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

Band: 3 (1948)

Rubrik: II: Developments in building structures in concrete and masonry

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 10.01.2026

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

II

Nouveaux modes de constructions en béton, béton armé et béton précontraint

Neuere Bauweisen des Massivbaues

Developments in building structures in concrete and masonry

Rapporteur général – Generalberichterstatter – General Reporting Member

PROF. A. CAQUOT
Membre de l'Institut, Paris

IIa

Progrès réalisés dans la qualité du béton
Fortschritte in der Beschaffenheit des Betons
Progress realized in the quality of concrete

Amélioration de la résistance du béton à la compression et à la traction — Le béton expansif — Dommages causés au béton — Progrès réalisés dans la vibration.

Erhöhung der Druck- und Zugfestigkeit des Betons — Der expansive Beton — Betonschäden — Die Vibrierung des Betons.

Increase of compressive and tensile strength of concrete — Expansive concrete — Deterioration of concrete — The vibration of concrete.

IIb

Le béton précontraint
Der vorgespannte Beton
Pre-stressed concrete

Théorie — Technologie (Influences particulières : Retrait et fluage du béton, déformations plastiques des fils tendus) — Exécutions et détails de construction — Point de vue économique.

Theorie — Technologie (Besondere Einflüsse : Schwinden und Kriechen des Betons, plastische Deformation der Armierung) — Ausführungsformen und konstruktive Einzelheiten — Wirtschaftlichkeit.

Theory — Technology (Special influences : Contracting and creep of the concrete, plastic deformation of the reinforcement) — Erection methods and structural details — Questions of economy.

IIc

Nouveaux types d'armatures métalliques
Neue Armierungstypen
New types of reinforcement

Utilisation des barres à section non circulaire. — Armatures en acier de haute qualité.

Verwendung von Armierungen mit anderen als Kreisquerschnitten — Hochwertige Stahlarmierungen.

Application of reinforcement with non-circular sections — High-tensile steel reinforcement.

IId

Ouvrages remarquables exécutés depuis 1936
Bemerkenswerte Ausführungen seit 1936
Notable structures executed since 1936

Ponts en béton armé — Ponts et charpentes en béton précontraint.

Brücken in Eisenbeton — Hoch- und Brückenbauten in vorgespanntem Beton

Bridges in concrete — Bridges and other structures in prestressed concrete.

II

Nouveaux modes de constructions en béton, béton armé et béton précontraint

Neuere Bauweisen des Massivbaues

Developments in building structures in concrete and masonry

Rapport général – Generalreferat – General Report [1]

PROF. A. CAQUOT
Membre de l'Institut, Paris

La fabrication, la mise en place, la conservation et l'essai du béton ont fait l'objet de six rapports spécialisés d'un grand intérêt.

Thème IIa

R. Vallette

Pour la *fabrication*, M. Vallette expose la conception actuellement appliquée en *granulométrie* par la Société nationale des Chemins de fer français.

Comme le montre la théorie de « l'effet de paroi », dont les constantes peuvent être aujourd'hui exactement déterminées, la granulométrie discontinue est nettement supérieure à la granulométrie continue, et tout spécialement dans la zone des fins.

Mais il faut éviter l'écueil d'une fabrication par un mélange peu stable, se ségrégant facilement, et difficilement ouvrable.

M. Vallette part des lois de Feret en ce qui concerne la résistance, et distingue très justement les bétons à 2, 3 ou 4 éléments, suivant que l'on prévoit un mortier, ou un béton à éléments de plus en plus gros.

L'exposé donne avec l'indication des compositions, les résultats obtenus dans certains domaines — mortier, béton de gravillons —, et prévoit une extension aux agrégats tout venants.

Ce rapport correspond à de nombreuses applications, avec de bons résultats; il donne des renseignements intéressants.

---

[1] Plusieurs des mémoires de ce thème, étant parvenus en dernière minute, ne sont pas cités dans le présent rapport. Un compte rendu en sera donné dans le *Rapport Final*.

L'échelonnement des diamètres prévus d'un élément à l'autre est plus serré que l'échelonnement théorique; il correspond à un compromis entre les qualités de résistance et la facilité et la régularité de mise en place.

R. Dutron

Pour la mise en place par *vibration*, M. R. Dutron donne tout d'abord les résultats de ses essais sur la comparaison de consistance des bétons suivant les *divers modes* de serrage.

Puis il envisage les questions de *revibration* et de *survibration* qui se posent dans la fabrication par couches successives, et montre la supériorité de la vibration interne.

Il étudie avec grand soin les meilleures conditions d'emploi, le mouillage du béton, l'épaisseur des couches, le temps de vibration utile, plus important pour la première couche limitée entièrement par le coffrage. Il fixe les meilleures positions de l'aiguille en profondeur et en plan, et montre que le rayon de la vibration augmente peu avec le temps.

La présence des armatures, ou la faible épaisseur de la plaque de béton correspondent à des conditions supplémentaires qui peuvent motiver l'emploi des vibrateurs de surface, ou de vibrateurs d'armatures.

Enfin, le rapport montre l'application de ces résultats à trois ouvrages d'art dont l'auteur a suivi l'exécution.

Nous aurions aimé que chaque exposé fût éclairé par des figures, et que les expériences nous soient décrites en raison de l'importance des conclusions et de leur intérêt technique.

R. L'Hermite

L'*action de la vibration* a fait également l'objet d'une communication de M. R. L'Hermite, qui cherche à substituer une *doctrine cohérente* à l'empirisme déduit directement de l'essai correspondant à l'emploi.

Il commence donc par étudier la courbe intrinsèque du béton frais, et montre par ses résultats que tout se passe comme si l'ensemble était une matière pulvérulente dont il donne l'*angle de frottement*.

Cohésion et viscosité peuvent être négligées.

Analysant ensuite l'effet d'une vibration, il considère qu'elle introduit une pression hydrostatique qui annule le frottement à l'instant considéré, si elle est supérieure à la pression du milieu dans ses diverses directions. Il distingue les particules fines qui vibrent en phase avec le vibrateur, les particules moyennes qui peuvent vibrer en opposition, avec une plus grande amplitude, et les particules les plus grosses qui ne vibrent pas.

Il étudie la dissipation d'énergie qui correspond surtout à une bande étroite des dimensions des particules, celles qui vibrent le plus énergiquement.

Serrage et désaération

Il distingue dans les effets deux vitesses, celle de serrage diminuant par une fonction exponentielle très rapidement avec le temps, et la vitesse de désaération.

Viscosité du béton vibré et ségrégation

Il montre qu'avec le serrage, la viscosité intervient et il en donne la formule théorique.

La vitesse du serrage est inversement proportionnelle à la viscosité dont il donne la mesure et la relation expérimentale avec $\frac{E}{C}$.

Il donne en outre les résultats de ses expériences sur la ségrégation.

Propagation de la vibration

Enfin il donne des vues théoriques sur la propagation et l'amortissement de la vibration, en fonction des différents paramètres.

Cet essai de théorie rationnelle est très intéressant, il est une base sérieuse de départ pour la détermination effective des meilleures conditions d'emploi.

J. A. Loe et F. N. Sparkes

L'étude de la détérioration par le *froid* fait l'objet de l'étude de MM. J. A. Loe et F. N. Sparkes. Leurs expériences ont été faites sur des cubes de 4 pouces (10,2 cm) et les mesures donnent la résistance à la compression.

Les auteurs définissent leurs résultats par des courbes et par un facteur de durabilité. L'influence du facteur $\frac{E}{C}$ est très importante, ainsi que le dosage en ciment.

La résistance au froid augmente avec la proportion de sable, elle est mauvaise avec la craie.

Les anti-gels n'ont pas grande action (résine Vinsol, poudre d'aluminium).

Ce travail très bien rédigé est malheureusement parti de la résistance à la compression, beaucoup moins sensible au gel que la résistance à la traction.

Il ne donne pas deux éléments que les expériences sur nos barrages de haute montagne ont montrés essentiels : d'une part la qualité propre du ciment, d'autre part la nocivité des particules inertes de faible dimension.

J. Wästlund et P. O. Johnson

La *fissuration du béton armé* est traitée dans la communication de MM. J. Wästlund et P. O. Johnson spécialement pour l'utilisation des aciers à *haute résistance*.

Ils donnent les comptes rendus de leurs essais sur poutres en T, et des observations sur les ouvrages exécutés.

Ils préparent une théorie qui ne figure pas dans l'exposé.

Dans *leurs essais de laboratoire* ils veulent mettre en évidence l'action des quatre paramètres suivants :

Diamètre des barres ;
Pourcentage des aciers ;
Nature de l'accrochage de surface (lisses, crénelées) ;
Qualité du ciment.

Des tableaux donnent les résultats. La largeur des fissures est fonction

quasi linéaire du diamètre des barres ; elle diminue avec le pourcentage local. L'effet du crénelage n'est pas très considérable.

L'influence de la qualité du béton n'a pu être mise en évidence.

Les observations portent sur sept ponts, et elles sont très intéressantes.

Cette communication montre d'une façon saisissante l'intérêt d'une bonne répartition des aciers pour la réduction de la largeur des fissures et elle confirme tout ce que nous savions à ce sujet d'après les expériences et les observations antérieures.

R. Jones

L'essai du béton *par la méthode supersonique* utilisée par M. R. Jones, permet de déterminer, sans détérioration, des caractéristiques numériques importantes du béton.

La quantité mesurée est le temps de propagation. L'appareillage produit des *pulsations*.

Pour une base de 10 cm le temps mesuré est de 20 à 25 micro-secondes mesurées à 1 % près.

Une jauge de 3 cm permet neuf lectures de face à face latérales sur un cube de 10 cm de côté.

La méthode est assez sensible pour mettre en évidence dans ces petits cubes des différences de caractéristiques entre diverses couches.

De nombreuses figurent donnent les résultats.

Il y a de larges dispersions pour les relations entre *célérité de l'onde et résistance*. Toutefois la relation peut être assez nette pour la résistance à la traction (mesurée par flexion).

Le *coefficient de Poisson* peut être déterminé par la relation entre *célérité et résonance*.

Les résultats montrent de grandes variations dans les bétons.

Pour l'*effet du gel* la méthode décelant les variations de résistance à la traction est très intéressante, en permettant des essais nombreux après divers cycles, sans destruction de l'éprouvette.

Elle permet aussi le *contrôle du béton en place*.

Ce travail est très intéressant. Il montre tout l'intérêt des nouvelles méthodes d'auscultation.

Thème IId

A. Hormidas

L'auteur décrit deux ponts intéressants, de portée moyenne, l'un à trois travées avec poutres sous chaussée de portées égales à

$$33^{m}375\,, \qquad 63^{m}75 \qquad \text{et} \qquad 33^{m}375\,,$$

l'autre en bow-string à contreventement supérieur de $57^{m}40$ de portée, avec mise en tension préalable du tirant.

Pont des Arches à Liège

Le premier de ces ouvrages est caractérisé par ces faits : d'une part qu'il est très mince au milieu de la portée centrale ($0^{m}77$) et d'autre part que ses proportions permettent d'équilibrer par réaction sur piles le cas moyen de charge en supposant l'ouvrage coupé en son milieu.

Si l'ouvrage à l'état neutre avait eu à supporter les charges et les surcharges il aurait été sollicité en cette section médiane par un moment de

217 tm pour la charge permanente, et de 118 tm pour les surcharges, au total 335 tm.

S'il avait été équilibré sans moment au milieu sous la charge permanente plus la demi-surcharge il aurait été sollicité en service par un moment $\pm \frac{118}{2} = 59$ tm. L'auteur a choisi un moment central de 113 tm avec le procédé classique du clavage central dans un état de charge bien défini.

L'ouvrage est formé de poutres parallèles, plus serrées sous la chaussée que sous les trottoirs.

Les éléments de rigidité de la section transversale ne sont pas définis, ni les méthodes de calcul employées en cas de surcharges occupant seulement l'une des moitiés de la section transversale.

On sait que dans de tels ponts ces dispositions de surcharges majorent très fortement les poutres de rive, et nécessitent de puissantes entretoises. Dans le cas de ce bel ouvrage, le transport latéral des forces est important en raison de la rigidité plus grande de la poutre de rive et de son plus grand écartement.

Pont de Herstal

L'étude des poutres bow-string est donnée avec beaucoup de soin, et l'auteur calcule les effets de la compensation obtenus par l'utilisation du procédé des vérins de clé de forme et de puissance habituels en vue de la mise en tension préalable des tirants.

L'opération du réglage doit toujours être conduite à partir des positions des vérins et des variations de flèche à réaliser, et non à partir des forces, car celles-ci ne peuvent être évaluées ni mesurées avec assez de précision, tandis que les effets recherchés sont toujours définis avec beaucoup plus d'exactitude par les déformations imposées.

Les deux arcs sont réunis par un contreventement supérieur qui s'oppose au rapprochement des arcs sous la flexion de l'entretoise.

Il en résulte des efforts secondaires dans les zones des arcs au delà du contreventement.

Même pour des ponts de portée beaucoup plus grande nous prévoyons en général pour ce motif des arcs indépendants.

L'ouvrage est porté par des appareils en acier moulé. Le béton armé et fretté est cependant particulièrement indiqué pour les rouleaux et pour les appuis, où il procure une large économie, et une plus grande résistance aux agents atmosphériques.

En les inclinant sur les appuis en maçonnerie on améliore leur stabilité et on diminue l'effort sur les tirants du bow-string.

C. F. van Bergen

L'auteur décrit un passage supérieur biais à 38 degrés avec viaduc d'accès pour éviter de charger un terrain très mauvais.

L'ouvrage est réalisé en pont dalle mince en raison des faibles portées.

La partie centrale est biaise, les portées droites étant de $7^{m}20$, $9^{m}50$ et $7^{m}20$.

Les viaducs d'accès sont en travées continues de 8 mètres et 6 mètres de portée.

Les appuis des viaducs sont sur murettes articulées avec l'emploi onéreux d'articulations en acier.

Les génératrices des articulations ne sont pas perpendiculaires aux directions des dilatations, mais simplement parallèles aux murettes. Il en résulte dans les travées biaises une forte proportion du mouvement réalisé par glissement.

César Villalba Granda

L'auteur décrit trois ponts construits par lui.

I. Le pont de Pedrigo a treize arches en béton armé de 32 mètres de portée à tablier supérieur encadrant une arche de 75 mètres en bow-string, celle-ci étant construite, sans échafaudage, sur cintre métallique incorporé.

II. Le pont de Duero à Peñafiel comprend trois arches de 40 mètres à tablier intermédiaire. Les cintres métalliques incorporés sont formés d'éléments soudés en atelier, assemblés par boulons.

III. Le pont du Besos à Barcelone est un cantilever à poutres sous chaussée, sans culées.

Les portées sont 10 - 40 - 45 - 40 et 10 mètres.

Il s'agit donc d'ouvrages importants.

Le pont du Pedrigo a des fondations sur pieux pour les travées latérales, et directement sur rocher pour la travée centrale, le terrain émergeant est de qualité très médiocre.

Le pont du Duero est intéressant par son mode de construction.

Le pont du Besos à Barcelone donne un exemple de solution par cantilever bien adaptée.

Le mémoire malheureusement ne donne pas de calculs et n'est pas très développé.

J. Fougerolle et N. Esquillan

Les auteurs décrivent le *grand pont de la Coudette* sur le Gave de Pau (portée $111^{m}28$).

Il est constitué par un bow-string d'un type spécial dit à liaisons triangulées, celles-ci étant réalisées par des suspentes en acier nu de qualité mi-dur.

Il en résulte une économie importante de poids et une diminution des aciers par la triangulation.

En outre les aciers du tirant sont mis en tension préalable par la poussée du cintre.

Les arcs ont été coulés en quatre fois, et mis en charge par vérins à chaque phase.

Les épreuves ont été faites par une surcharge hydraulique disposée en tronçons dans des bacs, afin de réaliser les cas de charges défavorables.

Malgré sa grande portée il n'a consommé par mètre carré de tablier que 261 kg d'acier et 0,728 m^3 de béton ce qui correspond à un ouvrage très économique.

Société Edmond Coignet

Pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire

La description de cet important ouvrage de 108 mètres de portée et de 25 mètres de flèche définit la solution adoptée.

L'arche est en béton plein, construite par rouleaux décintrés par vérins.

Le cintre en bois cloué d'une seule portée formant voûte intérieure est mis en place en trois tronçons construits sur chantier pour le tronçon central, et rabattus pour les tronçons de rive.

Les rouleaux ont une épaisseur relative variable, afin d'éviter les contraintes de traction.

Pont de Savoie

Cette arche de 80 mètres de portée et de 27 mètres de flèche est ici construite en deux anneaux.

Le décintrement a été fait par vérins à la clé et articulations provisoires aux naissances.

Le cintre est également en bois cloué, mais formé de deux tronçons rabattus.

Il est ripé pour construire le deuxième anneau.

Ces deux ouvrages sont particulièrement intéressants.

Les données du mémoire ne comportent malheureusement ni calculs ni définition des détails importants.

Département des ponts du Ministère de la Technique à Prague

Divers ponts-routes en Tchécoslovaquie

Le mémoire décrit cinq ponts.

Le grand ouvrage de *Podolsko sur la Vltava* comporte une voûte encastrée de 150 mètres de portée et $41^{m}80$ de flèche.

La section droite a une épaisseur constante de 2 mètres, une largeur variable (de $7^{m}50$ à $9^{m}50$). Il comporte également huit petites voûtes à deux articulations de $35^{m}65$ de portée.

Leur largeur est constante ($7^{m}50$) ainsi que l'épaisseur ($0^{m}75$) et deux voûtes d'élégissement.

Le mémoire ne comporte pas assez de calculs et de détails pour permettre de comprendre la valeur des dispositions adoptées.

Il eût été également très désirable de trouver dans le mémoire des détails précis et des calculs pour les quatre autres ouvrages, eux aussi très intéressants :

Pont de *Vestec sur la Vltava* : cantilever de $36^{m}85$, $3 \times 52^{m}50$ et $36^{m}85$.

Pont *E. Benès à Stéchovice* : 114 mètres d'ouverture, 18 mètres de flèche.

Pont de *Loket sur l'Ohre* : portées de 14 mètres, 60 mètres et 14 mètres.

Enfin le pont de *Senohraby sur la Smejkalka* avec une portée de 120 mètres et une flèche de $25^{m}54$.

Un tablier résistant prélève 40 % des moments.

A. Paduart

L'auteur décrit avec soin et détaille les dispositifs de deux ouvrages en béton précontraint, le premier est un ouvrage expérimental, le deuxième un ouvrage définitif de $44^{m}50$ de portée et de 2 mètres de largeur sur le canal de Bruxelles à Charleroi.

La précontrainte est réalisée par des barres de fort diamètre (40 mm) en acier ayant 75 kg/mm² de limite élastique, 95 kg/mm² de limite de rupture, tendus au maximum à 70 kg/mm².

La fixation se fait par filetage sur les extrémités de barres refoulées, ce qui permet d'utiliser toute la résistance de la barre.

Les dispositions sont simples et judicieuses.

G. Magnel

Applications du béton précontraint

L'auteur dans une étude descriptive fait connaître le développement rapide du béton précontraint en Belgique, d'après les procédés Freyssinet, mais avec un outillage original.

La séparation due aux événements de la récente guerre a orienté les constructions belges vers l'emploi d'un procédé particulier de fixation terminale des fils des câbles prétendus.

Ces fils ont, suivant les applications, soit 5 mm, soit 7 mm de diamètre. Ils sont fixés par des organes normalisés en acier coulé, formés de plaques sandwich et de clavettes.

En principe l'emplacement des câbles est réservé au bétonnage par le dispositif classique du prisme de caoutchouc creux qui s'extrait par simple traction, ce qui permet d'adopter le tracé optimum.

Les réalisations sont importantes et comportent en particulier un pont sous voie ferrée formé, sous chacune des six voies, d'une dalle de 20 mètres de portée, et une très grande usine textile à Gand qui ne couvre pas moins de 35.000 m², avec des espacements de colonnes de $21^{m}60 \times 14^{m}40$.

Il convient également de mentionner un hangar d'aviation de 50 mètres de portée, mais surtout le déplacement par relèvement des tours médiévales du pont des Trous à Tournai.

Le mémoire est purement descriptif, et en raison de la qualité des réalisations il serait intéressant qu'il soit complété ultérieurement par un exposé méthodique des procédés de calcul, et des moyens de mise en place.

E. Freyssinet

Dans quatre mémoires importants, M. Freyssinet expose sa conception d'ensemble aux multiples points de vue technique, économique et philosophique de l'emploi du béton précontraint.

Ponts

Le premier mémoire traite de la question des ponts et montre tout ce qu'il est permis d'attendre des nouveaux procédés, en faisant emploi pour les bétons de matériaux de haute qualité mis en place par les procédés industriels de serrage.

Les résistances en compression simple qu'il atteint couramment, de 500 à 550 kg/cm² à moins de 90 jours permettent d'utiliser une contrainte normale de 140 à 160 kg/cm².

Un prisme à section carrée de 1 mètre de côté sous-tendu par les aciers de la précontrainte peut ainsi supporter un moment théorique de 700 tonnes-mètres, soit environ le quadruple d'un prisme de même forme en béton courant de bonne qualité.

Il est possible d'obtenir beaucoup mieux encore dans des bétons préfabriqués en usine avec des vibrations et des compressions intenses.

L'auteur examine successivement l'utilisation :

En *dalles simples coulées en place ;*
En *poutres coulées en place ;*
En *poutres préfabriquées assemblées après coup ;*
En *poutres coulées sur berges ;*
En *poutres formées d'éléments préfabriqués.*

Dans ce cas, M. Freyssinet prévoit l'emploi de bétons ayant une résistance régulière à la compression de 1 200 kg/cm², ce qui permet d'envisager des ouvrages en béton précontraint du même poids que les ponts en acier.

L'auteur suggère l'emploi de formes particulièrement élancées permettant de faciliter l'exécution des ouvrages d'art au-dessus des voies navigables ou des voies ferrées.

Enfin il donne la référence des nombreux travaux exécutés ou en exécution.

Piste d'envol.

L'auteur traite l'utilisation du béton précontraint pour les pistes d'envol dans un mémoire très intéressant où il pose clairement le problème des charges, des dilatations et des déformations compatibles entre la piste et sa fondation.

Il en déduit la façon d'utiliser la précontrainte par des dispositions originales dont la première application a été faite sur l'aérodrome national d'Orly pour 60 mètres de largeur et 400 mètres de longueur.

La piste en béton précontraint de 16 cm d'épaisseur a supporté aux essais 100 tonnes sur un cercle de 1 mètre de diamètre.

Par sa souplesse, elle peut suivre sans fissure, les déformations normales du terrain d'appui.

Traverses en béton précontraint

Celles-ci sont soumises à des efforts qui dépendent non seulement de la charge des essieux mais encore de l'élasticité de la plate-forme et de la traverse elle-même.

