henceforth in laboratories. Thus they make it possible to lower the minimum of the coefficient of filling voids in ballast to a unit. Such concretes have particular characteristics of resistance, which are briefly commented. The experiments are in the initial stage and will be continued.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa3

Les ponts des Arches et de Herstal
(Intervention dans la discussion)

Die Arches-Brücke und die Brücke von Herstal
(Diskussionsbeitrag)

The Arches-bridge and the Herstal bridge
(Contribution to the discussion)

A. HORMIDAS
Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées de Belgique, Liège

Les renseignements qui suivent constituent un complément au mémoire n° 1, Thème IId, et sont suggérés par les remarques exprimées par M. le Professeur Caquot dans son rapport général sur le Thème IId.

a) Pour le *pont des Arches*, la brèche centrale a été fermée en choisissant une sollicitation telle que le moment fléchissant maximum qui peut s'y produire est de 113 tm.

Comme l'observe M. le Rapporteur général, ce moment aurait pu être, en principe, réduit à 59 tm.

En fait, cette réduction aurait nécessité des frais de mise en œuvre supérieurs à l'économie à en retirer dans ce cas, les extrémités du pont n'étant pas ancrées dans les culées. De plus, il n'était pas nécessaire de réduire davantage la sollicitation et, partant, la hauteur de la section centrale du pont. C'est pourquoi, on s'est limité à y ramener le moment fléchissant à 113 tm.

En ce qui concerne les effets de la répartition transversale dissymétrique des charges qui n'est pas traitée dans le mémoire pour ne pas allonger celui-ci, il en a été tenu compte en introduisant l'hypothèse de la rigidité infinie des poutres transversales sollicitées dans les douze cas des charges possibles symétriques ou non; la validité de cette hypothèse a été confirmée par le résultat des essais auxquels le pont a été soumis ainsi que l'auteur l'a montré dans une conférence faite au Centre d'études, de recherches et d'essais scientifiques de Liège qui la publiera prochainement [1].

---

[1] Cette publication a été faite dans le tome III-1948 du *Bulletin du Centre de Recherches et d'Essais scientifiques des Constructions du Génie civil et d'Hydraulique fluviale (C. E. R. E. S.) de l'Université de Liège* (édit. Thone, Liège).

b) Pour le *pont de Herstal*, M. le Rapporteur général observe que les appareils d'appuis sont métalliques alors qu'il eût été possible de les réaliser plus économiquement en béton armé. Il faut remarquer que pour deux ouvrages construits sur la Meuse, à la même époque, le pont des Arches et le pont de Wandre, l'auteur a prévu les appareils d'appui en béton armé par raison d'économie.

Mais au pont de Hertal, lorsque l'Administration des Ponts et Chaussées a décidé de reconstruire, en béton, l'ouvrage métallique détruit, la remise en état des culées étant trop avancée pour remplacer les appareils métalliques prévus par des pièces en béton armé, les dispositions réalisées ne permettaient plus cette substitution.

c) Dans le résumé des conclusions générales pour le thème II*d*, M. le professeur Caquot regrette de ne pas trouver plus développés dans le mémoire les chapitres relatifs à la discussion préalable de la solution choisie, aux calculs d'économie, de sécurité, à la rapidité d'exécution.

Voici quelques indications sur ce sujet.

Pour les deux ponts de Liège et de Herstal, la décision de reconstruire en béton armé les ouvrages métalliques détruits a été prise au moment où la reconstruction des piles et culées était déjà fort avancée. La constitution de celle-ci ne permettait de leur faire supporter que des réactions verticales. Pour la même raison, il n'était plus possible d'établir des systèmes d'équilibrage dans les culées. En conséquence, seules des poutres à simple appui pouvaient convenir.

Au pont des Arches, il a été possible de placer ces poutres sous le tablier tout en respectant les conditions imposées pour les tirants d'air, pour la navigation et la circulation routière sur la chaussée longeant la Meuse sur la rive gauche. Cette disposition était d'ailleurs indispensable pour l'esthétique de l'ouvrage et du site à laquelle aurait nui la présence de superstructure au-dessus de la chaussée.

Au pont de Herstal, par contre, le niveau de l'eau du canal ne permettait pas de supporter le pont par des poutres sous chaussées, et seule la solution du type Bowstring pouvait convenir.

Le choix du béton armé en remplacement du métal a été motivé par la question de rapidité d'exécution.

La superstructure du pont de Herstal a été commencée en avril 1947 et le pont ouvert à la circulation en mars 1948, soit après un délai de dix mois.

La superstructure du pont des Arches a été entamée à la mi-mars 1947 et le pont était ouvert à la circulation en décembre de la même année, soit neuf mois après le début de l'exécution.

Résumé

Dans son *Résumé des conclusions générales pour le thème IId*, M. le Professeur A. Caquot regrette que les mémoires présentés ne contiennent pas plus d'indications relatives « à la discussion préalable de la solution choisie, aux calculs d'économie, de sécurité, à la rapidité d'exécution ».

Je me propose de donner au cours de la discussion quelques indications sur ces questions ainsi que sur celles relatives à la rigidité transversale du

pont des Arches et aux appareils d'appui du pont de Herstal qui sont citées dans le rapport général au sujet du mémoire n° IId1.

Zusammenfassung

In seiner *Zusammenfassung der allgemeinen Schlussfolgerungen zum Thema IId* bedauert Herr Prof. A. Caquot, dass die eingereichten Beiträge nicht mehr Hinweise enthalten « auf die Begründung der gewählten Lösung, die Wirtschaftlichkeit, die Sicherheit und die Kurzfristigkeit der Ausführung ».

Ich möchte daher in meinem Diskussionsbeitrag einige Erklärungen zu diesen Fragen geben. Ferner möchte ich Stellung nehmen zum Problem der Quersteifigkeit der Pont des Arches und der Auflagerkonstruktion der Brücke von Herstal, welche im Generalbericht unter dem Abschnitt IId1 erwähnt wurden.

Summary

In his Summary of the general conclusions on theme IId Professor A. Caquot regrets that the memoirs presented do not contain more indications concerning " the preliminary discussion of the solution selected, economy calculations, safety and rapidity of execution ".

I therefore propose to give, during the discussion, a few indications regarding these questions, as well as those concerning the transversal rigidity of the Pont des Arches and bearings of the Herstal bridge, which are cited in the general report on memoir N° IId1.

Leere Seite
Blank page
Page vide