Les traverses de joints supportent des efforts particulièrement élevés.

L'auteur étudie la liaison rail-traverse, et propose un dispositif spécial.

Il détermine les meilleures armatures du corps de la traverse lui-même et surtout leurs liaisons terminales.

Les traverses en béton de haute qualité seront certainement utilisées en grand nombre dans les réseaux de voies ferrées.

Leur poids et leur inertie leur confèrent des qualités remarquables pour les convois animés de grandes vitesses ayant besoin d'une voie stable.

Ouvrages étanches et résistants

L'auteur définit les qualités nécessaires à de telles réalisations, tuyaux, réservoirs, barrages, etc.

Il montre les résultats obtenus extrêmement remarquables au point de vue de l'étanchéité, dès qu'il est fait appel à une pression préalable suffisante d'un béton plein.

Mais le frettage sous tension d'un cylindre de béton préalablement fabriqué entraîne des difficultés de protection efficace des armatures.

La mise en tension d'armatures noyées dans le béton dès l'origine est

une méthode de choix, dont l'auteur a poursuivi avec opiniâtreté la mise au point et dont il décrit toutes les phases.

La construction des réservoirs n'est pas la moins intéressante, ainsi que celle des barrages et de leurs accessoires tels que les vannes.

Les applications à l'Oued Fodda et au barrage de Beni Badhel témoignent d'une technique maîtresse de ses méthodes et de ses procédés d'exécution.

Enfin l'auteur termine par l'application très remarquable aux galeries souterraines soumises à de fortes pressions extérieures.

Pour les ingénieurs familiarisés avec les conceptions de la précontrainte, ces mémoires seront d'un haut intérêt, en ce qu'ils indiquent à la fois les difficultés d'application et les moyens efficaces de les surmonter.

Résumé des conclusions générales pour le thème IIa

Toutes les communications présentées démontrent une fois de plus la place si importante du béton armé dans les constructions modernes, et la maîtrise d'emploi due à près d'un siècle d'applications en progrès continus.

A l'expérimentation directe qui a déterminé les premiers procédés de construction se substitue peu à peu une étude détaillée des mécanismes internes, tant pour l'obtention des résistances, que pour la prévision des effets des actions climatériques, et des sollicitations multiples par les charges appliquées.

Le corps de doctrine sort peu à peu de l'empirisme, et prend rang de science dans un domaine où interviennent les interférences les plus complexes d'actions physiques très diverses.

Les communications présentées pourront ainsi donner lieu dans la prochaine réunion à des discussions et à des mises au point intéressantes pour la marche du progrès.

•

Zusammenfassung der allgemeinen Schlussfolgerungen zu Thema IIa

Alle eingesandten Beiträge zeigen erneut die wichtige Rolle, die der Eisenbeton bei den modernen Bauwerken spielt, sowie die Beherrschung seiner Anwendung, die in fast einem Jahrhundert durch stetigen Fortschritt erworben wurde.

An Stelle des direkten Experimentierens zur Zeit der ersten Bauausführungen ist nach und nach ein bis ins Einzelne gehendes Studium der innern Spannungsverhältnisse getreten; dies betrifft im Besondern die Erreichung hoher Festigkeiten, den Schutz gegen Witterungseinflüsse, sowie die Vorausbestimmung von Beanspruchungen bei allen möglichen Belastungsfällen.

Die Theorie ersetzt somit Schritt für Schritt die empirische Arbeitsweise und entwickelt sich zu einer selbständigen Wissenschaft in einem Gebiet, wo die Wechselwirkungen der verschiedensten physikalischen Vorgänge von ausschlaggebender Bedeutung sind.

Die vorliegenden Arbeiten können somit am kommenden Kongress Anregung zu Diskussionen und interessanten Abklärungen für den weiteren Fortschritt geben.

Summary of the general conclusions for theme IIa

All the papers handed in show once more the very important part played by reinforced concrete in modern constructional work, and the masterly way in which it is used, due to nearly a century of practice and constant progress.

To direct experimentation, as used in the first constructional methods, there has gradually been substituted a detailed study of internal mechanisms, both for the purpose of obtaining resistance and for making allowance for climateric actions and stresses multiplied by the loads applied.

A doctrinal body is gradually emerging from empiricism and taking its place as a science in a domain where there intervene the most complex interferences of very diverse physical actions.

The papers presented can therefore give rise at the next meeting to discussion and interesting explanations to further the progress achieved so far.

Résumé des conclusions générales pour le thème IId

Les mémoires relatifs à la réalisation des ouvrages d'art présentent pour la plupart le grand intérêt de donner des précisions sur les conceptions, les modes d'exécution, les résultats obtenus.

Nous aurions aimé y trouver plus développés les chapitres relatifs à la discussion préalable de la solution choisie, aux calculs d'économie, de sécurité, à la rapidité d'exécution.

Mais un point essentiel est acquis. La grande portée de règle avec les nouveaux procédés a permis de réaliser des ouvrages d'une qualité non encore égalée au point de vue du faible encombrement, des facilités de la circulation, du respect de l'écoulement des crues.

Et en particulier la reconstruction des voies de transport détruites par la guerre a été permise dans un temps court, et avec des solutions le plus souvent définitives, grâce à l'optimisme et à l'audace raisonnée des grands constructeurs.

Zusammenfassung der allgemeinen Schlussfolgerungen zu Thema IId

Die Arbeiten, die sich auf die ausgeführten Bauwerke beziehen, sind hauptsächlich von Interesse für die Klarstellung der Auffassung, für die Art der Ausführung und die erhaltenen Ergebnisse.

Es wäre wünschenswert gewesen, wenn die Abschnitte über die Begründung der gewählten Lösung, die Wirtschaftlichkeit, die Sicherheit und die Kurzfristigkeit der Ausführung etwas eingehender behandelt worden wären.

Eines wurde jedoch erreicht. Dank der grossen Spannweiten, die sich aus den neuen Verfahren ergaben, konnten Bauwerke von bisher noch unerreichter Qualität ausgeführt werden, die durch ihre bemerkenswert gute Einfügung in die verschiedensten Verhältnisse und durch ihre schlanken Dimensionen sowohl grosse Verkehrserleichterungen wie auch den Abfluss des Hochwassers bestens gewährleisten.

Im Besondern wurde die Wiederherstellung der im Kriege zerstörten Transportwege in kürzester Frist möglich und zwar können, dank dem Optimismus und den kühnen Ueberlegungen der grossen Konstrukteure, die so gewonnenen Lösungen als endgültig betrachted werden.

Summary of the general conclusions for theme IId

The papers on the subject of the creation of constructive works are mostly of great interest because they give particulars as to their conceptions, the methods of creating them and the results obtained.

We should have liked to find in them chapters more fully detailed concerning the discussion held prior to selecting such and such a method, calculations made to achieve economy, safety and rapidity of execution.

But one essential point is obtained. The large spans so often created nowadays by means of new processes have enabled builders to create structures of a hitherto unequalled quality from the standpoint of the small place they take up, facilities for traffic and provision for the evacuation of flood water.

And in particular it has been possible to rebuild the various transport highways destroyed by the war, and this in a short lapse of time, using solutions that are often permanent, thanks to the optimism and bold action of the largest constructors.

IIa1

Composition granulométrique des bétons

Granulométrie optimum. Meilleure combinaison courante. Détermination pratique

Kornzusammensetzung des Betons

Beste Kornzusammensetzung

Übliche beste Zusammensetzung aus zwei Komponenten. Praktische Bestimmung

Composition of concrete

The best composition of concrete. The usual best composition of two components

Practical definition

R. VALLETTE

Chef de la Division des Ouvrages d'Art de la S. N. C. F., Paris

La composition des bétons a fait l'objet de nombreuses études et nous avons indiqué [1] comment, après les avoir analysées, nous avons été amenés à reprendre complètement la question et à la mettre au point. Nous avons abouti à des granulométries et à des règles de composition conduisant au béton de plus haute qualité; nous avons étendu ces règles aux combinaisons binaires d'éléments courants tout venant de carrière, attendant, pour les sanctionner, les résultats des applications de chantier. Disposant aujourd'hui de ces résultats, nous pouvons donner ici, après de nombreuses déterminations, les méthodes pratiques conduisant aux meilleurs bétons de chantier.

Notre exposé comprendra : un résumé des lois et conditions régissant la composition des bétons; l'indication des granulométries et des compositions idéales; l'indication des méthodes de détermination de ces compositions avec leur application aux matériaux couramment livrés, permettant d'obtenir les meilleures combinaisons binaires possibles; enfin, la relation des résultats obtenus.

---

(1) *Travaux*, mai et août 1944.

Bases expérimentales de la composition des bétons

L'étude de la composition des bétons débute à la fin du siècle dernier. Dès ce début, les grands principes concernant la granulométrie ont été mis en évidence et il est juste et nécessaire à ce sujet de marquer la part prépondérante des chercheurs français dans ce domaine.

De Préaudeau, Durand-Claye et Alexandre d'abord, mettent en évidence l'influence de la granulométrie, puis R. Féret, dès 1892, fixe les bases, qui se révéleront définitives, de cette granulométrie et de la composition des bétons, créant ainsi la science du béton : granulométrie discontinue (sans grains moyens), eau de gâchage, fonction de la finesse des grains et proportionnelle aux quantités, emploi du minimum de grains fins, résistance fonction croissante du rapport $\frac{c}{e+v}$ (c : ciment; e : eau; v : vides) suivant les lois (en volumes absolus) :

$$R = K\left(\frac{c}{e+v} - 0{,}1\right) \quad \text{ou} \quad R = K\left(\frac{c}{c+e+v}\right)^2 .$$

Il faut ajouter à ces bases, comme éléments (également expérimentaux) ayant une influence sur la composition : l'état du béton permettant une bonne mise en œuvre (ou ouvrabilité) étudié d'abord en Amérique; la question très importante de l'effet de paroi suivant la grandeur relative des grains et des moules et éventuellement le ferraillage (béton armé), mise en évidence par M. Caquot; les procédés de mise en œuvre, vibration, transport à la pompe (qui se fondent d'ailleurs avec l'ouvrabilité).

Enfin, M. Boloney a donné une expression expérimentale de l'eau de gâchage d'un poids P de pierres de grain d_1/d_2 (fig. 1).

$$e = \frac{K\,P}{\sqrt[3]{d_1\,d_2}}$$

Les règles expérimentales de Féret furent délaissées pour des principes

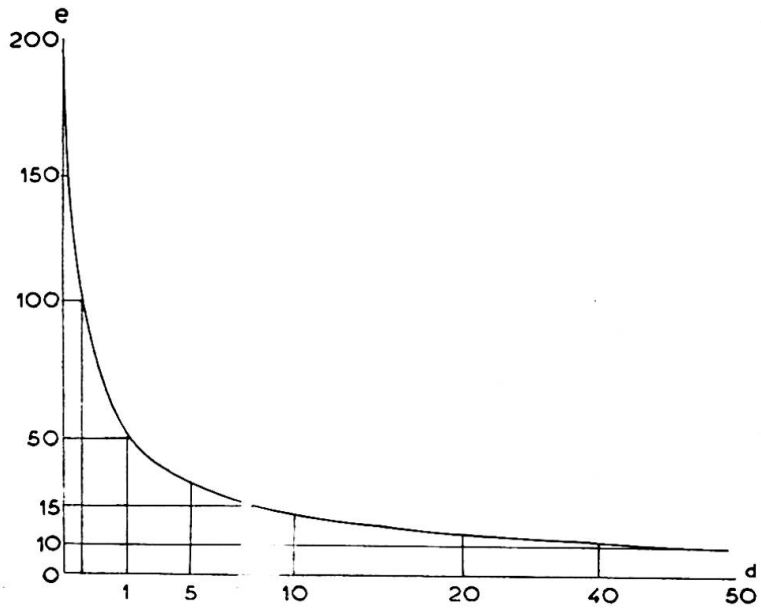


Fig. 1. Eau de gâchage des pierres en litres par mètre cube de grains de grosseur « d » en millimètres.

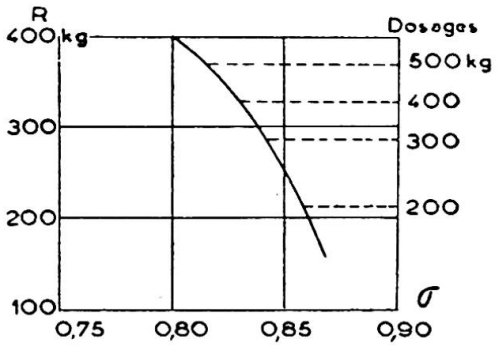


Fig. 2. Variation de la compacité σ avec le dosage C et la résistance R (σ = 889-0,17 C).

théoriques qui semblaient mieux satisfaire la raison : granulométries continues considérées comme étant les plus compactes, compacité du mélange sec ou gâché pris comme critère de qualité, mais qui ne résiste pas au contrôle expérimental, qui montre que :

Les granulométries continues composées de grains voisins, se pénétrant mal, ont une compacité particulièrement mauvaise (0,65 à 0,70) ; une composition assez discontinue donne bien mieux (près de 0,80 en binaire et de 0,90 en ternaire).

Les mélanges secs les plus compacts ne donnent d'ailleurs pas les meilleurs bétons.

La compacité du béton, elle-même, n'est pas un facteur indépendant de qualité, car elle diminue quand le dosage augmente (fig. 2). Des compacités allant de 0,43 à 0,84 ont donné de mêmes résistances (*Congrès A. I. P. C.*, 1936, *Rapport Préliminaire*, p. 1153).

Il faut donc revenir aux bases expérimentales caractérisant effectivement les critères de qualité des bétons.

Composition optima des bétons

Les qualités caractéristiques d'un béton sont : la résistance, la moindre perméabilité et la moindre porosité.

Les lois expérimentales montrent que ces qualités sont présentées par les compositions pleines exigeant, pour leur mise en œuvre, le minimum d'eau de gâchage pour un dosage fixé $\left(\text{maximum de } \frac{C}{E}\right)$ et que, pour satisfaire à cette dernière condition, il faut employer les plus grosses granulométries.

Partant de ces bases, nous avons recherché et déterminé :

1° La grosseur relative la plus forte des grains secondaires D_2/d_2 pouvant remplir une structure primaire D_1/d_1 à gros grains;

2° L'échelle granulométrique complète des pierres à employer dans les compositions;

3° Les méthodes donnant les proportions de chaque catégorie à utiliser, suivant le dosage, pour obtenir le plus grand rapport $\frac{C}{E}$.

4° Les formules de composition dans quelques cas définis;

5° L'extension de la méthode aux compositions binaires gravier-sable, de matériaux tout venant livrés habituellement sur les chantiers (béton à minimum de sable).

a) Granulométrie idéale

Les grains D_1 de la première catégorie doivent être pris le plus gros que le permet la nature des travaux et d_1 doit être très voisin de D_1 pour *obtenir de gros vides*. Nous avons pris 2 passoires voisines $d_1 = 0{,}63\ D_1$ (incorporer les grains $0{,}63\ D_1/0{,}2\ D_1$ suivants, ne donne *aucun gain sur le vide total* et crée des vides fins).

Pour les grains de la seconde catégorie D_2/d_2 qui doivent être pris du plus gros module pouvant pénétrer dans la formation primaire sans la déranger, un essai est nécessaire (en fixant $d_2 = 0{,}63D_2$ environ comme pour la première catégorie). Les essais (sur pierres roulées) nous ont conduits à fixer $D_2 = 0{,}2\ d_1$ (*on gagne très peu* sur le remplissage avec de *plus petits grains* et on perd nettement sur *l'eau de mouillage*).

Les autres catégories, ternaires et quaternaires, sont à fixer par principe dans les mêmes conditions (formations homothétiques).

On arrive ainsi à des granulométries-types telles que les suivantes avec

$$d_1 = 0{,}63\ D_1, \quad D_2 = 0{,}2 \text{ à } 0{,}25\ d_2, \quad D_3 \approx 0{,}3\ d_2$$

$$\frac{d_2}{D_2} = \frac{d_3}{D_3} = \frac{d_4}{D_4} = 0{,}5$$

Eléments	Béton cyclopéen		Cailloux		Gravillon	Mortiers	
Primaire D_1/d_1. .	400/250	200/120	100/63	63/40	25/16	10/6,3	3,2/1,6
Secondaire D_2/d_2 .	63/32	25/16	16/8	10/5	3,2/1,6	1,6/0,8	0,32/0,16
Ternaire D_3/d_3 . .	10/5	5/2,5	2,5/1,2	1,6/0,8	0,6/0,2	—	—
Quaternaire D_4/d_4.	1,6/0,8	0,8/0,3	0,32/0,16	0,25/0,12	—	—	—

b) Composition

Il s'agit de déterminer les proportions à employer des diverses catégories de grains pour obtenir avec le *minimum* d'eau un *mélange plein* en place dans les moules correspondant à ceux du chantier et avec les moyens de mise en œuvre prévus.

Avec le *béton armé*, les armatures sont à considérer, d'abord pour fixer D_1, qui doit passer dans les mailles et intervalles et ensuite comme effet de parois, mais très faiblement, leur volume relatif étant réduit (en moyenne 2 à 3 %) certains nœuds exceptionnels d'armatures étant traités à part en les chargeant en mortier.

On voit, d'après cette définition du béton, que la détermination de sa composition comporte nécessairement une partie expérimentale pour contrôler sa facilité de moulage avec les moyens prévus (ouvrabilité) et le remplissage des moules à pâte ressuante.

On voit, d'autre part, qu'il faut employer le moins possible de grains des dernières catégories pour avoir le minimum d'eau (*béton à minimum de sable*).

Nous avons recherché et utilisé diverses méthodes pour réaliser toutes les conditions; finalement, nous nous sommes arrêtés à la suivante, mise au point au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics, et qui s'est montrée si générale et si sûre qu'on peut considérer comme définitivement réglée la question de la détermination pratique des bétons.

c) Méthode

La méthode (qui peut être pratiquée directement au chantier) consiste à déterminer, en partant des dernières catégories, les mortiers de dosage minimum, puis à introduire le maximum de gravier compatible avec le bon remplissage des moules; enfin, à réaliser le dosage prévu en substituant, pour le dosage fixé, de la pâte pure aux sables fins (plein pour plein).

Le bon remplissage se constate par la ressuée de la pâte pure et peut se contrôler par le calcul des volumes apparent et absolu.

On se guide, pour les déterminations, sur le vide et les eaux de mouillage des éléments. Voici, par exemple, l'opération pour un béton de gravillon avec la granulométrie discontinue idéale.

d) Application

Béton de gravillon, g 25/16, vibré, pierres roulées, ciment Portland.

1° *Sable secondaire* s_1, *3,2/1.6.*

Volume apparent : 1
Vides (grains mouillés) : 0,370
Volume plein mouillé : 0,630

2° *Mortier de dosage minimum* à pâte ressuante, volume de pâte égal aux vides avec un léger excès (1 kg de ciment mouillé à 0,23 C donne un volume de 0,56 litre).

3° *Béton binaire de dosage minimum* par incorporation au mortier du maximum de gravillon mouillé permettant un bon moulage, donnant au mètre cube de béton : en volumes absolus (moule de 2 litres, béton armé) :

$$540\ g + 238\ s + 309 \text{ kg C} + \text{eau} : 120 \text{ litres} = 1\ 000$$

Et en volumes apparents :
Gravillon : 980, sable : 424, ciment : 309 kg.

4° *Béton pratique à minimum de sable pour un dosage C quelconque* (fig. 3).

C > 309 kg. Un volume de pâte pure (C-309)0,56 est à substituer à un égal volume plein mouillé de sable, soit 0,63 *s* (*s* volume apparent) donnant la composition :

$$g = 980,\ s = 0{,}89\ (785 - C)$$

C < 309 kg. Il faut substituer à (309 — C) kg de ciment, un volume apparent *t* de sable ternaire tel que les volumes pleins mouillés soient égaux (compacité du sable ternaire mouillé 0,74 *t*) donnant la composition :

$$g = 980,\ s = 424,\ t = 0{,}76\ (309 - C).$$

5° *Rapport* $\frac{C}{E}$ *et résistance.*

On obtient des rapports $\frac{C}{E}$ remarquables donnés pour C > 309, par :

$$\frac{C}{E} = \frac{C}{67 + 0{,}168\ C}$$

soit : 2,78, 3 et 3,30 pour les dosages 350, 400 et 500.

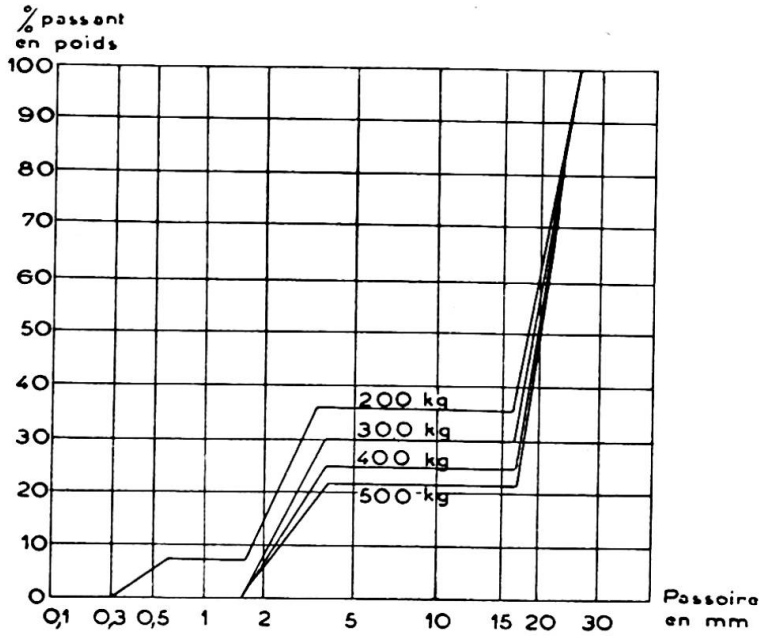


Fig. 3. Granulométrie optimum du béton de gravillon suivant dosages.

Pour $C < 309$, on a :

$$E = 90 + 0{,}093\ C$$

Si on lui adjoint la formule de Féret sous la forme (Rm résistance du mortier normal) :

$$R = 6\ Rm \left(\frac{C}{C + 3{,}1\ E}\right)^2 .$$

On remarque qu'on obtient encore une bonne résistance avec des dosages inférieurs à 200 kg.

Avec le *béton de cailloux*, les résultats sont évidemment encore plus favorables et on peut admettre des dosages inférieurs à 150 kg et on pourrait descendre à moins de 100 kg avec le *cyclopéen*.

Bétons à minimum de sable avec les matériaux tout venant de carrière, gravier et sable

Il s'agit, ici, de déterminer le mélange *gravier-sable* donnant un *béton plein et ouvrable* pour le dosage fixé, en exigeant le minimum d'eau, c'est-à-dire le mélange donnant ces conditions avec le *minimum de sable*.

C'est uniquement un problème de confection pratique du béton qui est résolu par la méthode indiquée ci-dessus pour la granulométrie discontinue.

Cette méthode est employée à la S. N. C. F. pour toutes les natures de bétons : gros béton, béton de gravillon armé, pour parties massives ou parois minces, en opérant dans des moules correspondant à ces conditions et avec les moyens de mise en œuvre prévus : piquage, coulage, vibration, avec lissage ou non des surfaces.

Voici quelques résultats :

Carrières ou travaux / Compositions	Piacé		Courtalain	Châlons		Chantilly	Juvisy			Croslay
	Voile mince	c 50/12 s 3/0,2 moule 0,30	c 6,3/2,5 roulé g 16/1,6 } broyés s 3,5+0,4 moule 0,30	g 16/3 s 6/0,2			c 60/20 g 85/10 s 7/0,2			25/7 20/0,2 0,20
				voûte	béquille		0,20		0,30	
Caillou .	—	1030	820	—	—	—	—	950	970	—
Gravillon.	920	—	135	800	950	990	975	broyé	roulé	325
Sable . .	355	429	475	400	304	298	290	484	402	790
Ciment .	350	225	275	400	400	400	350	250	250	350
Eau. . .	146	125	146	178	160	143	143	129	114	155
C/E . . .	2,4	1,80	1,88	2,26	2,50	2,80	2,45	1,93	2,2	2,26

Remarques

Les compositions variées indiquées, qui sont incontestablement les *meilleures qu'on puisse obtenir* avec les matériaux livrés montrent combien sont peu justifiées les compositions fixes (800/400 ou à courbe de référence). Les rapports C/E restent remarquables.

A dosage égal, ces rapports C/E sont d'autant meilleurs qu'on se rapproche plus des granulométries discontinues optima dont les compositions se retrouvent alors (Juvisy). Les sables fins sont défavorables, mais il y a auto-correction, car ce sont eux qui restent en moindre quantité avec la méthode utilisée.

Avec les pierres de broyage, on a trouvé des vides de 54 % pour le gravillon et jusqu'à 60 % pour des sables. Leur mise en place est plus difficile, aussi, la proportion de sable augmente, surtout en petite épaisseur, mais, là encore, la méthode indiquée permet d'obtenir les *meilleures conditions*.

Toutes ces compositions, *faibles en sable et en eau*, surprennent les chantiers aux premières gâchées, le béton apparaissant comme un tas de graviers non liés, mais leur bonne mise en œuvre sous la vibration rassure de suite. Un tour de main vite trouvé est nécessaire avec la vibration interne pour éviter le creux que forme l'aiguille avec ces mélanges qui deviennent tout de suite très fermes.

Résumé

Les bases définitives de la composition des bétons sont fournies par les *lois et règles de M. R. Feret* et par les conditions du bon remplissage des moules, compte tenu de l'effet de paroi et des moyens de mise en œuvre.

Ces lois expriment, d'une part, que les meilleurs bétons sont ceux qui exigent le *moins d'eau* pour leur mise en œuvre et, d'autre part, que cette quantité d'eau est fonction de la granulométrie des pierres, les plus petits grains exigeant le plus d'eau.

Ces conditions conduisent à rechercher comme *compositions idéales* celles qui fournissent un béton plein avec les plus gros grains possibles. La solution est donnée par une *granulométrie très discontinue*, formée de catégories de grains de grosseurs voisines dans chaque catégorie et très

distinctes entre catégories, de façon à assurer le remplissage des vides sans déranger les grains. Le mélange des catégories doit alors être fait de façon à utiliser le *moins possible de sable fin* pour obtenir le remplissage de la composition.

Ce *béton plein à minimum de grains fins* est obtenu automatiquement par une méthode expérimentale qui constitue un contrôle de l'état du béton. On obtient ainsi *avec certitude* le béton de plus haute qualité.

Quand on n'est pas maître de la granulométrie et qu'on doit employer les *matériaux tout venant* de carrières, les mêmes bases conduisent à rechercher le *béton à minimum de sable*. Il est obtenu par la même méthode expérimentale de composition que pour le béton ci-dessus et fournit la meilleure solution possible dans ce cas.

Les dispositions de cette méthode, qui fait intervenir les vides des structures de grains, leur eau de mouillage et les conditions de leur mélange, permettent de juger les granulométries et les compositions et d'acquérir la maîtrise des bétons.

Les conditions mêmes de la détermination de ces bétons montrent que les autres bases : compacité des mélanges secs, granulométries continues à courbe de référence, qui sont sans lien avec les lois expérimentales, ne peuvent conduire aux compositions optima qui viennent d'être fixées et qu'elles ne peuvent être retenues pour ce but.

On donne ici : les granulométries-types optima, les méthodes de détermination des compositions, l'application de ces méthodes pour ces granulométries-types, discontinues, puis, pour les matériaux tout-venant, l'évaluation de la résistance des bétons, en fonction du dosage et de la granulométrie; enfin les résultats remarquables obtenus dans l'application de ces bétons aux chantiers de la S. N. C. F.

Ces résultats, en consacrant ces méthodes, permettent de considérer comme définitivement résolue la question de la détermination pratique des meilleurs bétons.

Zusammenfassung

Die endgültigen Grundlagen der Zusammensetzung des Betons sind bestimmt durch die *Gesetze und Regeln von Feret* und durch die Bedingungen der guten Füllung der Schalung, wobei der Wirkung der Wände und der Betonherstellung Rechnung getragen wird.

Diese Gesetze drücken einerseits aus, dass die besten Betonsorten diejenigen sind, die zur Herstellung am *wenigsten Wasser* brauchen und anderseits, dass die Wassermenge eine Funktion der Granulometrie darstellt, wobei die kleineren Kornabstufungen am meisten Wasser verlangen.

Diese Bedingungen zeigen, dass die *optimalen Zusammensetzungen* diejenigen sind, die uns einen dichten Beton mit möglichst grossen Körnern liefern. Die Lösung ist gegeben durch eine *lückenhafte Kornabstufung*, zusammengesetzt aus Kategorien von Körnern gleicher Grössenordnung. Diese Kategorien unterscheiden sich stark voneinander, damit die Hohlräume sich füllen können ohne die Kornzusammensetzung zu stören. Die Kategorien sollen so gemischt werden, dass man *möglichst wenig Feinsand* braucht, um trotzdem die Hohlräume möglichst gut zu füllen.

Dieser dichte Beton mit einem Minimum an Feinkorn ergibt sich von

selbst nach einer experimentellen Methode, welche zugleich eine Kontrolle des Betons ermöglicht. Man erhält auf diese Weise *mit Sicherheit* einen Beton von höchster Qualität.

Wenn man auf die Granulometrie keinen Einfluss haben kann und das *Grubenmaterial wie es ist verwenden muss*, so führen dieselben Grundlagen dazu, einen *Beton mit einem Minimum an Sand* herzustellen, wobei dieselbe experimentelle Methode für die Zusammensetzung zur Anwendung gelangt.

Die Anordnungen dieser Methode, welche auf die Hohlräume der Kornstrukturen, das Anmachwasser und die Mischungsbedingungen aufbaut, erlauben ein sicheres Urteil über die Kornabstufungen und die Zusammensetzungen und führen zur vollständigen Beherrschung der Betonqualität.

Die Bedingung selbst für die Bestimmung dieser Betonsorten zeigt, dass die andern Grundlagen : Die Dichte der Trockenmischung, die stetige Kornzusammensetzungskurve, welche erdacht und ohne Zusammenhang mit den experimentellen Gesetzen sind, nicht zu den optimalen Zusammensetzungen führen können, wie sie eben aufgezeigt wurden und daher für diesen Zweck nicht mehr weiter zur Anwendung gelangen können.

Im Folgenden wird gegeben : Die Charakteristiken der optimalen Kornabstufungen, die Methoden für die Bestimmung der Zusammensetzungen, die Anwendung dieser Methoden für diese unstetigen Kornabstufungstypen; ferner für ungeeignete Kies-Sand-Mischungen, die Abschätzung der Betonfestigkeit, in Abhängigkeit der Zementdosierung und der Kornabstufung; endlich wird auf die hervorragenden Ergebnisse in der Anwendung dieser Betonsorten auf den Baustellen der S. N. C. F. hingewiesen.

Diese Ergebnisse, welche diese Methoden legitimieren, erlauben es, die Frage nach der praktischen Bestimmung der besten Betonsorten als gelöst zu betrachten.

Summary

The conclusive basic rules for the composition of concrete are defined in *Feret's Rules & Regulations* and conditioned by a good filling of the shuttering, in which account is taken of the effect of the walls and preparation of the concrete.

These rules state, on the one hand, that the best kinds of concrete are those requiring in their preparation the *least amount of water* and on the other hand that the quantity of water represents a function of grading, in which the small-grain grades require the most water.

These provisos show that the best compositions are those which give us a rich concrete with the largest possible grains. The solution is given in a very *incomplete grading*, composed of categories of grains of the same size. These categories vary a lot from one another, in order that the voids may be filled without disturbing the composition of the grains. The categories should be so mixed that *as little fine sand* as possible be used, in order to fill the voids as well as possible.

This rich concrete with a minimum of fine grains is obtained automatically, according to an experimental method which makes a control of the

concrete possible at the same time. By acting thus, a concrete of the highest quality is sure to be obtained.

If it is not possible to rely upon grading and the *excavated material has to be used as it is*, these rules lead to obtaining *concrete with a minimum of sand*, in which this experimental method for the composition is used.

The instructions of this method, which relies on the voids of the grain structures, the water to be added and the conditions for carrying out the mixing, enable us to form a sound judgement of the grading of grains and the compositions and lead to an absolute controlling of the quality of the concrete.

The proviso itself for the definition of these kinds of concrete shows that the other rudiments : density of the dry mixture, constant curve of the composition of grains, which were devised without any cohesion with experimental laws, cannot lead to perfect compositions in the manner in which they were compiled and can therefore no longer be used for this purpose.

The author then enumerates : characteristics of optimum grading, methods for defining compositions, the use of these methods for such inconstant grading; for unsuitable mixtures of sand and gravel the evaluation of strength, depending on the admixture of cement and grading of grains. Finally, he points to the excellent results in the use of these kinds of concrete obtained in works completed by the S. N. C. F.

These results, which prove the methods cited, enable us to regard the question of practical selection of the best kinds of concrete as solved.

IIa2

Vibration du béton et du béton armé

(Recherches et règles – Quelques travaux exécutés)

Vibrieren von Beton und Eisenbeton

(Nachforschungen und Richtlinien – Einige ausgeführte Konstruktionen)

Vibration of concrete and reinforced concrete

(Research and regulations – Some works carried out)

R. DUTRON

Directeur du Laboratoire de Recherches et de Contrôle G. P. C.
Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique, Bruxelles

Parmi les facteurs qui contribuent à la réalisation d'un béton de qualité, il faut retenir spécialement les moyens de serrage. Dans ses débuts, le béton était mis en place peu mouillé et damé énergiquement à la main. Dans la suite, la présence d'armatures parfois très denses et le désir d'accroître le rendement ont conduit à l'emploi d'un béton beaucoup plus plastique et même fluide pouvant être coulé.

La mise en évidence, par l'importance du rapport $\frac{C}{E}$ dans les formules de résistance du béton, de l'influence de la quantité d'eau de gâchage a quelque peu freiné le recours à une fluidité excessive; cependant un minimum de plasticité reste indispensable pour les bétons fortement armés tant que l'on n'use que du damage et du piquage à la main comme moyen de serrage au détriment de la compacité et de la résistance du béton.

Le problème était de conférer une possibilité et une facilité de mise en place, dans les conditions les plus difficiles, aux bétons de compositions granulométriques les plus favorables, même si elles sont nuisibles à l'ouvrabilité, et aussi peu mouillés que possible.

La solution la plus simple et la plus efficace présentement connue est la vibration. Grâce au perfectionnement, à la légèreté et à la maniabilité des appareils vibrants dont on dispose actuellement, l'emploi de la vibration est rendu facile dans les conditions les plus diverses des chantiers, mais la généralisation de l'usage de la vibration rencontre encore des obstacles dressés soit par la routine, soit par un défaut de connaissances

des règles essentielles d'application du procédé, soit encore en conséquence par l'impéritie ou le manque de confiance du personnel d'entreprise.

Les recherches en laboratoire et la pratique des chantiers sont cependant d'accord pour reconnaître les avantages de la vibration, et ceux-ci sont tels que la sécurité des ouvrages peut être accrue et que la composition des bétons peut être rendue plus économique, à égalité de résistance, malgré les frais supplémentaires qu'entraîne le serrage par vibration. Mais les recommandations pratiques d'exécution ou bien faisaient encore défaut ou bien demandaient à être contrôlées.

C'est pourquoi le Ministère des Travaux publics de Belgique a estimé utile d'entreprendre de nouveaux essais. Leur objet était d'obtenir confirmation de l'efficacité et des avantages de la vibration, de juger de la pertinence de certaines critiques et principalement d'établir quelques règles de vibration du béton et du béton armé sur chantier.

Notre Laboratoire a eu l'honneur d'être chargé d'exécuter ces recherches. Ne pouvant les décrire dans le détail, nous nous bornons à en indiquer l'essentiel et à en exposer les conclusions ainsi que les directives pratiques qui en ont été déduites.

Caractéristiques générales des bétons vibrés

Une première série d'essais a eu pour objet de mettre en comparaison le serrage de bétons de diverses granulométries 0/20 à 0/60 mm par vibration interne, par vibration sur table et par damage à la main. Il en a été tiré les conclusions suivantes :

— La vibration élargit le domaine d'application des lois et des règles connues concernant les propriétés physiques et mécaniques des bétons en général. Elle l'étend à des bétons de consistance beaucoup plus raide, parce que peu mouillés, composés de pierrailles de plus grande dimension et de moins de mortier, tout en leur assurant une mise en œuvre aisée et parfaite.

Les courbes granulométriques, les principes de granulométrie discontinue, la notion du module de finesse conservent toute leur utilité pour faire choix du dosage le plus rationnel, à la condition d'étendre leur application à des mélanges à pierrailles plus grosses, à proportion réduite de sable et à ouvrabilité moindre. Les limites à ces trois dernières conditions sont fixées par les conditions particulières du travail : moyens de vibration, dimensions et forme des coffrages, ferraillage et effet de paroi. Ces limites se traduisent par la nécessité d'enrober suffisamment les gros agrégats du béton après vibration d'une part, et d'éviter d'autre part un excès de mortier refluant en surface, nuisible à la résistance et favorable à la ségrégation.

— Les conditions ci-dessus étant supposé remplies, les avantages bien connus de la vibration se résument comme suit :

a) Accroissement des caractéristiques : densité, compacité, résistance à la compression et à la flexion des bétons, d'où il résulte soit une augmentation de la sécurité des ouvrages ou une réduction de leurs dimensions ou de plus courts délais de décoffrage, ou encore une réduction de la richesse en ciment;

b) Diminution du retrait et du fluage, augmentation de l'imperméabilité, du moins tant que l'on n'a pas recours à une consistance trop sèche;

c) Accroissement, par un béton peu mouillé, des possibilités de transport à grande distance sans danger de ségrégation.

Dans une autre série d'essais, on a recherché l'influence de la *revibration* et de la *survibration* et examiné les conditions de bonne reprise et d'adhérence du béton à lui-même.

— Nous n'apprenons rien en disant que la revibration du béton au cours de sa prise a une action généralement favorable et en tous cas jamais nuisible sur la résistance. La revibration du béton à l'aiguille, qui à première vue peut paraître préjudiciable puisque l'aiguille doit pénétrer et déplacer le béton en prise, a conduit aux mêmes conclusions. La revibration, qu'elle soit externe, interne ou superficielle n'a donc jamais pour résultat une diminution de résistance.

— Il est également connu qu'une durée de vibration exagérée, appelée survibration, peut avoir des conséquences fâcheuses par suite de la ségrégation qu'elle provoque. Nos essais ont cependant montré que les effets de la survibration sont extrêmement peu marqués pour des bétons de consistance raide et dosés sans excès de mortier. Mais, inversement, ces effets se manifestent d'autant plus que le béton est plus riche en mortier et plus plastique. En effet, la durée de vibration efficace de ces derniers bétons étant faible, on arrive rapidement à les survibrer. Ceci conduit encore à recommander la mise en œuvre de bétons les moins plastiques possible, avec comme règle générale d'éviter toute prolongation inutile et coûteuse de la durée de vibration au delà de ce qui est indispensable au bon serrage de béton.

— L'adhérence à la reprise du béton frais sur du béton déjà en commencement de prise a été le mieux assurée par vibration interne, en prenant soin d'enfoncer l'aiguille jusque dans le béton en prise. Ce dernier est considéré comme « revibrable » tant que l'aiguille y pénètre sans difficultés et que son logement s'y referme complètement lors de l'enlèvement lent de l'aiguille. Quand cette opération n'est plus possible, il faut considérer qu'il s'agit d'une reprise à faire sur béton durci. Celle-ci s'est également montrée meilleure par vibration interne que par vibration superficielle et que par damage. On peut accroître un peu la plasticité du béton nouveau, mais ce n'est pas indispensable, pas plus que de poser une barbotine de mortier riche, pourvu que, suivant l'usage, le béton ait été rendu aussi rugueux que possible, qu'il soit propre et bien humidifié. Il est recommandé de vibrer plus longtemps (+ 50 %) la couche de béton frais en contact avec le béton durci.

Directives pour la vibration du béton

Les conclusions précédentes sont du reste généralement admises par tous les expérimentateurs et par les praticiens du béton vibré. Mais pour ces derniers, il est plus important de connaître comment doit se conduire la vibration sur chantier pour arriver à ces résultats. C'est ce qui a fait l'objet de la plus grande partie des recherches qui ont été faites à la fois sur béton non armé et sur béton armé, en se limitant à deux moyens de vibration : la vibration interne et la vibration superficielle. Pour la vibration interne, il a été fait usage d'une aiguille vibrante [1] dont les caractéristiques sont : diamètre 5,6 cm — longueur 42 cm — moment statique du

---

[1] De la Société Générale de Matériel d'Entrepreneurs S. G. M. E., à Anvers.

balourd $mr = 6{,}75 \times 10^{-4}$ masse/mètre — fréquence 6 550 — force centrifuge 315 kg ; pour la vibration superficielle, d'une génératrice Vibrogir ([2]) de fréquence 3 000, de moment statique variable par plots, choisi dans nos essais de manière à créer des forces centrifuges de 90 kg et 180 kg, la vibration se transmettant au béton par plateau.

Vibration du béton non armé

1. Vibration interne

Les essais ont eu pour but de rechercher le rayon d'action de l'aiguille vibrante et la manière de conduire la vibration en serrant, dans diverses conditions, un nombre important d'éprouvettes définies comme suit :

a) Des plateaux de 1 m de diamètre et de 30 cm d'épaisseur, l'aiguille étant placée au centre, en faisant varier la consistance du béton, la durée de vibration, la forme de la pierraille, la rigidité du moule, et en appréciant le rayon dans chaque cas par la résistance, la densité, la porosité du béton et la remontée à travers le béton de corps creux légers à des distances croissantes de l'aiguille (fig. 1) ;

b) Des poutres de 200 × 30 × 30 cm, en partant des données résultant des essais précédents, et en faisant varier la distance des points de vibration ainsi que la durée de vibration en chaque point;

c) Des colonnes de 120 × 30 × 30 cm.

Les conclusions de ces nombreux essais peuvent se résumer comme suit :

— La consistance la plus raide du béton est limitée par les deux conditions suivantes : l'aiguille doit pouvoir transmettre immédiatement sa vibration au béton avec un tassement bien marqué de celui-ci; lors de l'enlèvement lent de l'aiguille, le remplissage du creux laissé par celle-ci doit être complet

On satisfait encore facilement à ces conditions par une consistance sèche du béton dont la raideur ne doit cependant guère dépasser celle de la consistance dite « terre humide ».

La règle générale est de mettre en œuvre un béton de consistance beaucoup moins plastique que ce qu'exige la mise en place par damage pour les mêmes conditions d'exécution. A partir d'une consistance plastique, la vibration n'apporte plus d'avantages quant à la qualité du béton. Elle n'en garde qu'au point de vue facilité de mise en place.

— On vibre facilement des couches de béton de 30 à 45 cm d'épaisseur, l'épaisseur maximum étant évidemment fonction de la longueur de l'aiguille. Mais on peut aussi bien vibrer des couches plus minces de 15 à 20 cm. La première couche sur coffrage doit être vibrée plus longtemps (+ 50 %) que les couches suivantes. Pour de fortes épaisseurs, ou pour des colonnes, il est recommandé de vibrer chaque couche en faisant pénétrer l'aiguille d'environ 10 cm dans la couche inférieure.

— La vibration des poutres, dalles ou parties de béton de grande surface pose la question des emplacements et du nombre de points de vibration interne, ainsi que de la durée de vibration en chaque point. La solution dépend du rayon d'action du vibrateur qui lui-même dépend de la plasticité du béton, de la durée de vibration en même temps que de la

---

([2]) Laboratoire de Cinématique, à Bruxelles.

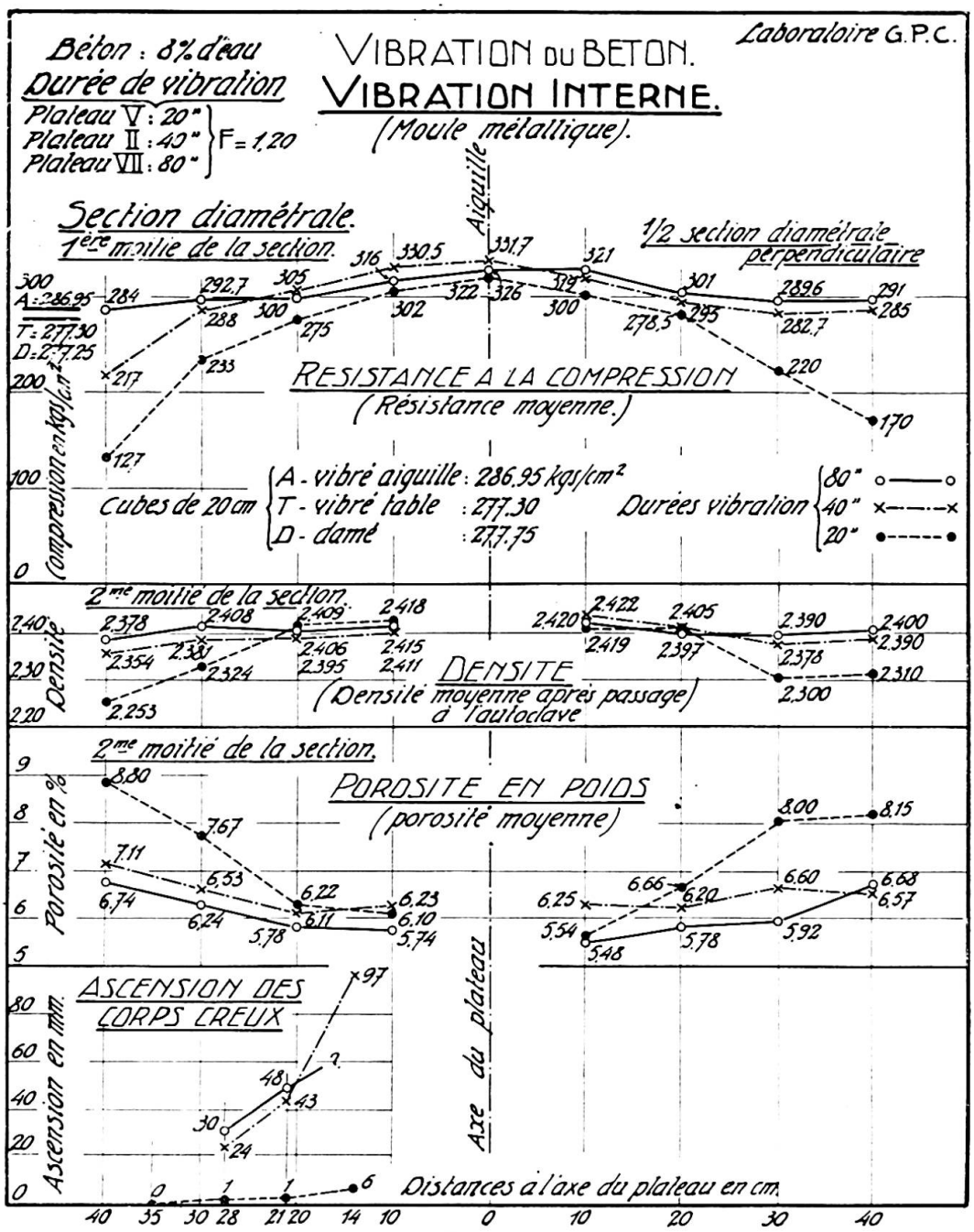


Fig. 1.

puissance et de la fréquence de l'aiguille. Pour l'aiguille de caractéristiques définies ci-dessus, le rayon d'action R en fonction de la plasticité du béton et de la durée de vibration peut se déduire de la partie inférieure du diagramme de la figure 2.

Pour chaque plasticité, le rayon d'action progresse de moins en moins quand se prolonge le temps de vibration si bien qu'il y a une limite de durée qu'il est sans intérêt et non économique de dépasser.

Il est évident que la distance D des points de vibration doit être telle que les cercles d'action se recouvrent de manière à ne laisser aucune partie du béton non vibrée. Cette condition est réalisée en donnant à D les valeurs 12/7 R ou 10/7 R suivant que les points sont disposés en quinconce ou quadrillage.

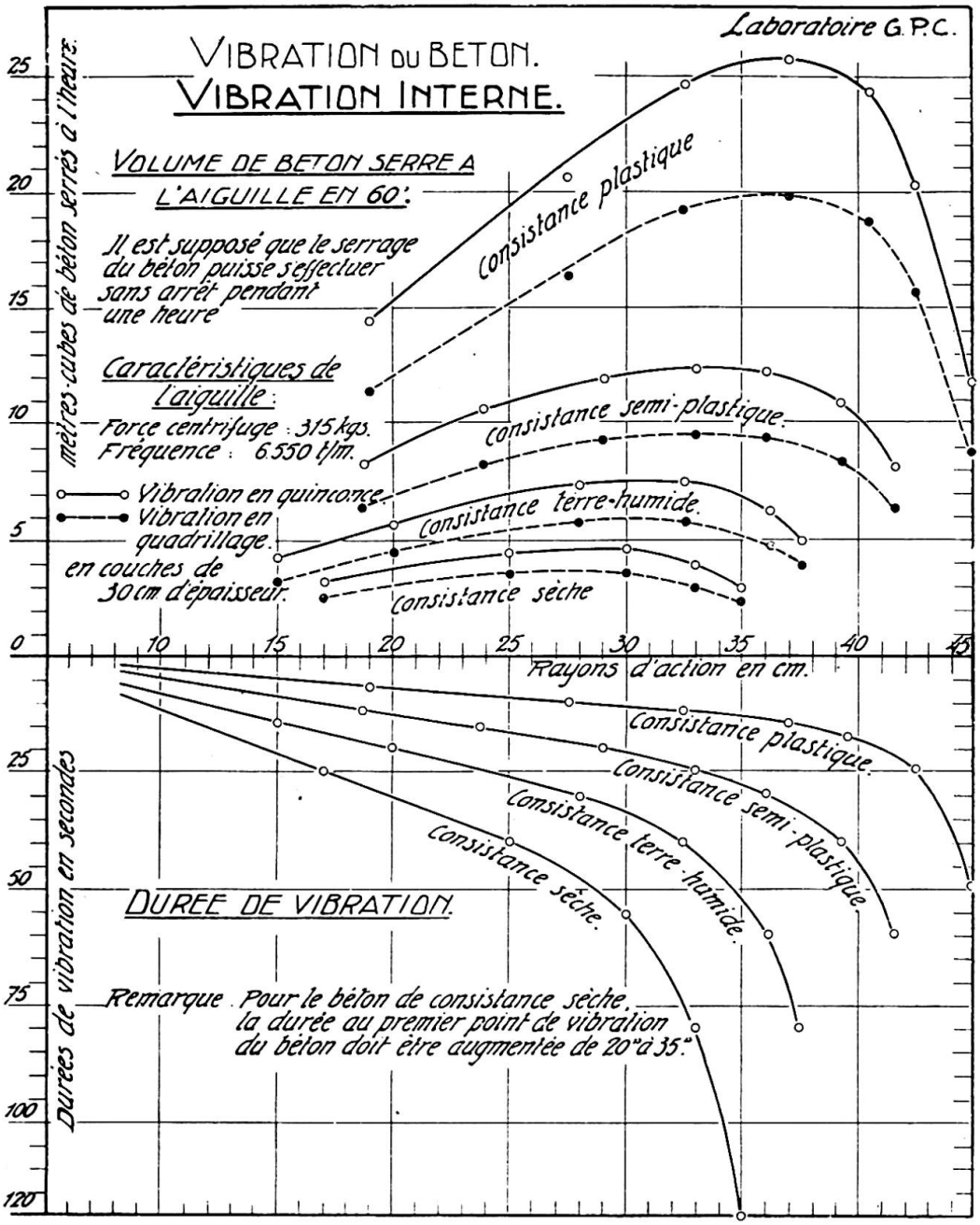


Fig. 2.

Le rendement en béton vibré est fonction de R et de la durée de vibration. Calculé en volume et reporté à la partie supérieure de la figure 2, on voit qu'il existe une durée et une distance optimum pour chaque consistance au voisinage desquelles il convient de se tenir. En pratique il est cependant préférable de faire choix de la solution qui, au voisinage des conditions de rendement maximum, correspond à des points plus nombreux et plus rapprochés. En d'autres termes, il est préférable pratiquement de vibrer en plus de points mais moins longtemps en chaque point plutôt qu'avec une durée plus longue en des emplacements plus espacés.

Sur ces données il est possible d'établir un véritable plan de vibration dans chaque cas. Si l'on a à faire emploi d'un appareil vibrant de caracté-

ristiques différentes les données relatives au rayon d'action se modifient nécessairement suivant une proportion à déterminer expérimentalement.

Du point de vue pratique un fait important a également été constaté au cours des nombreux essais exécutés; c'est que l'on fait une estimation assez bonne du rayon d'action et de la durée de vibration par l'observation du cercle du reflux du mortier en surface du béton jusqu'à enrobement de la pierraille suivant une surface sensiblement plane. Le rayon d'action apprécié de cette manière est en général inférieur à celui qui découle des essais de résistance. L'observation de l'aspect du béton constitue donc avec sécurité un bon guide pour la conduite de la vibration. Même lorsqu'un plan de vibration a été arrêté sur des données expérimentales préalables, l'ouvrier doit surveiller constammennt l'aspect du béton en surface comme contrôle du fonctionnement normal des appareils et de la plasticité du béton.

2. Vibration superficielle

Les essais de vibration superficielle effectués à l'aide de l'appareil Vibrogir à plateau ont recherché, pour des bétons de granulométrie 0/20 à 0/60, l'épaisseur maximum pouvant être efficacement vibrée en une fois, en fonction de la plasticité du béton et de la puissance de l'appareil.

Pour toutes les consistances, les résultats les plus favorables ont été obtenus avec des couches de 10 cm pour le béton à petites pierrailles et de 15 cm pour le béton à grosses pierrailles, mais en utilisant la puissance la plus forte de l'appareil (180 kg) pour les consistances les plus raides. Avec une consistance plastique, l'épaisseur des couches peut être portée à 15 cm pour tous les bétons. La surface du plateau vibrant et la puissance de l'appareil de même que le rapport de ces deux caractéristiques peuvent modifier ces conclusions qui ne conviennent que pour l'appareil examiné.

La vibration doit être poussée en chaque emplacement du plateau jusqu'à montée bien marquée du mortier à travers les jours et aux bords du plateau et les emplacements successifs de celui-ci doivent légèrement se recouvrir. Le béton vibré superficiellement présente toujours une surface bien garnie de mortier, par suite de son contact direct avec le plateau, si bien que l'aspect du béton en surface ne permet pas d'apprécier la profondeur serrée. On ne peut se rendre compte de celle-ci qu'après décoffrage, et plus sûrement par des essais. C'est pourquoi, à moins d'essais préalables, il convient par sécurité de s'en tenir à la vibration en couches d'épaisseur relativement faible.

Vibration du béton armé

1. Adhérence des armatures

De nombreux essais comparatifs ont été menés avec serrage du béton par damage, par vibration interne, par vibration superficielle et par vibration directe des amatures, dans certains cas avec revibration des bétons ou des armatures après commencement de prise. Les conclusions sont les suivantes.

— Toute barre située dans le rayon d'action du vibrateur est rendue bien adhérente; pour des *barres horizontales* l'adhérence a été améliorée par la vibration du béton et d'autant plus que celui-ci était de consistance

plus raide. Pour des *barres verticales*, l'adhérence a été pratiquement équivalente avec tous les modes de serrage, y compris le damage, du moins quand celui-ci est très soigné et poursuivi pendant un temps suffisant comme on peut le faire dans un laboratoire.

— Ces conclusions s'appliquent à la vibration directe des armatures pour autant que, dans ce cas, l'on ne mette pas en œuvre un béton de consistance trop raide.

La mise en revibration des barres déjà enrobées de béton après divers délais de commencement de prise, outre qu'elle a eu parfois pour certains délais une action favorable sur l'adhérence, n'a en tous cas jamais présenté, dans aucun des essais, l'effet dangereux que l'on objecte souvent. A ce point de vue, le redamage a offert plus d'inconvénients et a donné moins de garanties qu'une revibration même exercée directement et assez brutalement sur les armatures elles-mêmes.

2. Vibration du béton armé

Les essais ont été conduits en vue de rechercher les modifications à apporter aux règles précédentes de vibration du béton non armé, en fonction de l'écartement des armatures, de l'ouverture des mailles, de la densité et de la disposition du ferraillage. Les conclusions en sont données séparément pour les divers moyens de serrage.

Vibration interne.

Les barres et les quadrillages horizontaux constituent des obstacles beaucoup plus importants au passage et au tassement du béton que ces mêmes armatures disposées verticalement. L'obstacle est évidemment d'autant plus grand que l'ouverture des mailles ou l'écartement des barres ou des plans d'armature sont plus petits.

Le ferraillage s'oppose d'abord, au cours du placement du béton, au passage de celui-ci à travers les armatures et à son tassement normal par gravité; de ce fait, le béton est caverneux et ses particules manquent d'un contact suffisamment intime pour constituter un milieu de cohésion convenable pour assurer la transmission de la vibration. Il faut d'abord compléter le tassement initial du béton par piquage par exemple, ou mieux par vibration des armatures. Avec des ferraillages denses, cette dernière est recommandée pendant le versage même du béton, car elle facilite grandement le passage et l'arrangement du béton préalablement à son serrage à l'aiguille. Le rendement de l'aiguile en est fortement accru;

Quand le ferraillage est très serré, il faut également prévoir, de distance en distance, l'aménagement d'intervalles suffisants pour y faire passer l'aiguille, ce qui implique l'établissement d'un plan de vibration au cours de l'étude du projet.

Néanmoins, à partir d'une certaine densité, les armatures produisent le même effet qu'un accroissement de raideur propre du béton. Il faut donc diminuer la distance des points de vibration et augmenter la durée de celle-ci, ou éventuellement accroître la plasticité du béton. La mesure dans laquelle il faut apporter ces modifications ne peut être facilement précisée, à priori, sauf dans des cas particuliers qui ont été fixés par nos recherches et qui ne peuvent être développés ici.

Mais la solution qui consiste à *conduire la vibration d'après l'aspect du béton en surface reste la plus rationnelle* à adopter avec sécurité. Il est donc indispensable que l'ouvrier chargé de la vibration soit en mesure et tenu de bien observer les parties qu'il vibre.

En cas de suspension momentanée du travail, la vibration peut être reprise sans inconvénients puisque, comme nous l'avons dit, elle est favorable à la compacité et à la résistance et que la revibration des armatures est elle-même sans danger pour l'ouvrage.

Vibration superficielle

En béton armé, l'emploi de la vibration superficielle est nécessairement lié à la disposition et à la densité des armatures, et la forme ainsi que la dimension des plateaux doivent être appropriées aux intervalles libres, à moins que les armatures ne soient disposées en plans horizontaux pouvant être placés successivement au cours du bétonnage.

Dès que ce n'est plus possible, il faut recourir à la vibration interne ou à la vibration externe si l'élément à serrer est assez mince, ou encore à la vibration des armatures. La plasticité du béton et la durée de vibration sont à augmenter également pour le béton armé suivant certaines données pratiques déduites des essais. Le plateau vibrant convient particulièrement pour terminer la face supérieure des diverses parties des ouvrages.

Quand les armatures sont denses, leur vibration directe au cours du versage du béton est aussi à conseiller pour les raisons données précédemment.

Vibration des armatures.

Elle est réalisée à l'aide de tout fleuret ou bras vibrant auquel on fait prendre un double appui sur les armatures, ou entre les armatures et le coffrage à la manière d'un levier.

La force vibrante doit être modérée pour éviter le déplacement et la déformation des barres.

Une application intéressante de la vibration des armatures est celle qui a été indiquée précédemment et consiste à faciliter le passage du béton à travers les réseaux ferraillés et à provoquer un premier tassement initial du béton.

Lorsque le béton est armé de telle manière et à tel point que le recours à la vibration interne n'est plus possible, et lorsque la vibration sur coffrage n'est pas suffisante ou désirable, le recours uniquement à la vibration des armatures pour serrer le béton est recommandable. Un béton semi-plastique convient généralement et la plasticité ne doit être accrue que si l'écartement des armatures est très faible. La vibration est poursuivie jusqu'au moment où le mortier reflue en quantité suffisante pour enrober les pierrailles d'une couche mince à peu près continue.

La revibration modérée des armatures dans un béton déjà en cours de prise est sans inconvénient sérieux pour l'adhérence des armatures.

Quelques travaux exécutés

Voici quelques indications sommaires relatives à l'exécution par vibration de trois ouvrages en béton armé ou en béton précontraint.

1. Pont route en arc en béton armé

En deux arches de 56 mètres d'ouverture, enjambant la Dendre et une ligne de chemin de fer à Leuze (fig. 3).

Concernant la composition et la mise en œuvre du béton, ainsi du

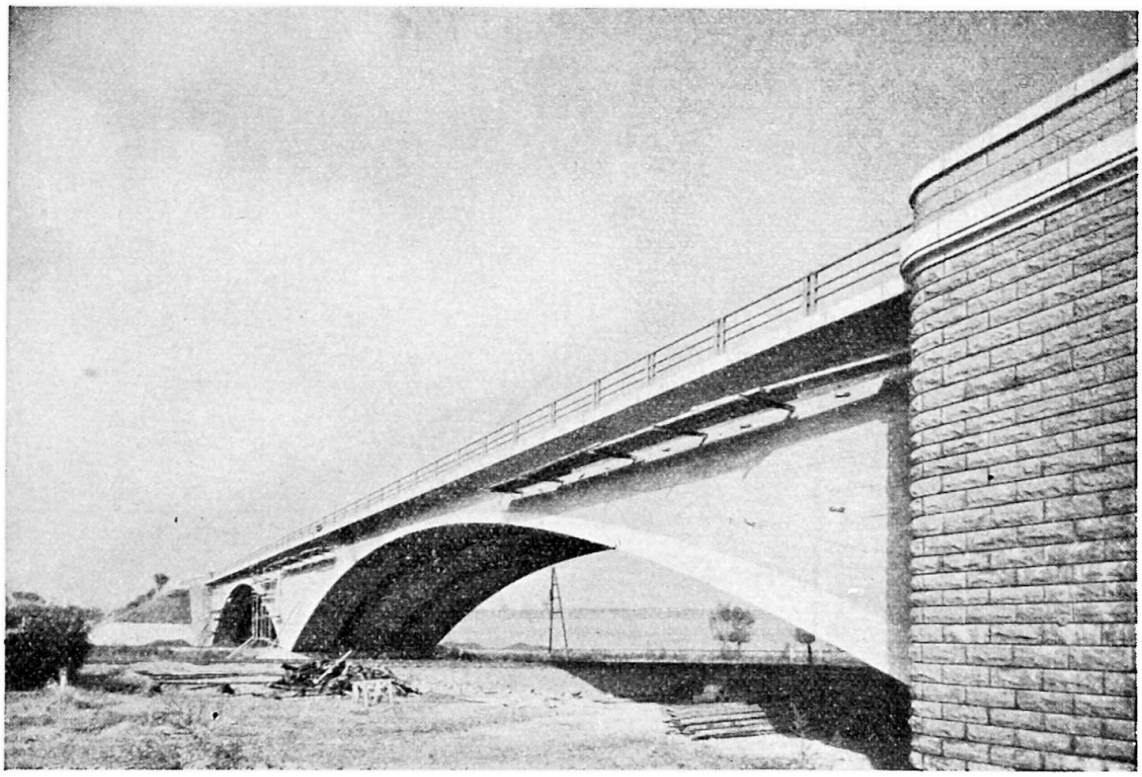


Photo **Sergysels**

Fig. 3. Pont-route de Leuze.

reste qu'au point de vue de ses autres caractéristiques qui nous intéressent moins ici, l'ouvrage a été particulièrement bien étudié et contrôlé par le Service des Ponts et Chaussées de la province du Hainaut et remarquablement exécuté par la Société anonyme Entreprises Louis De Waele de Bruxelles;

En dehors des bétons destinés aux murs et au massif des culées et pile, des compositions granulométriques les plus rationnelles ont été recherchées en application de la méthode de Faury.

— Pour les bétons destinés à certaines parties des culées et aux arcs (dimension maximum de l'agrégat : 20 mm ou 40 mm choisie en fonction de l'effet de paroi).

— Pour ceux destinés aux sommiers des culées et de la pile et aux articulations des naissances et de la clef (dimension maximum D ne dépassant pas 10 mm par suite de la valeur réduite du rayon moyen du coffrage).

Le contrôle du béton et de sa mise en œuvre a été fait très soigneusement : dosage du sable en poids — détermination journalière de son pourcentage d'humidité — consistance à la table à secousses, 1,10 environ pour les bétons 0/20 à 0/40 mm et 1,30 pour les bétons 0/10 mm — prélèvement régulier à la bétonnière de cubes d'essai tassés sur table vibrante — transport et distribution du béton dans l'ouvrage dans des conditions évitant toute ségrégation — enfin serrage du béton par vibration interne.

Pour ces conditions d'exécution, on s'est servi d'aiguilles vibrantes de fréquence 6 500, de deux types : l'une de diamètre 88 mm et de force

450 kg utilisée pour les masses les plus importantes et les moins armées, l'autre de diamètre 56 mm et de force 315 kg employée dans les parties les plus ferraillées. La vibration a été conduite suivant les règles indiquées ci-avant : distance entre les points de vibration appropriée aux difficultés de serrage et ne dépassant pas 43 cm, distance au coffrage 10 à 15 cm, durée de vibration 30 secondes en chaque point et 45 secondes pour la première couche sur coffrage et pour les couches de reprise. Aux articulations des naissances et de la clef, où le ferraillage est très dense, vibration des armatures pendant le versage du béton. Les ouvriers chargés du serrage du béton ont été sélectionnés et initiés à la conduite et à la surveillance de la vibration d'après l'aspect du béton.

Grâce à l'organisation du chantier et aux soins apportés par l'entreprise à l'exécution des travaux, la mise en œuvre et la qualité du béton ont donné entière satisfaction.

2. Passerelle de Malheyde et poutre expérimentale

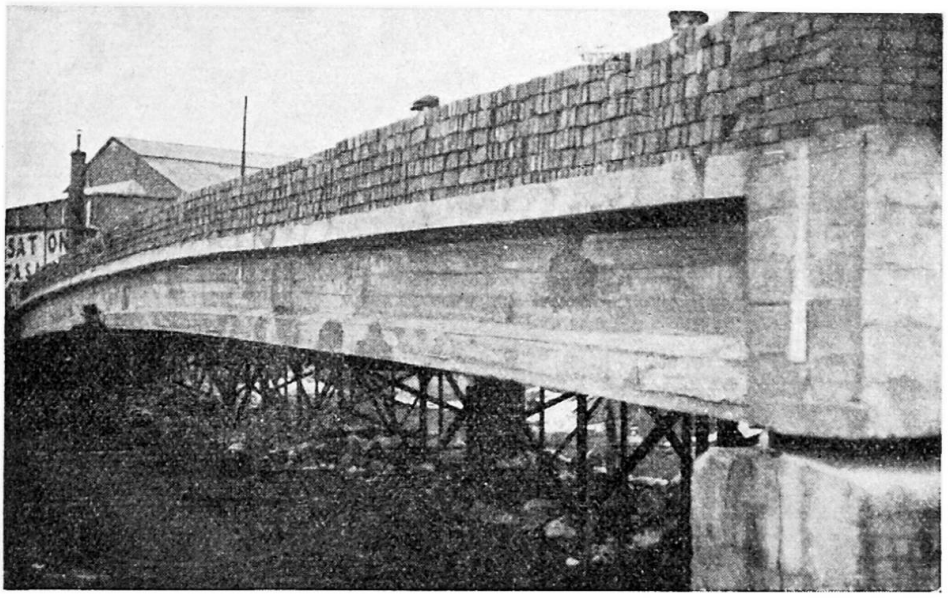


Fig. 4. Poutre expérimentale de 30 mètres de portée.

Photo **Kaiser**

L'ouvrage de Malheyde, qui franchit le canal de Charleroi, à Bruxelles, est en béton précontraint du type poutre en arc très surbaissé, de section en forme d'U renversé et à tirant rectiligne en acier spécial agissant en précontrainte,

Au préalable, fut soumise à des essais sévères une poutre expérimentale du même type, de 30 mètres de portée (fig. 4) ; passerelle et poutre d'essai ont été exécutées par les soins de la Société d'Etudes et de Travaux S. E. T. R. A. de Bruxelles suivant ses procédés de précontrainte.

La composition du béton de granulométrie 0/40 mm a été rationnellement établie en conclusion d'études faites par le laboratoire G. P. C.

L'exécution de la poutre d'essai s'est faite en un jour avec un béton gâché à la consistance terre humide à sèche qui a été vibré à l'aiguille S. G. M. E. ([3]) dans les ailes verticales des U et serré au plateau Vibrogir ([4]) dans le hourdis horizontal.

([3]) et ([4]) : Matériel décrit précédemment.

De nombreuses éprouvettes ont été prélevées sur le chantier en vue de déterminer les caractéristiques du béton à 28 jours et à 90 jours : résistance à la compression et à la flexion, module d'élasticité, qui ont atteint les valeurs élevées attendues (à 90 jours $R_b = 660$ kg/dm²; $R_{fl} = 76$ kg/cm²; $E = 480$ t/cm²), retrait et fluage qui ont été assez faibles.

La poutre a subi avec succès une série d'essais très sévères : chargements sous charge statique de service et déchargements répétés avec périodes de maintien sous charge, puis application d'une charge statique = 2,41 fois la charge de service jusqu'à apparition des premières fissures, puis maintien sous charge double de la charge de service, et enfin essais dynamiques.

L'ouvrage proprement dit, constituant passerelle à Malheyde, a été construit par segments séparés et accolés bétonnés sur place par vibration superficielle au plateau Vibrogir en couches de 10 cm, complétée par une vibration sur coffrage pour les parois verticales de la section en U, et par vibration superficielle seulement pour la table supérieure.

3. Pont de Zammel

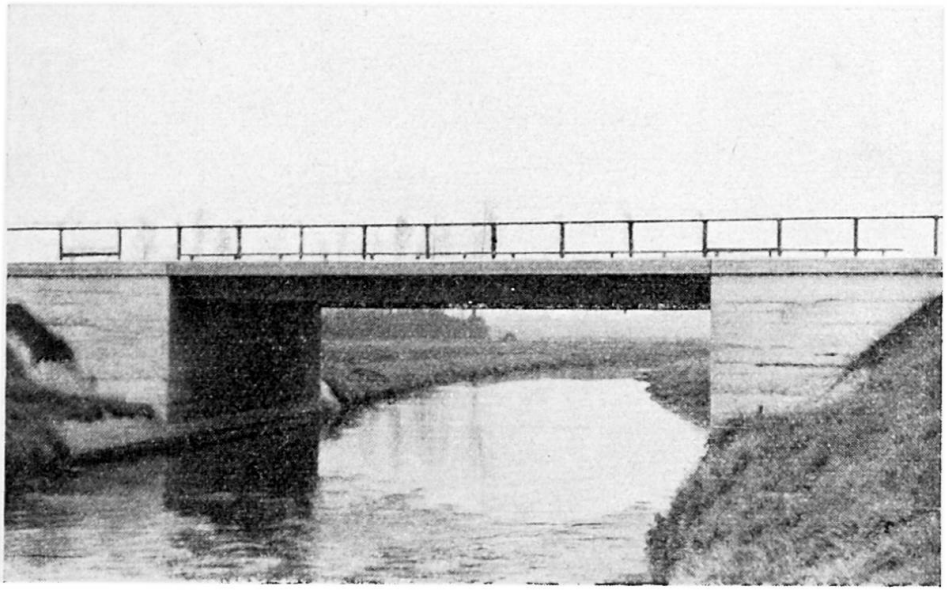


Fig. 5. Pont de Zammel, sur la Nèthe, sur la route Diest-Turnhout.

Photo **Kaiser**

C'est un *pont dalle en béton précontraint* qui franchit la Nèthe sur 13 mètres de portée. Sa largeur est de 12 mètres + deux encorbellements en béton armé de 85 cm. L'épaisseur moyenne de la dalle est de 54 cm (fig. 5).

La composition du béton fut particulièrement bien étudiée par les Services des Ponts et Chaussées de la province d'Anvers, suivant la méthode de Kennedy (E. U.) basée sur les vides et la surface des agrégats, la pâte de ciment devant être strictement suffisante pour remplir les vides et recouvrir les agrégats d'un film dont l'épaisseur varie avec la plasticité du béton. La fluidité du béton choisi a été de 1,22 à la table à secousses avec un

$$\frac{E}{C} = 0{,}35$$

Les caractéristiques de ce béton ont atteint aux essais de contrôle : A 28 jours : compression 620 kg/cm²; flexion 75 kg/cm²; E = 390 t/cm².

Soumis à un essai de fatigue entre 10 et 230 kg/cm² à la cadence de 500 à la minute, ce béton est resté intact après 2 000 000 d'oscillations.

Pour la vibration de la dalle de béton, on a fait usage, avec des résultats très satisfaisants, d'une aiguille vibrante S. G. M. E. et de deux plateaux Vibrogir, de caractéristiques données précédemment. L'appareil Vibrogir a été équipé d'un plateau de 18 × 24 cm pour serrer le béton dans l'axe du pont, là où les nappes de câbles sont à même hauteur. Muni du plateau normal de 40 × 40 cm, le même appareil a été utilisé au finissage de la surface du béton. L'aiguille S. G. M. E. a servi au serrage des parties plus massives de béton, les points de vibration étant choisis de manière que se recouvrent les zones qui, suivant l'aspect du béton, étaient jugées bien vibrées.

Résumé

1. Compte-rendu résumé de recherches sur les propriétés physiques et mécaniques comparées des bétons vibrés et des bétons damés, et sur l'influence de la revibration et de la survibration.

2. Recherches et directives concernant la vibration du béton et du béton armé.

a) Vibration interne : rayon d'action du vibrateur en fonction de la plasticité du béton, de la durée de la vibration — disposition et distance à donner aux points de vibration;

b) Vibration superficielle : épaisseurs vibrées en fonction de la plasticité et de la granulométrie du béton;

c) Vibration du béton armé par vibration interne, par vibration superficielle et par vibration directe des armatures en fonction de la disposition et de la densité du ferraillage ainsi que de la plasticité du béton;

d) Adhérence comparée des armatures suivant le mode de serrage du béton et par vibration directe des armatures;

e) Directives pour la conduite de la vibration du béton et du béton armé en conséquence des recherches effectuées.

3. Renseignements sur les compositions des bétons et leur mise en œuvre par vibration interne ou par vibration superficielle, pour l'exécution de trois ouvrages en béton armé et en béton précontraint.

Zusammenfassung

1. Zusammenfassender Bericht über die Untersuchungen der physikalischen und mechanischen Eigenschaften von vibriertem Beton und Stampfbeton, sowie über den Einfluss der Hochvibration und der Uebervibration.

2. Es werden Versuche und Richtlinien betreffend der Vibration von Beton und armiertem Beton aufgestellt.

a) Innenvibration : Aktionsradius des Vibrators in Funktion der Plastizität des Betons, der Vibrationsdauer — Anordnung und Abstände der Vibrationsstellen;

b) Oberflächenvibration : Vibrationsvolumen in Funktion der Plastizität und der Granulometrie des Betons;

c) Vibration des Eisenbetons durch Innenvibration, Oberflächenvibration und unmittelbare Vibration der Armierung in Funktion der Anordnung und Dichte der Armierung, wie auch der Plastizität des Betons;

d) Haftung der Armierung je nach der Art der Verdichtung des Betons durch Vibrieren und durch direkte Vibration der Armierung;

e) Richtlinien für die Handhabung der Vibration von Beton und Eisenbeton auf Grund der ausgeführten Untersuchungen.

3. Angaben über die Zusammensetzung des Betons und dessen Herstellung bei Innenvibration oder Oberflächenvibration zur Ausführung von drei Bauobjekten in Eisenbeton und in vorgespanntem Beton.

Summary

1. A condensed report of tests of physical and mechanical properties of vibrated concrete and rammed concrete, as well as the effect of high-vibration and super-vibration.

2. Tests and guiding principles for vibration of concrete and reinforced concrete :

a) Internal vibration : radius of action of the vibrator in function of plasticity of concrete and of duration of vibration — Layout and spacing of vibration-centres;

b) Superficial vibration : Volumes of vibration in function of plasticity and grading of concrete;

c) Vibration of reinforced concrete by internal, superficial and direct vibration of the reinforcement, according to layout and thickness of reinforcement and plasticity of concrete;

d) Holding of the reinforcement, according to solidification of concrete by vibration and by direct vibration of the reinforcement;

e) Guiding principles of manipulation of concrete and reinforced concrete vibration, based on tests made.

3. Data concerning composition of concrete and its production by internal or superficial vibration for the completion of three structures in reinforced concrete and pre-stressed concrete.

IIa3

Recherches théoriques et expérimentales concernant la vibration du béton

Theoretische und experimentelle Untersuchungen der Vibration des Betons

Theoretical and experimental investigation of vibration of concrete

R. L'HERMITE
Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris

Le béton frais, tel qu'il sort de la bétonnière, mélange d'eau, de ciment et d'agrégats inertes est une matière incohérente dont il faut chercher à définir les propriétés mécaniques. Celles-ci ont été englobées sous le nom générique de « plasticité de mise en œuvre » ou « Workability » et les mesures destinées à les définir sont jusqu'à présent très peu précises et assez contestables. Ce sont l'essai au cône d'Abrams ou à la table à secousse. Nous avons pensé, pour sortir de l'empirisme de ces notions qu'il fallait, autant que possible, parler le langage du physicien et rapporter les mesures aux unités universelles de temps, déplacement et masse. Ceci nous a conduit à des essais de frottement interne et de viscosité sur le béton inerte puis sur le béton en vibration. Ces deux notions fondamentales éclairent d'un jour nouveau le problème de la vibration et permettent d'en comprendre le mécanisme.

Le cisaillement du béton frais

L'essai de cisaillement du béton frais est effectué dans un appareil semblable à ceux que l'on utilise dans la mécanique des sols (fig. 1). Une couronne cylindrique de béton de 30 cm de diamètre intérieur, de 20 cm d'épaisseur et de 20 cm de hauteur est enfermée dans une boîte de dimensions correspondantes, coupée en deux parties indépendantes par un plan horizontal perpendiculaire à l'axe du cylindre.

Elle reçoit une charge P par un piston en forme de couronne coulissant dans la partie supérieure de la boîte. Lorsque l'on fait tourner l'une par rapport à l'autre les deux moitiés superposées de la boîte, sous l'action

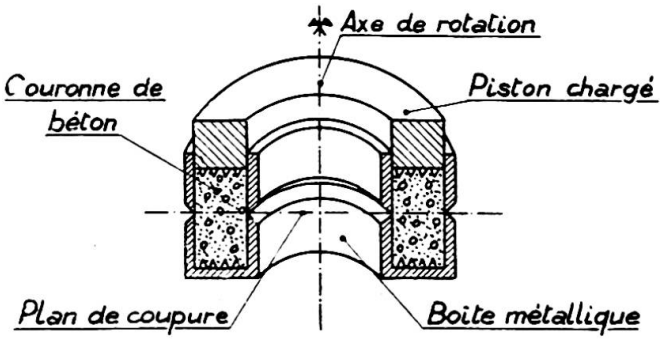


Fig. 1. Boîte de cisaillement par torsion pour le béton frais.

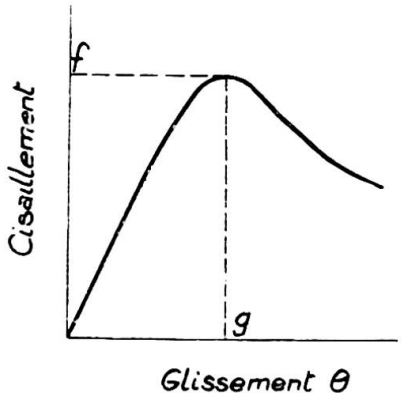


Fig. 2.

d'un couple de torsion M un glissement se produit dans le plan de coupure sous l'influence d'une pression p et d'un cisaillement τ. Si l'on provoque la rotation des deux parties à une vitesse angulaire $v_1 = \frac{d\theta}{dt}$, on mesure l'angle de rotation en fonction de θ et l'on obtient une courbe de déformation qui possède un maximum puis décroît (fig. 2). Les coordonnées de ce maximum sont intéressantes à connaître : f donne le cisaillement de rupture à partir duquel l'édifice constitué par le squelette s'écroule, g donne la déformation correspondante.

Si, dans une série d'expériences à vitesse de rotation identique nous faisons varier la pression p, nous trouvons une suite de valeurs de la résistance au cisaillement et l'on voit que la fonction $f(p)$ est sensiblement confondue avec une droite (fig. 3). L'angle φ_1 que la droite fait avec l'axe des abscisses est l'angle de frottement interne; elle coupe l'axe des ordonnées pour une valeur f_0 telle que $\frac{f_0}{\operatorname{tg} \varphi_1}$ est la cohésion.

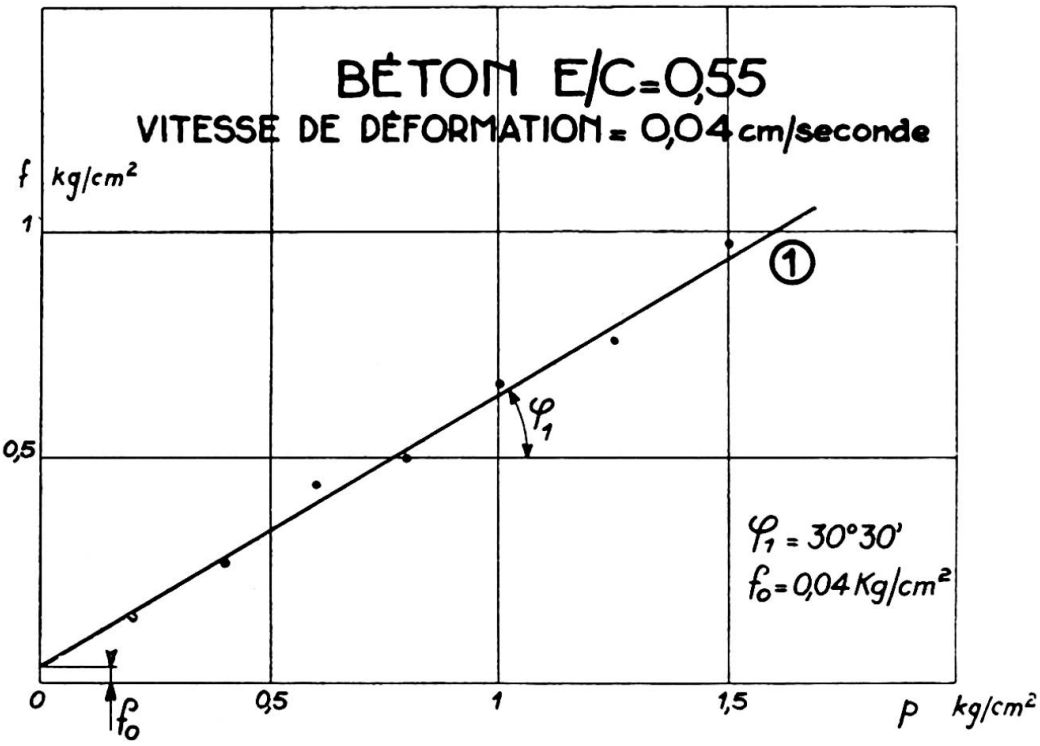


Fig. 3.

Opérons maintenant le cisaillement avec une seconde vitesse $v_2 > v_1$, nous trouvons alors un angle de Coulomb $\varphi_2 > \varphi_1$. On constate que l'angle de frottement augmente avec la vitesse et tend, pour une vitesse infiniment petite vers une valeur non nulle. Il existe donc un frottement indépendant de la vitesse, c'est le frottement vrai et un frottement qui est une fonction croissante de la vitesse; c'est le frottement visqueux. En définitive, en appelant K les coefficients de frottement, on peut écrire que :

$$f = f_0 + [K_0 + K_1 (v)]\, p$$

où K_0 est le frottement vrai, K_1 le frottement visqueux. Généralement, f_0 et $K_1 p$ sont très faibles et l'on peut écrire plus simplement

$$f = Kp$$

avec $K = \operatorname{tg} \varphi$.

La vibration

Quoi de plus étonnant en apparence que la vibration du béton? Le fait de placer cette matière terreuse sur une table agitée de mouvements périodiques à la cadence de quelques dizaines par seconde produit un changement presque instantané de son aspect. La matière semble entrer en fusion et même en effervescence avec évacuation de l'air inclus, elle coule comme un liquide épais. A l'intérieur du mélange, les grains sont agités d'une manière désordonnée rappelant un mouvement Brownien. Ils se heurtent, et chacun des chocs occasionne une impulsion dont les résultantes correspondent à une force. Il en résulte une énergie d'agitation et une pression hydrostatique négative ou pression d'expansion qui tend à écarter les grains et à dilater le mélange. On trouve une analogie avec l'agitation thermique des molécules d'un gaz maintenu en espace clos.

Le volume total des grains en mouvement désordonné ne peut dépasser le volume des vides ε, déduction faite du liquide déplacé. La masse ne peut être supérieure à $\frac{\varepsilon D}{1-\varepsilon}$ où D est la densité. Mais cette masse est animée d'une vitesse moyenne v qui dépend de la fréquence et de la granulométrie. La pression d'agitation est dans ces conditions :

$$\varpi = \frac{\alpha n}{3} \cdot v \cdot \frac{\varepsilon}{1-\varepsilon} \cdot D \,.$$

La constante α inférieure à l'unité tient compte de l'énergie absorbée pendant le choc.

Le terme $\frac{n}{3}$ indique que chaque impulsion a lieu $\frac{n}{3}$ fois par unité de temps dans chaque direction de l'espace puisque ϖ est hydrostatique.

Si l'on appelle $d = \frac{D}{1-\varepsilon}$ la densité de la partie solide, on peut encore écrire : $\varpi = \alpha \frac{n}{3} v \cdot \varepsilon \cdot d$.

Supposons pour l'instant que nous connaissions ϖ. L'équilibre intérieur qui avant vibration était défini par $f < Kp$ devient

$$f < K(p - \varpi) \,.$$

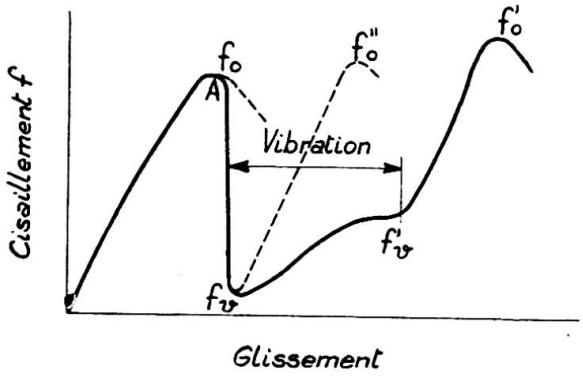


Fig. 4.

La valeur du cisaillement qui rompt l'équilibre est :

$$f = K(p - \varpi)$$

ce qui correspond à un coefficient de frottement apparent de :

$$K_v = K\left(1 - \frac{\varpi}{p}\right)$$

pour $\frac{\varpi}{p} > 1$, le coefficient K_v est nul, la matière n'a plus de frottement interne et possède les propriétés d'un liquide. Le mélange a subi une fusion pâteuse sous l'influence de l'agitation des agrégats. Nous dirons qu'elle se trouve dans l'état de liquidité.

Sur le piston de l'appareil représenté par la figure 1, plaçons un vibrateur et sans mettre ce dernier en action, opérons un cisaillement jusqu'au maximum de la courbe en A (fig. 4). A cet instant, faisons agir le vibrateur. La résistance au cisaillement tombe instantanément à une valeur beaucoup plus faible fv, puis le tassement du mélange se poursuivant et sa compacité augmentant, sa résistance au cisaillement augmente à nouveau jusqu'à $f'v$. Arrêtons à nouveau le vibrateur, la résistance augmente rapidement jusqu'à une nouvelle valeur $f'_0 > f_0$. Nous obtenons de cette manière trois courbes $f(p)$ ainsi que l'on peut le constater sur la figure 5 tirée d'expériences dues à mon excellent collaborateur et ami M. Tournon. La première courbe (1) avant vibration, la seconde (V) pendant la vibration, correspondant au minimum $f(v)$, la troisième (2) après vibration.

Ces courbes forment en réalité les branches des courbes intrinsèques au sens de Mohr-Caquot, pour la matière dans une série d'états déterminés. Le fait que la partie asymptotique de la courbe (V) soit sensiblement parallèle à la droite (2) montre que les courbes intrinsèques pendant et sans vibration au même instant sont déduites l'une de l'autre par une translation qui correspond à la valeur de la pression d'expansion ϖ. Dans le cas de la figure 5, cette pression d'expansion est de 0,95 kg/cm² environ. Il subsiste cependant un frottement interne faible mais non nul entre 0 et A et un raccordement remplace le point anguleux théorique que l'on devrait trouver en A. Cette continuité est en réalité une résultante statistique de la dispersion des liaisons au sujet de laquelle nous reviendrons plus loin.

Considérons maintenant un grain de masse m au sein du mélange. Son mouvement x est défini par rapport au mouvement général des parties motrices par l'équation :

$$m\frac{d^2x}{dt^2} + a\frac{dx}{dt} + bx = bx_0 \sin \omega_0 t$$

$x_0 \sin \omega_0 t$ représente la vibration d'ensemble, en phase avec le vibrateur, d'amplitude x_0 et de fréquence $n_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$

$a\frac{dx}{dt}$ est la force de frottement et

bx est la force élastique qui s'oppose au déplacement. Nous pouvons

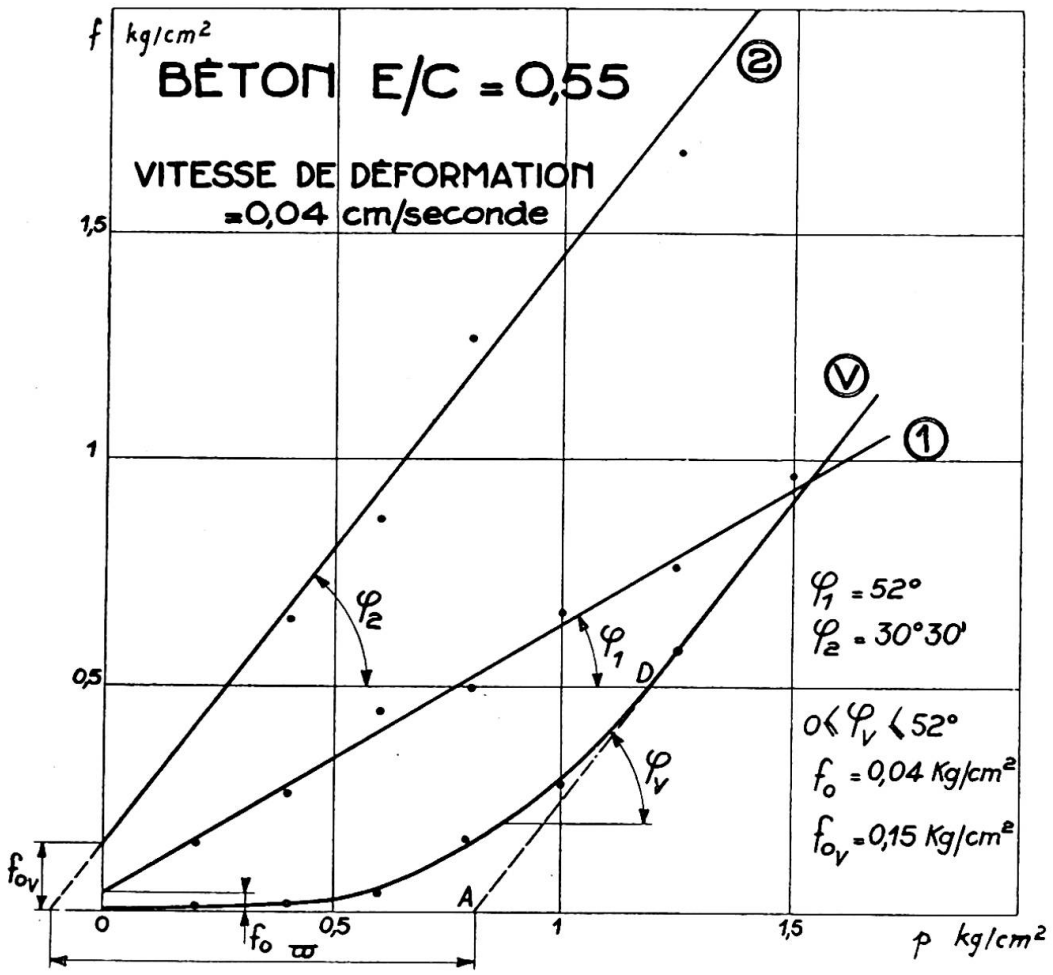


Fig. 5.

tenter d'exprimer les grandeurs m, a et b en fonction du rayon moyen r et nous trouvons que m est proportionnel au cube du rayon tandis que a et b sont proportionnels au carré du rayon. On peut ainsi établir un spectre des vitesses maxima de projection en fonction du rayon moyen.

Ce spectre se divise grossièrement en trois bandes :

En dessous d'un rayon r_1 les particules vibrent en phase avec le vibrateur avec une amplitude sensiblement égale et ne produisent pas d'agitation;

Au-dessus d'un rayon r_2, les particules ne vibrent pas;

Entre r_1 et r_2, les particules vibrent en opposition avec le restant de l'agrégat et possèdent une amplitude plus grande que celle du vibrateur, ce sont elles qui produisent l'agitation et la pression d'expansion.

Si l'on considère que cette bande passante est assez étroite pour qu'elle corresponde à un rayon moyen calculé comme étant celui de la fréquence propre, on trouve que la pression d'agitation est :

$$\varpi = Q(n)\varepsilon x_0$$

où $Q(n)$ est une fonction croissante de la fréquence dont la forme dépend de la granulométrie.

L'énergie totale de vibration est $W = 2\pi^2 d n^2 x_0^2$ si A_0^2 est l'amplitude moyenne de la bande passante, l'énergie dépensée en agitation est :

$Wa = 2\pi^2 dn^2 \sigma^2 A_0^2 \varepsilon$ et peut être rapportée à l'énergie totale par la relation :

$$\frac{Wa}{W} = \frac{S(n)\,\varepsilon}{1-\varepsilon}$$

où $S(n)$ est une fonction décroissante de la fréquence et σ un coefficient de quadrature.

On trouve encore que l'énergie perdue par frottement est :

$$W_f = \mu \frac{\varepsilon}{1-\varepsilon} W$$

le rapport $\frac{Wf}{W} = \Omega$ est l'amortissement, énergie relative perdue par unité de volume et par unité de temps. La pression d'expansion est reliée à l'énergie W par la relation :

$$\omega = R \frac{\varepsilon}{1-\varepsilon} \sqrt{W}$$

R étant une constante indépendante de la fréquence; on voit que la pression d'expansion est directement proportionnelle à la racine carrée de l'énergie fournie.

Il faut remarquer que les énergies ainsi définies sont utilisées seulement dans la partie de l'agrégat comprenant les grains de rayon inférieur à r_2. C'est seulement dans cette partie que peut avoir lieu la fluidification. Lorsque l'on vibre à haute fréquence un mortier à gros agrégats, on voit la structure qu'ils forment initialement s'écrouler comme si la gangue qui les entoure était entrée brusquement en fusion. Le rendement de l'opération peut alors être sensiblement amélioré puisque l'on répartit l'énergie fournie sur une partie réduite de la masse totale. Il s'agit cependant de choisir une fréquence de vibration en fonction de la granulométrie de telle façon que le rayon limite r_2 en dessous duquel va se produire la fluidification soit effectivement un mortier continu entourant des grains plus gros capables de se mettre en place par glissement sous l'influence de la gravité. C'est pourquoi une opération de ce genre réussit spécialement bien dans un béton à granulométrie discontinue.

D'une manière générale, pour assurer cette continuité de la partie fluidifiée on a intérêt à élargir la bande $r_1 r_2$, c'est-à-dire à employer simultanément plusieurs fréquences de vibration. Les appareils actuels provoquent effectivement des harmoniques qui concourent dans ce sens mais d'une manière difficile à contrôler. Les vibrateurs pneumatiques à chocs, par exemple, donnent toute une série de fréquences simultanées. Mais nous pensons qu'il y aurait lieu de chercher à construire des appareils fournissant deux ou trois fréquences fondamentales à énergies comparables : 4 000, 8 000 et 12 000 périodes par minute, par exemple; le rendement en serait certainement considérablement accru.

Serrage et désaération du béton vibré

La première conséquence de la vibration est, ainsi que nous venons de le voir, de diminuer son frottement interne apparent sous l'influence de l'agitation d'une certaine classe de grains. Mais ce mouvement a également pour effet de faire passer ces grains d'une position initiale à une autre position plus stable. C'est cette modification de position relative qui est

la cause du serrage, c'est-à-dire de la diminution du volume des vides. La vitesse de serrage est donc proportionnelle au nombre de grains capable d'être projetés dont le volume total est égal à ε. Les particules sont animées d'une énergie totale Wa tandis qu'elles ont à rompre, pour opérer le serrage, la résistance au glissement du squelette. Cette rupture nécessite une énergie moyenne qui nous est donnée par l'essai statique de cisaillement, elle est proportionnelle au coefficient de frottement statique interne $K : U = K\xi$ où ξ est une constante caractéristique. Mais cette énergie est une résultante d'effets localisés aux points d'impact où les travaux de rupture sont essentiellement variables. Si nous admettons, en première approximation que tous les grains en agitation ont une masse voisine, on peut, en employant le calcul des probabilités, estimer que le nombre de grains capable de produire la rupture des liaisons de frottement est égal à $e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}$. La vitesse de serrage est proportionnelle à ce nombre, mais elle est encore proportionnelle à la force extérieure qui entre en jeu aussitôt la rupture de la liaison, c'est-à-dire à p, et au volume des vides où le serrage peut se produire. De sorte que la vitesse de tassement devient :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Qp\varepsilon e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}.$$

Or ε diminue pendant le serrage, U augmente puisque K croît. Il en résulte que la vitesse de serrage diminue très rapidement et tend vers une valeur très faible avant que ε s'annule. Il reste un vide résiduel que la vibration ne peut réduire sans être prohibitive.

Nous avons raisonné, en outre, sans nous occuper de l'évacuation de l'air qui remplit les vides. Soit ε cette quantité d'air à l'origine sous pression p, elle devient pour un vide ε : $p_a = p\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon}$. Supposons maintenant que l'air étant arrivé à cette pression nous lui permettrons de circuler par perméabilité et de sortir du mélange. Un calcul simple montre que le volume d'air a sous pression p qui traverse un cube élémentaire taillé dans la masse est pendant l'unité de temps :

$$\frac{da}{dt} = \rho\Delta^2 p_a$$

où Δ^2 est l'opérateur laplacien et ρ une constante de perméabilité.

Si ε est constant en première approximation dans la région considérée :

$$\varepsilon \frac{dp_a}{dt} = p_a \frac{da}{dt}.$$

En appelant la surpression $p_a' = p_a - p$, on a finalement :

$$\frac{dp_a'}{dt} = \rho \frac{\varepsilon}{p + p_a'} \Delta^2 p_a'.$$

Lorsque p_a' est petit devant p, la variation de surpression dans le mélange répond à la loi de Fourier :

$$\frac{dp_a'}{dt} = \rho \frac{\varepsilon}{p} \Delta^2 p_a'.$$

Pour une couche plane, le temps nécessaire à obtenir une diminution de surpression, donc une évacuation d'air donnée est proportionnelle au

carré de la distance du point considéré à la surface libre. Enfin, l'on peut dire que, dans un moule, le temps de désaération est sensiblement proportionnel au carré du rapport volume sur surface libre :

$$T = \left(\frac{V}{S}\right)^2 .$$

Viscosité du béton vibré et segrégation

Nous avons vu que le béton vibré pouvait être, au deçà d'une certaine limite assimilé à un liquide dont la principale propriété réside dans la viscosité. D'une façon générale, lorsque nous cherchons à déformer une masse de béton frais, elle tend à revenir vers son état d'équilibre en changeant de configuration. Ce changement d'état doit nécessiter une certaine énergie moyenne d'agitation telle que le nombre de ruptures de liaisons de frottement soit, comme précédemment égal à $e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}$, Nous trouvons, comme coefficient de viscosité son inverse :

$$\eta = J e^{\left[\frac{U}{Wa}\right]^2} .$$

On voit que le coefficient de viscosité augmente avec la pression et le coefficient de frottement interne K. Il décroît avec l'énergie d'agitation, c'est-à-dire avec le volume des vides et l'amplitude.

En reportant cette valeur dans l'expression de la vitesse de serrage, on trouve que :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -\theta \frac{p\varepsilon}{\eta}$$

où θ est une constante qui dépend de la nature du béton et de la forme du moule. La vitesse de serrage est donc inversement proportionnelle à la viscosité du béton à l'instant donné.

Pour mesurer le coefficient de viscosité du béton, nous avons employé un appareil basé sur le principe du viscosimètre à bille (fig. 6). Un réservoir R, rempli de béton est placé sur une table vibrante T. Au sein de ce réservoir, on plonge une sphère S en acier. Cette sphère est équilibrée par

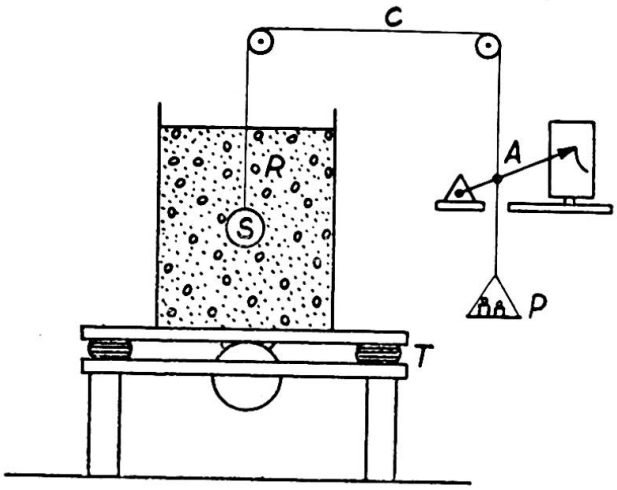


Fig. 6. Dispositif de mesure de la viscosité du béton frais.

un contrepoids P posé sur deux poulies. Le mouvement de la bille dans le sens vertical est enregistré grâce à une aiguille A. La force ascensionnelle de la bille par rapport au milieu est :

$$F = \Pi\left(1 - \frac{D}{\rho}\right) - P$$

où Π est le poids de la sphère et ρ sa densité, D est la densité du béton.

On place alors la sphère dans le béton et l'on met en marche le vibrateur. Au bout d'un très court parcours, sa vitesse permet de mesurer la viscosité grâce à la formule de Stokes.

Les expériences faites au Laboratoire par M. Tournon ont montré que pour une vitesse faible de la bille inférieure à 0,4 cm/sec, pour des diamètres variant entre 5 et 10 cm, pour des forces ascensionnelles différentes, le coefficient de viscosité calculé est sensiblement constant. Pour le béton qui a fait l'objet des mesures de cisaillement reportées sur la figure 5, il est compris entre 60 et 70 gr/cm sec.

Il s'agissait d'un récipient contenant 250 kg de béton posé sur une table vibrant à 3 000 t/min sous une amplitude de 1 mm.

L'expérience faite en faisant varier la quantité d'eau de gâchage $\frac{E}{C}$ dans le dit béton a montré que, pendant la vibration, la viscosité était reliée à $\frac{E}{C}$ par une fonction linéaire empirique :

$$\log \cdot \frac{\eta}{\eta_0} = -\mu \frac{E}{C}$$

où η_0 et μ sont deux constantes dépendant de la granulométrie et des paramètres de la vibration.

Le mouvement de la sphère que nous venons d'étudier représente à une certaine échelle le déplacement d'un caillou à travers la masse sous l'influence de son propre poids. Cette vitesse de descente est proportionnelle au carré de son rayon moyen et inversement proportionnelle à la viscosité. Or, un tel déplacement des grains à vitesse différente suivant leur grosseur, dans la direction de la gravité, conduit au phénomène bien connu de segrégation. L'inverse $\sigma = \frac{1}{\eta}$ du coefficient de viscosité peut donc être pris comme indice de ségrégation.

Si nous reprenons la formule empirique qui précède, nous voyons que l'indice de segrégation est relié à la quantité d'eau par la relation :

$$\sigma = \eta_0 \, e^{\frac{E}{C}} .$$

Il augmente beaucoup plus vite que le rapport $\frac{E}{C}$.

Les expériences faites au laboratoire sur la segrégation méritent d'être signalées. Un récipient rempli de béton est soumis à l'action de la vibration et l'on détermine après un certain temps d'une action de ce genre les poids spécifiques d'un certain nombre de tranches découpées sur la hauteur. La figure 7 donne un exemple obtenu par Tournon sur un béton $\frac{E}{C} = 0{,}675$ après 12 minutes de vibration. Mais cette série de mesures assez

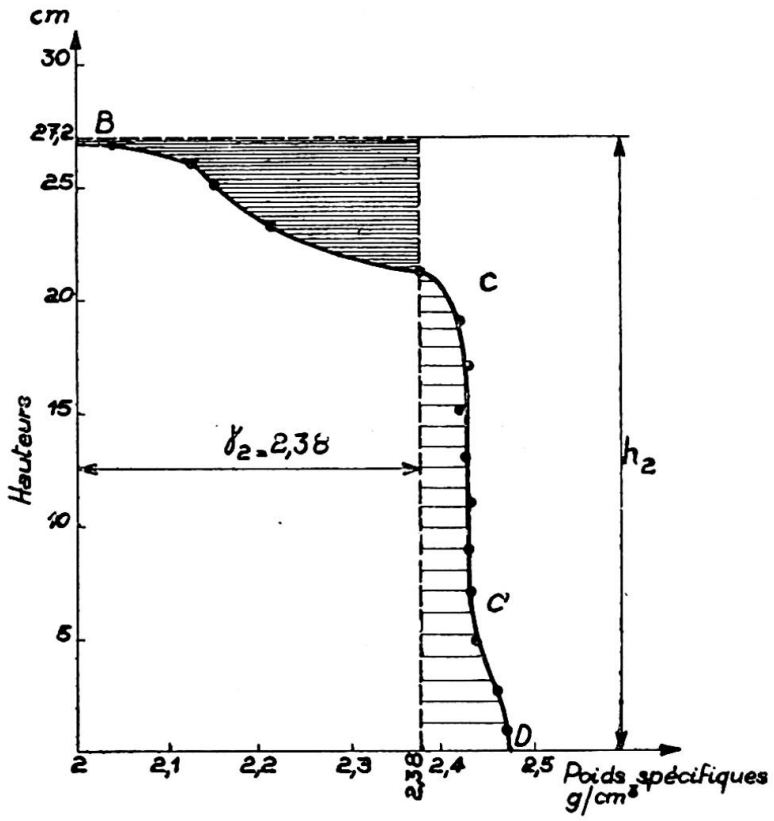


Fig. 7.

compliquées peuvent être remplacées par une mesure plus simple de la variation de hauteur du centre de gravité du contenu. Si HG_1 est la hauteur du centre de gravité avant vibration, HG_2 sa hauteur après vibration, si H est la hauteur du béton dans le récipient, l'indice de segrégation peut être donné par le rapport : $\frac{HG_1 - HG_2}{H}$.

Dans le paragraphe consacré au frottement interne, nous avons considéré que celui-ci était nul en dessous d'une certaine valeur de la pression correspondant à $p = -\varpi$. En réalité l'expérience montre que K croît d'abord lentement puis rapidement ainsi que le montre la figure 5. Cette continuité, en contradiction avec la discontinuité théorique est une résultante statistique de la dispersion des liaisons analogues à celle que nous avons mise en évidence pour la viscosité et le serrage. En effet, ϖ est une pression négative qui ne peut agir que dans les points où les liaisons locales correspondent à une pression de contact supérieure à p. Le nombre de ces points est proportionnel à $e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}$. De sorte que les liaisons ne subsistent qu'aux points $1 - e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}$ et le coefficient de frottement interne apparent peut s'écrire en fonction de la viscosité :

$$K' = K\left[1 - \frac{\varpi}{p}\left(1 - \frac{J}{\eta}\right)\right].$$

Cette relation entre les deux coefficients de viscosité nous permet de tirer une relation entre η et $\frac{\varpi}{p}$ lorsque K' est connu. Pour l'état de liquidité parfait on en déduit une expression simplifiée de la vitesse de serrage :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = - Q.\varepsilon.p\left(1 - \frac{p}{\varpi}\right).$$

Propagation de la vibration

Considérons un point à l'intérieur de la masse de béton où l'énergie totale en action par unité de volume est W. L'énergie dissipée est Wf. Nous pouvons écrire que l'énergie qui traverse le volume subit une perte Wf et Gradient W = — Wf que nous pouvons écrire encore :

$$\text{Grad W} = - \frac{\mu \varepsilon n \text{ W}}{1 - \varepsilon}.$$

Si nous considérons l'instant initial avec ε constant :

$$\text{W} = \text{W}_0 \left[e^{-\Omega z_1} + e^{-\Omega z_2} + e^{-\Omega z_3}\right]$$

où $\Omega = \frac{\text{W}f}{\text{W}}$ coefficient d'amortissement. L'énergie W diminue d'autant plus rapidement à partir du point W_0 que Ω est plus élevé, c'est-à-dire que :

A condition de vibration égale, que la pression d'expansion est plus grande;

A fréquence égale, que le volume des vides est plus grand;

A volume des vides égaux, que la fréquence est plus élevée.

Ceci explique que, pendant le serrage, les surfaces d'énergie constante s'éloignent de la source.

Dans une couche plan l'expression de la propagation de la vibration est $\text{W} = \text{W}_0 e^{-\Omega z}$ et si d est l'épaisseur de la couche, l'énergie totale absorbée est :

$$\text{W}_\text{F} = \text{W}_0 \left[1 - e^{-\Omega d}\right]$$

La vibration circulaire dans un milieu à deux dimensions où l'énergie est apportée par une aiguille vibrante donne :

$$\text{W} = \text{W}_0 \frac{r_0}{r} e^{-\Omega(r_1 - r)}$$

où r_0 est le rayon de l'aiguille.

Quand l'énergie est apportée par une enveloppe cylindrique entourant un cylindre indéfini de béton au rayon r_1, l'expression est :

$$\text{W} = \text{W}_0 \frac{r_1}{r} e^{-\Omega(r_1 - r)}$$

L'énergie de la vibration augmente indéfiniment vers le centre où l'énergie ainsi concentrée provoque un mouvement de convection qui risque d'introduire de l'air dans le mélange et de conduire rapidement à la segrégation.

Disons pour terminer que les expériences ont montré que le coefficient d'amortissement Ω est dans le cas d'un béton de chantier de gravillon de Seine à 350 kg de ciment compris entre 0,04 et 0,10 à la fréquence de 6 000 périodes par minute. Pour un béton de pierres cassées il peut atteindre 0,15 à la même fréquence.

Résumé

La principale caractéristique d'un béton frais réside dans son coefficient de frottement interne K. Ce dernier peut être mesuré grâce à un appareillage simple.

La fluidification du béton sous l'action de la vibration est due à une pression d'expansion provoquée par le mouvement et le choc des grains dans les vides du mélange. On peut la mesurer par un essai de cisaillement. Le coefficient de frottement interne apparent K' diminue pendant la vibration sous l'action de la pression d'expansion et croît au cours du serrage. La pression d'expansion est proportionnelle au volume des vides et à l'amplitude de la vibration moyenne. C'est une fonction croissante de la fréquence dont la forme dépend de la granulométrie.

Le rapport entre l'énergie dissipée par la vibration et l'énergie fournie est le coefficient d'amortissement. Il croît avec le pourcentage des vides et augmente avec la fréquence. L'énergie d'agitation est condensée dans une certaine partie de la granulométrie dont les limites dépendent de la fréquence. Lorsque cette partie est comprise entièrement dans le mortier entourant les gros agrégats, ceux-ci n'entrent pas en agitation et le rendement de la vibration est augmenté dans les parties correspondantes du mélange.

La vitesse de serrage du béton croît avec la pression et le volume des vides. Elle est inversement proportionnelle à la viscosité. La viscosité est, avec le frottement interne, une caractéristique primordiale du béton qui peut être mesurée facilement sur un appareil approprié. C'est la viscosité qui commande la segrégation.

La désaération du béton accompagne le serrage et l'air inclus s'oppose à ce dernier. En vibration homogène, le temps de désaération est proportionnel au rapport entre le carré du volume et le carré de la surface libre.

La propagation de l'énergie vibratoire depuis la source se fait avec un amortissement tel que :

$$\frac{1}{W} \operatorname{Grad}^t W = -\Omega$$

où $\Omega = \frac{W_F}{W}$ est le coefficient d'amortissement.

L'énergie vibratoire diminue à partir de la source d'autant plus vite que :

La pression d'expansion est plus élevée;
La fréquence est plus élevée;
Le volume des vides est plus grand;
La vitesse de serrage est plus rapide.

L'augmentation de la fréquence donne un serrage plus énergique mais un rayon d'action plus limité à moins que les gros grains de l'agrégat exclus de l'agitation provoquent une augmentation du rendement dans la partie restante du mélange.

Zusammenfassung

Die Hauptcharakteristik eines jungen Betons besteht in seinem Innenreibungskoeffizienten K, der dank einer einfachen Messvorrichtung bestimmt werden kann. Das Fliessen des Betons bei Vibration wird mittels

eines expansiven Druckes durch die Bewegung und den Zusammenstoss der Körner in den Hohlräumen der Mischung hervorgerufen. Man kann es durch einen Schubversuch messen. Der scheinbare innere Reibungskoeffizient K′ nimmt während der Vibration ab und während des Verdichtens zu. Der Expansivdruck ist proportional dem Hohlraumvolumen und der Amplitude der mittleren Vibration und nimmt mit der Frequenz zu.

Das Verhältnis zwischen der durch die Vibration aufgebrauchten Energie und der eingeführten Energie ist der Dämpfungskoeffizient. Dieser nimmt mit dem Prozentsatz der Hohlräume und mit der Frequenz zu. Die Rüttelenergie ist in einem bestimmten Teil der Granulometrie konzentriert, dessen Grenzen von der Frequenz abhängen. Wenn dieser Teil vollständig im Mörtel enthalten ist, der die groben Körner umgibt, so werden letztere nicht in Bewegung geraten und der Wirkungsgrad der Vibration wird in dem entsprechenden Teil der Mischung verbessert.

Die Verdichtungsgeschwindigkeit des Betons nimmt mit dem Druck und dem Hohlraumvolumen zu. Sie ist umgekehrt proportional der Zähflüssigkeit. Sie ist zusammen mit der inneren Reibung eine hervorstechende Charakteristik des Betons und kann leicht mittelst einer geeigneten Vorrichtung gemessen werden. Die Zähflüssigkeit bewirkt die Absonderung.

Die Entlüftung des Betons begleitet die Verdichtung, wobei die eingeschlossene Luft der letzteren entgegenwirkt. Bei homogener Vibration ist die Entlüftungszeit proportional dem Verhältnis zwischen dem Quadrat des Volumens und dem Quadrat der freien Oberfläche.

Die Ausbreitung der Vibrationsenergie von der Quelle aus geschieht mit folgender Dämpfung :

$$\frac{1}{W} \cdot \text{Grad } W = -\Omega$$

wo $\Omega = \frac{W_F}{W}$ der Dämpfungskoeffizient ist.

Die Abnahme der Vibrationsenergie, von der Quelle aus, ist umso grösser als :

Der Expansionsdruck hoch ist;
Die Frequenz hoch ist;
Das Hohlraumvolumen gross ist;
Die Verdichtungsgeschwindigkeit grösser ist.

Die Zunahme der Frequenz bewirkt eine intensivere Verdichtung, aber einen begrenzteren Wirkungsradius, es sei denn, dass die grossen Körner, die von der Erschütterung ausgeschlossen sind, zu einer Vergrösserung des Wirkungsgrades im übrigen Teil der Mischung beitragen.

Summary

The chief characteristic of concrete lies in its internal friction coefficient K, which can be ascertained thanks to a simple measuring apparatus. The running of concrete during vibration is caused by an expansion pressure through the setting in motion and the shock of the grains in the hollows of the mixture. It can be measured by a shearing test. The apparent internal coefficient of friction K′ lessens during vibration and increases during setting. The expansion pressure is proportional to the volume of the hollows and to the amplitude of the intermediate vibration and increases with frequency.

The proportion between the energy used up by vibration and the energy introduced is the damping coefficient. This increases with the percentage of hollows and frequency. The shaking energy is concentrated in a determined part of the grading, the limits of which depend on the frequency. If this part is entirely contained in the mortar which contains the coarse grains, the latter are not set in motion and the extent of efficiency of the vibration is improved in the corresponding part of the mixture.

The rapidity of condensation of the concrete increases with the pressure and volume of hollows. It is inversely proportional to viscosity. It is in conjunction with internal friction an outstanding characteristic of concrete and can be easily measured by an appropriate apparatus. Viscosity causes isolation.

Exclusion of air from concrete goes hand in hand with setting, for any air imprisoned counteracts it. When vibration is homogeneous the duration of exclusion of air is proportional to the relation between the square of the volumes and the square of the exposed upper surface.

Propagation of vibration-energy from its source occurs with the following damping :

$$\frac{1}{W} \cdot \text{Grad}\, W = -\Omega$$

in which $\Omega = \frac{W_F}{W}$ is the damping coefficient.

The diminution of the vibration energy, from the source, is all the greater when :

Expansion pressure is high;
Frequency is high;
Volume of hollows is large;
Rapidity of condensation is greater.

An increase in frequency causes a more intensive condensation but a restricted effective radius, unless the large grains excluded from vibration produce an increase of efficiency in the remaining part of the mixture.

IIa4

Destruction du béton : Effet de l'influence néfaste du gel

Betonschäden : Nachteilige Einflüsse in bezug auf die Frostbeständigkeit

The deterioration of concrete : Some factors affecting the resistance of concrete to frost action

J. A. LOE
B. Sc., A. M. I. C. E.
Harmondsworth

&

F. N. SPARKES
M. Sc., M. I. C. E.
Harmondsworth

Introduction

The resistance of concrete to damage by frost action varies considerably and depends partly on the type and proportions of the materials used in the mix and partly on the degree of exposure and moisture conditions to which the concrete is subjected. The action of frost in disintegrating concrete has already been explained (1). This paper describes further experiments carried out subsequent to those described by Collins, to determine the effect of the type of materials used, the grading of aggregate, and the mix proportions, including water-cement ratio. The tests were made on 4-in (10.2-cm) cubes which were subjected to daily cycles of freezing in the laboratory.

Description of test to determine the frost resistance of various types of concrete

The tests were designed to determine the effects of the following factors on the frost resistance of concrete : water-cement ratio, cement content, aggregate grading, type of aggregate and use of admixtures.

---

(1) A. R. Collins, *The frost resistance of concrete* (*Journal of the Society of Chemical Industry*, August 1943, *62*, 113-116).
A. R. Collins, *The destruction of concrete by frost* (*Journal of the Institution of Civil Engineers*, November 1944, *23*, [1], 29-41).
T. C. Powers, *A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete* (*Journal of the American Concrete Institute*, 1945, *16* [4], 245-72).

The concrete was made under well controlled laboratory conditions. The materials were batched by weight, and mixing was carried out in a horizontal pan type mixer. Slump and compacting-factor tests were made to measure the workability. Three mixes were normally made for each type of concrete, and from each of these three mixes about thirty 4-in (10.2-cm) cubes were cast. These were thoroughly compacted in two layers by means of an electric vibrating hammer. The cubes remained in their moulds for about 24 hours, being covered with wet mats during this period. After being demoulded the cubes were placed in water for a further period of six days.

At an age of seven days about half the cubes were subjected to daily cycles of freezing and thawing and the remaining specimens were stored in water at 14° C. until they were due for test. The cubes in the freezing tests were frozen in air for 16 hours (with a prolonged cycle of 40 hours at week-ends) in a cold room at a temperature of −20° Centigrade. Thawing was done by placing the cubes in water tanks at a temperature of about 14° Centigrade for 8 hours. At periodic intervals cubes were removed for crushing strength tests, after being given an additional 24 hours thawing in water and the corresponding cubes cured at normal temperatures were also tested at the same time. The crushing strength tests were made by placing each cube on its side as cast in the testing machine and applying the load at a rate of 2 000 lb/sq.in per min. (141 kg/sq.cm per min.).

Records were kept of the ages of any cubes that disintegrated before being due for test. If no such disintegration occurred the tests were continued for a total period of six months.

Mix proportions. Materials and aggregate gradings used in the tests

Table 1 gives details of the proportions and materials used in the various mixes. In some cases where similar mixes were required in two different series of experiments, a single mix was used for both. All the proportions given are by weight of dry materials. Details of the aggregate gradings are given in fig. 5.

Results of tests

The results of the tests are given in figs. 1-4 and 6-8 where the crushing strength of the cubes cured at normal temperatures as well as those subjected to freezing and thawing are plotted against age in days and number of freezing cycles. Most of the crushing strengths are the average from tests on one test cube from each of three mixes. The age at which it was decided that complete disintegration had occurred often varied considerably among cubes from the same mix, and the point at which the curve crosses the line of zero strength represents the average age of disintegration.

In order to enable the results of tests on different mixes to be more readily compared, a method has been used by which the durability of each mix is expressed by a single number. This is called the « durability factor » and is the ratio of an area under the curve of crushing strength after freezing and thawing divided by an area formed by the crushing strength curve

Effect of	Mix Proportions* (By Weight)	N° of Mixes Made	Matérials	Durability Factor	Remarks
Water-Cement Ratio	1 : 2 : 4/0.5 1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.7 1 : 2 : 4/0.8	3 3 3 3	Flint River Gravel (Grading Curve A in fig. 5)	1.06 0.62 0.29 0.20	Similar aggregate, gradings and cement content
Cement Content	1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 1/2 : 5/0.6 1 : 2 : 4/0.8 1 : 3 : 6/0.8	3 3 3 3	Flint River Gravel (Grading Curve A in fig. 5)	0.82 1.26 0.20 0.53	Similar aggregate, gradings and water-cement ratios ditto
Aggregate Grading	1 : 2 : 4/0.6 1 : 3 : 3/0.6 1 : 4 : 2/0.6	3 3 3	Flint River Gravel — Grading Curve B Grading Curve C Grading Curve D	0.82 1.01 1.38	Similar aggregates, cement content and water-cement ratios
Type of Aggregate	1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.6	1 1 1	Ketton limestone Swanworth limestone Rickmansworth chalk	1.14 1.90 0.04	Similar mix proportions
Admixtures	1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.6	3 3 3	Flint River Gravel — Without Vinsol With 0,02 per cent Vinsol With 0,05 per cent Vinsol	0.98 1.14 1.12	Similar proportions and water-cement ratios, varying amount of Vinsol
	1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.6 1 : 2 : 4/0.6	3 1 1	Flint River Gravel — Without Aluminium Powder With 0.0105 per cent Al With 0.0404 per cent Al	0.62 1.37 1.34	Similar proportions and water-cement ratios, varying amount of alumin. powder

* Expressed as Cement : fine aggregate : coarse aggregate/water-cement ratio.

TABLE I. *Details of the proportions and materials used in the various mixes.*

after normal curing. A somewhat similar method has already been used by Stanton Walker (2), who used the reduction in elastic modulus as his criterion instead of the crushing strength. The method of calculation is given in the Appendix.

Discussion of results

In considering the results of the tests, it should be remembered that the tests were carried out under very severe conditions, starting when the concrete was at an age of only 7 days. Concrete which satisfactorily withstands 25 to 35 cycles of freezing under these conditions will probably withstand satisfactorily the normal weather conditions met with in Great Britain for an indefinite period.

When a sound aggregate is used, such as a flint or granite, there appears to be little chance of frost affecting the aggregate itself, but disintegration of the cement paste may occur. The resistance of the cement paste

(2) Stanton WALKER, *Freezing and thawing tests of concrete made with different aggregates* (*Journal of the American Concrete Institute* 15 [6], 573-77).

to frost damage is dependent upon its strength, the pore structure and the presence and availability of water.

a) *Effect of water-cement ratio.* The results, given in fig. 1 show that the water-cement ratio has a very great effect on the durability of concrete. A change in water-cement ratio from 0.5 to 0.8 in mixes which were alike in other respects, resulted in a change from concrete which satisfactorily resisted over 110 cycles of freezing without failure, to one in which complete disintegration occurred after 19 cycles.

The strength of the cubes subjected to freezing cycles and those cured at normal temperatures are plotted against the water-cement ratio in fig. 2 for various ages.

b) *Effect of cement content.* The results of tests on mixes having different cement contents but alike in other respects are given in fig. 3. The lean mixes (i.e. those containing less cement) were more resistant to frost action than richer mixes with the same water-cement ratio. For a water-cement ratio of 0.6, a reduction in the cement content from 1 : 6 to 1 : $7\frac{1}{2}$ increased the durability factor from 0.82 to 1.26, and for a water-cement ratio of 0.8 a change in cement content from 1: 6 to 1 : 9 resulted in an increase in the durability factor from 0.20 to 0.53.

The explanation of the effect of cement content on the durability of concrete is thought to be very similar to that of aggregate grading and both of these factors are discussed together under the next heading.

c) *Effect of aggregate grading.* The results of tests on several series of mixes, each having similar cement contents and water-cement ratios but with different aggregate gradings, are given in fig. 4. The corresponding aggregate gradings are given in fig. 5. All these results show that a more durable mix was produced by using a higher sand content in the concrete.

The following is a suggested explanation of these results which would

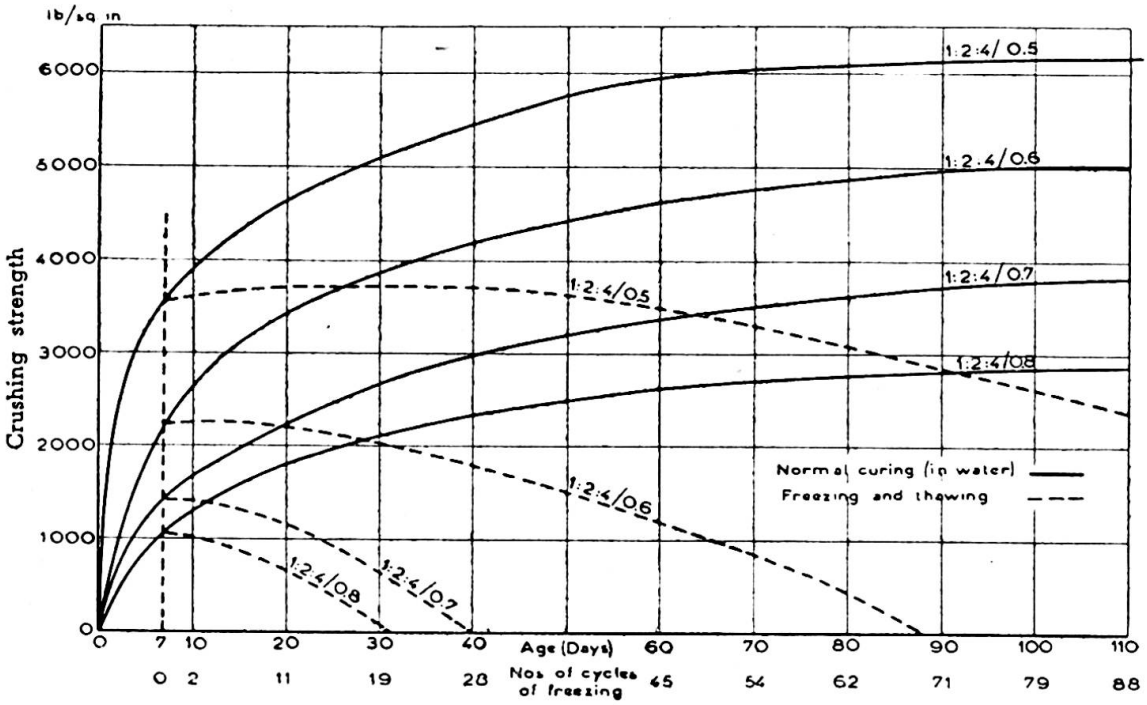


Fig. 1. The effect of water-cement ratio on the frost resistance of concrete.

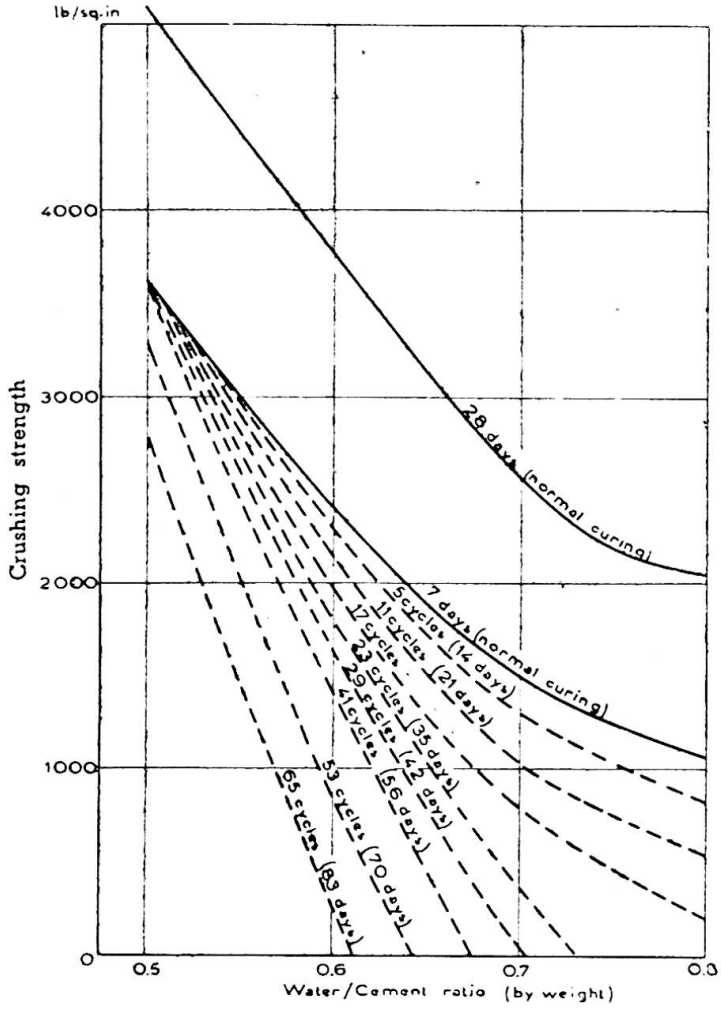
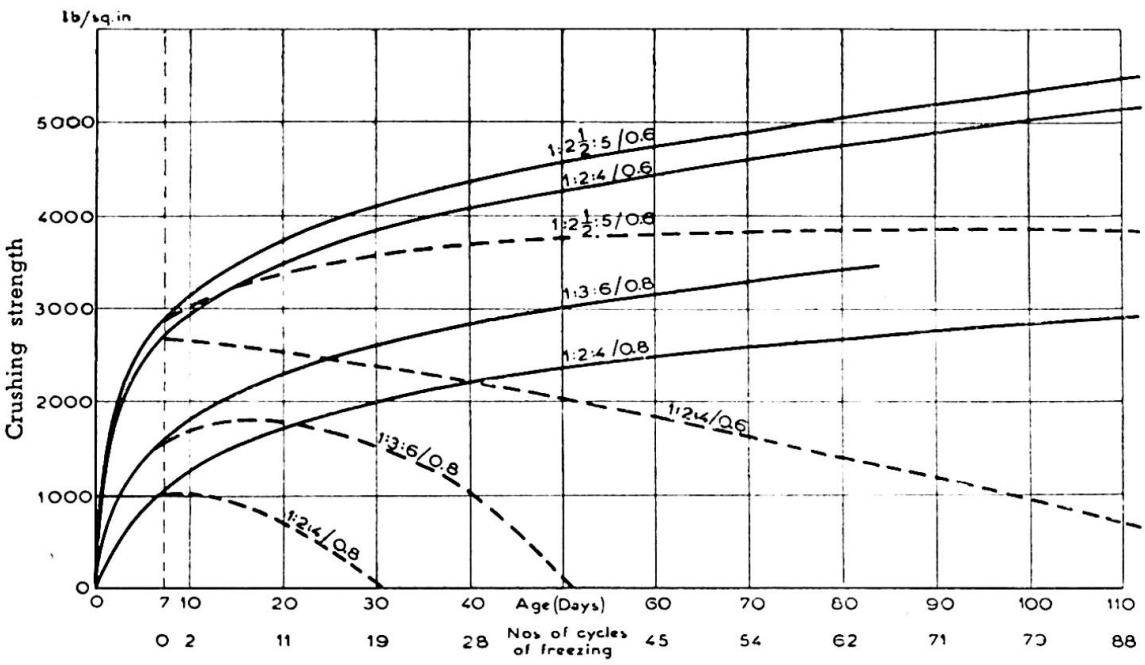


Fig. 2. Relation between crushing strength and water-cement ratio for various numbers of freezing and thawing cycles.

Fig. 3. The effect of cement content on the frost resistance of concrete.



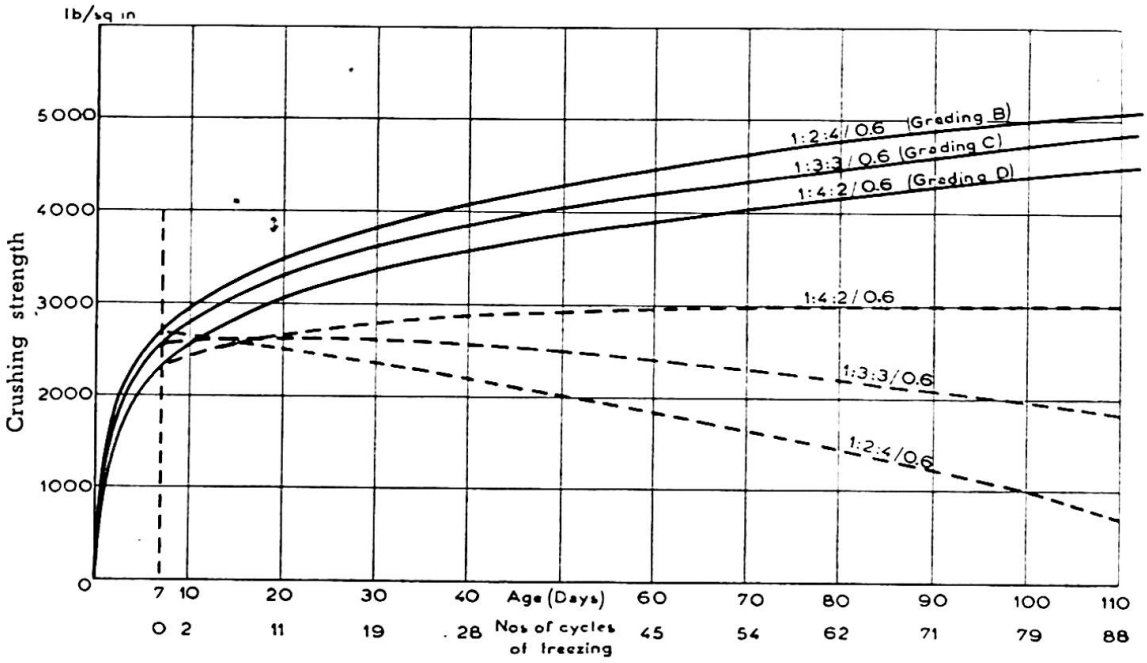


Fig. 4. Effect of aggregate grading on the frost resistance of concrete.

account for the effect of aggregate grading and cement content on the durability of concrete. For a given weight of aggregate, a material having a higher proportion of sand or fine gradings will have a larger total surface area than a material containing less of the small sizes. The cement paste may be considered as being used in two ways, some filling the voids between the aggregate particles and the remainder coating the aggregate particles with a layer of cement paste, the thickness of which depends upon the surface area of the aggregate and the amount of paste available.

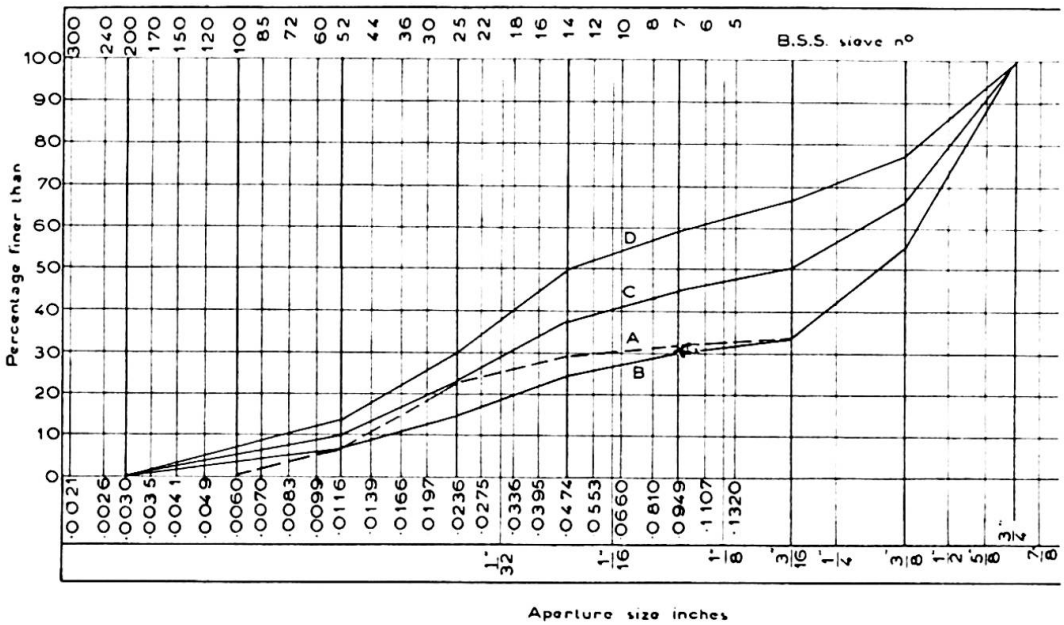


Fig. 5. Grading curves of aggregates.

For similar types of aggregate the percentage volume of voids differs only slightly and therefore the amount of paste left to coat the varying surface areas of the different gradings will be approximately constant and will result in films of cement paste of different thicknesses.

A thin film of cement paste between the aggregate particles will assist in resistance to frost damage in three ways : the structure as a whole is likely to be physically stronger, the total amount of water available will be smaller (assuming the aggregate to have a lower water absorption than the cement paste) and the flow of water to growing ice crystals will be reduced.

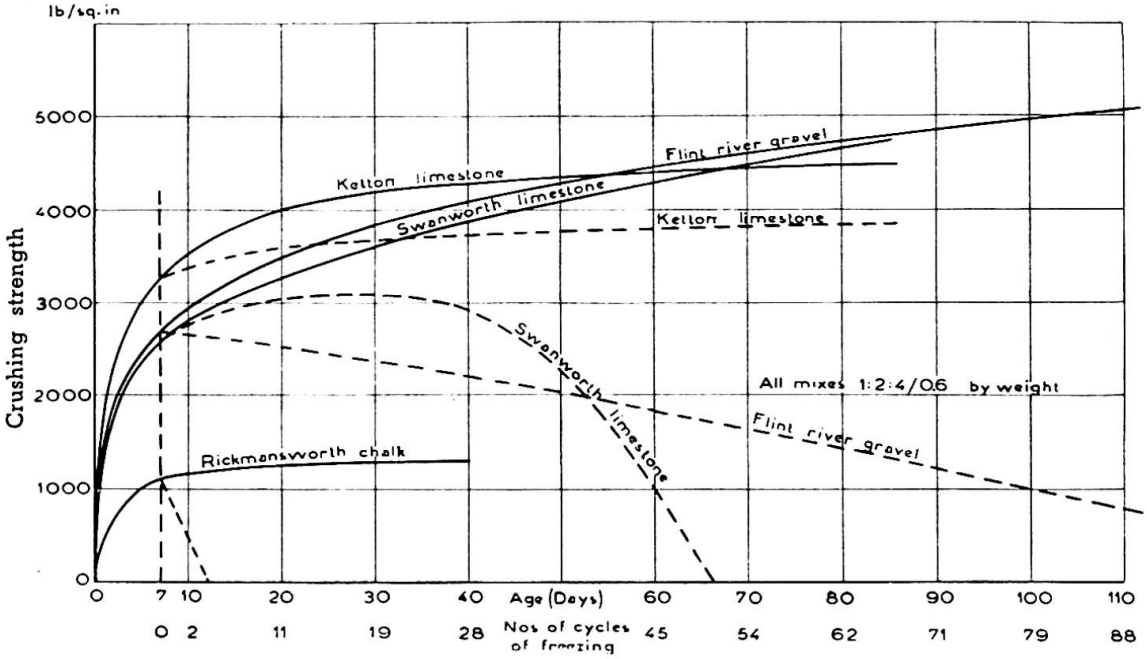


Fig. 6. Effect of limestone and chalk aggregates on the frost resistance of concrete.

d) *Effect of type of aggregate.* Tests were made on concrete containing chalk and limestone aggregate. The chalk was of medium hardness and two types of limestone were used, one of a porous oolitic type and the other a fairly hard limestone. The results are shown in fig. 6.

The concrete made with chalk aggregate disintegrated after 4 cycles of freezing and had a durability factor of 0.04. The limestone mixes were much more durable and both types compared favourably with flint gravel. The hard type had a durability factor of 0.90 and the porous oolitic type a factor of 1.14 but in the latter case the high figure may be due to the limestone having absorbed some of the mixing water and so reduced the effective water-cement ratio.

The special case of the cement grouted road using chalk as the aggregate is referred to later.

e) *Effect of admixtures.* The effects of two different types of admixture on the frost resistance of concrete are illustrated in figs. 7 and 8. These consisted of Vinsol resin and aluminium powder and gave the concrete

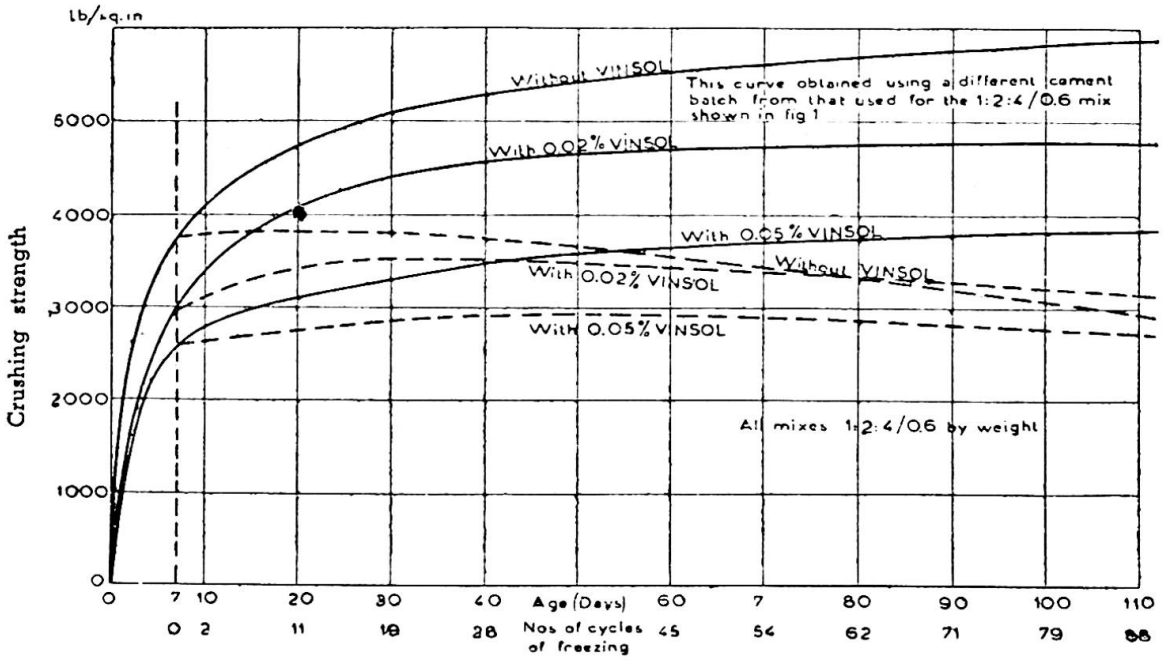


Fig. 7. Effect of addition of Vinsol resin on the frost resistance of concrete.

an improved durability as well as increasing the workability, but in both cases the crushing strength was reduced.

The durability factors and crushing strengths at 28 days of mixes containing varying amounts of Vinsol resin were as follows :

0.98 and 5 010 lb/sq.in with no Vinsol,
1.14 and 4 320 lb/sq.in with 0.02 per cent Vinsol (by weight),
1.12 and 3 370 lb/sq.in with 0.05 per cent Vinsol (by weight).

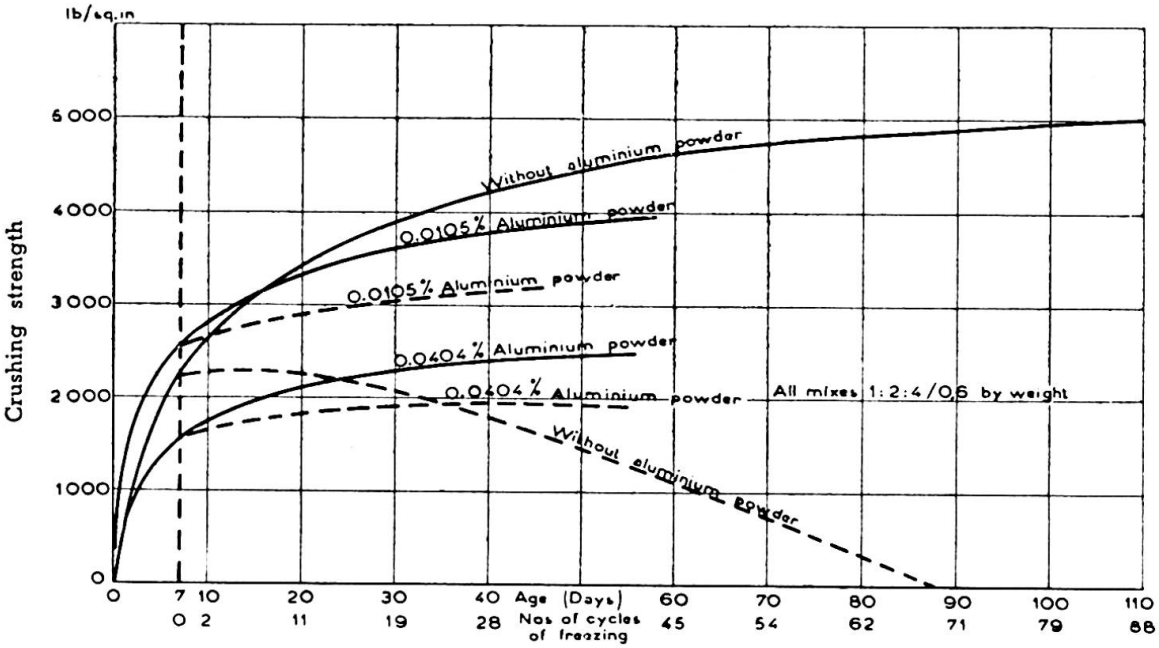


Fig. 8. Effect of addition of aluminium powder on the frost resistance of concrete.

If advantage is taken of the improved workability by reducing the water-cement ratio to the point where the workability of the Vinsol concrete is the same as that of normal concrete, it is likely that the crushing strength would not be appreciably reduced and even better resistance to frost action would result.

The durability factors and 28-day crushing strength of mixes containing aluminium powder were as follows :

0.62 and 3 700 lb/sq.in with no aluminium powder,
1.37 and 3 500 lb/sq.in with 0.0105 per cent aluminium powder,
1.34 and 2 100 lb/sq.in with 0.0404 per cent aluminium powder.

Again, the smaller proportion of aluminium powder gave greater strength and durability.

The improved resistance to frost damage resulting from the use of admixtures was comparatively small and under laboratory conditions could be equally well obtained by using a lower water-cement ratio provided the concrete could still be thoroughly compacted. Under field conditions, where control over mixing cannot be so rigid, there would be advantages in using the admixtures, especially if the water-cement ratio is reduced relative to that of normal concrete to maintain the same degree of workability.

It will be noticed that, for a 1 : 2 : 4/0.6 mix, higher strengths are obtained for the mixes whose results are given in fig. 1 than for those given in fig. 7 : this applies both to cubes cured normally in water and to cubes subjected to freezing cycles. This is probably accounted for by the fact that two different batches of cement were used and shows that, for cements of the same type, a variation in the frost-resisting properties may occur from batch to batch. To eliminate the effect of cement variation, all mixes made to determine the effect of one particular variable were made from the same batch of cement.

Recommendations for the design of concrete mixes to resist damage by frost action

The results illustrated in figs. 1-4 and 6-8 indicate that for concrete to have a good resistance to damage by frost action the following conditions should be fulfilled :

The water-cement ratio should be as low as possible consistent with the ability to compact it fully;

An aggregate which will produce a mix of good workability should be used;

The aggregate itself should be durable;

The cement content should be kept to a minimum.

The durability may be improved by the use of some types of admixture, particularly Vinsol resin.

It has been seen that higher sand contents in a mix gave greater durability when the water-cement ratios were similar. In practice a given degree of workability is generally required and the gradings with the higher sand content would require a higher water-cement ratio if the workability is not to be reduced. As the water-cement ratio has a much bigger influence on the durability of concrete than the thickness of the

cement paste film, it is always preferable to keep the water-cement ratio as low as possible. The grading which produces the mix of greatest workability should therefore be used because of its indirect effect of reducing the water-cement ratio necessary.

Aggregates which have a high silt content or which are composed of very angular particles, both of which reduce the workability of the mix, should be avoided if possible.

The use of chalk as a concrete aggregate

Experiments were carried out at the Road Research Laboratory during the war to examine the conditions in which a chalk aggregate could be made to resist frost effects. The results obtained suggest that, in areas where chalk is the only material economically available as aggregate, it may be used for, say, secondary roads provided that certain precautions are taken during construction. Since chalk is generally too soft to be tumbled about in a concrete mixer without powdering, it was broken to 1 in $-2\frac{1}{2}$ in ($2\frac{1}{2}-6\frac{1}{2}$ cm) in size and placed on the road bed. Cement-sand grout of fluid consistence was then poured into the voids to make a solid mass.

In carrying out the experiments, specimens of grouted chalk, 18 in square × 6 in deep (46 cm × 15 cm) were subjected to freezing from the top surface only, the sides and bottom being insulated by means of granulated cork. The cycle consisted of 16 hours at $-10°$ C. and 8 hours in water at 14° C. By this means various methods of preventing frost damage to cement-grouted chalk concrete were examined, including :

Coating the chalk lumps with a protective layer such as tar, pitch, sodium silicate, sump oil or ferric steorate;

Using a grout containing admixtures such as Vinsol, bituminous emulsion or motor oil;

By covering the top surface of the specimens with a thin layer of grout, or grout with hard stone chippings pressed in, or by applying a thin surface coating of bituminous material;

By covering all the surfaces, i.e. top, bottom and sides with a layer of grout approximately $\frac{1}{2}$ in thick.

The last method was the most successful one. This may be carried out in practice in the following manner : The formation is prepared and the side forms are set for a sufficient length to cover about three days' work. Grout is then spread over the formation to a depth of approximately $\frac{1}{2}$ in, preferably being placed on waterproof paper, and allowed to harden for two or three days. Boards, $\frac{1}{2}$ in thick, are then attached to the inside of the forms. The next operation is to spread the chalk aggregate over the hardened layer of mortar to within $\frac{1}{2}$ in of the finished surface level. This is then grouted to fill the interstices of the chalk and the surface given a rough screed finish. If the chalk is sufficiently dry to absorb water rapidly from the grout, it will cause the grout to lose its fluidity before it has penetrated the full thickness and it is therefore necessary to water the chalk well before grouting. As soon as the grout is sufficiently hard (say after 3-4 hours) remove the side boards and fill the gaps with grout and continue grouting over the whole area until within $\frac{1}{4}$ in of the finished surface level. Stone chippings are then applied to provide a wearing surface.

A section of road was laid in this manner in England during the war at a site used by logging and by ammunition lorries. After two severe winters it was still satisfactorily carrying the traffic. Similar roads constructed without the protective coating disintegrated badly during the first winter of exposure.

Conclusions

The resistance of concrete to frost action is primarily dependent upon the water-cement ratio, the resistance to frost damage increasing as the water-cement ratio is reduced;

Variations in the quality of the cement from batch to batch affect the frost resistance of the concrete, and concrete made from a cement which gives a higher strength has a greater resistance to damage by frost action;

For mixes of a given water-cement ratio the durability is improved by the use of a low cement-aggregate ratio, although this will reduce the degree of workability of the mix;

The effect of the water-cement ratio on the resistance of concrete to frost action is very much greater than that of the cement-aggregate ratio, and it is therefore preferable to use the lowest water-cement ratio possible even if this means increasing the cement-aggregate ratio to obtain sufficient workability;

Although the results show that for a given water-cement ratio a high sand content produces a more durable mix, it also reduces the workability. If a given degree of workability is required, it is preferable to reduce the sand content and thereby enable a lower water-cement ratio to be used as this has a much greater effect in improving the durability of concrete than the high sand content;

Concrete made from a hard flint aggregate failed by disintegration of the cement paste alone, the aggregate remaining undamaged;

Concrete made from chalk or porous limestone is liable to fail by disintegration of the aggregate itself and this may occur very rapidly, particularly in the case of chalk;

Cement-grouted chalk aggregate has given relatively good results in resisting frost damage, when surrounded by a layer of mortar;

Concrete made with fairly hard limestone aggregates and having a low water-cement ratio is fairly resistant to the effects of repeated cycles of freezing;

The use of some admixtures such as Vinsol resin and aluminium powder increases the frost resistance of concrete. They also increase the workability of the concrete and so enable the water-cement ratio to be reduced; this is an additional point in favour of the use of such admixtures.

Appendix

Method of calculating durability factors

The durability factor is determined as follows :

(1) The area under the strength curve for concrete subjected to freezing cycles, enclosed by the 7-day ordinate, the strength curve, the 84-day ordinate

and the base line is measured. If the concrete has disintegrated before reaching an age of 84 days then the area enclosed by the 7-day ordinate, the strength curve and the base line is used instead. The area is expressed in units of lb/sq.in × number of days.

(2) The strength at 7 days (i.e. the strength at the beginning of the freezing cycles) is multiplied by (84 – 7) days.

(3) The Durability Factor is the ratio of (1) divided by (2) and is in non-dimensional units.

In some cases, where the tests were not continued for 84 days, the durability factor was calculated up to the age at which the tests were stopped.

A durability factor of 1.00 would be obtained if there is neither gain nor loss of crushing strength when the concrete is subjected to freezing cycles, and is therefore a useful reference figure.

A durability factor greater than 1.00 indicates that some increase in strength occurred after freezing and thawing commenced.

Résumé

Des recherches ont été entreprises pour déterminer l'effet des considérations suivantes sur la résistance au gel du béton :

1° Proportion eau-ciment;

2° Teneur en ciment;

3° Granulométrie de l'agrégat;

4° Espèce d'agrégat;

5° Emploi de dosages.

Les essais étaient effectués sur des cubes de béton de 10,2 cm de côté; ceux-ci étaient soumis tous les jours à un cycle de congélation dans de l'air à une température de —20° centigrade, et de dégel dans de l'eau à une température de 14° centigrade. Les dégâts occasionnés par les cycles de congélation étaient mesurés par la réduction de la résistance à l'écrasement des cubes, et enfin par le nombre de cycles nécessaires à la désagrégation complète. Les résultats sont fournis par des séries de graphiques qui donnent d'une part la résistance des cubes à l'écrasement, d'autre part l'âge et le nombre de cycles de congélation. On peut exprimer ces résultats pour chaque genre de béton par un seul chiffre, dit « Facteur de Durabilité ». Une explication de l'effet de la teneur en ciment et de la granulométrie de l'agrégat sur la durabilité du béton est suggérée.

La comparaison entre des essais de laboratoire et des essais sur le chantier, souligne la sévérité des essais de laboratoire et la vitesse relative avec laquelle les résultats peuvent être obtenus. Des recommandations sont données concernant les conditions à imposer au béton pour lui permettre de résister aux dégâts de l'effet de gel. Les conclusions principales sont :

a) La durabilité du béton dépend premièrement de la proportion eau-ciment, et plus cette proportion s'abaisse, plus la durabilité augmente;

b) La durabilité est améliorée par l'application de mélanges qui comportent une basse teneur en ciment en rapport avec l'agrégat;

c) Quelques agrégats de craie et de pierre à chaux produisent un béton qui possède une résistance satisfaisante à l'action de congélation, pourvu qu'une faible proportion eau-ciment soit employée dans le gâchage;

d) Quelques additions qui produisent un entraînement d'air, fournissent un gâchage dont la durabilité et la maniabilité sont améliorées, mais en général ceci est accompagné d'une réduction de la résistance à l'écrasement.

Un cas spécial de l'effet d'un genre d'agrégat, est celui de l'usage de la craie dans la construction des routes à coulis de ciment : des essais étaient effectués pour déterminer les conditions dans lesquelles ce matériau peut être employé.

Zusammenfassung

Es wurde eine Untersuchung über den Einfluss der folgenden Faktoren auf die Frostbeständigkeit von Beton vorgenommen :

1) Wasserzementfaktor.
2) Zementbeigabe.
3) Kornzusammensetzung.
4) Art der Zuschlagstoffe.
5) Verwendung von Zusatzmitteln.

Die Prüfungen wurden an Betonprobewürfeln von 10,2 cm Kantenlänge durchgeführt, die einem täglichen Wechsel von Gefrieren in der Luft bei −20° C und Auftauen in Wasser von ungefähr 14° C unterworfen waren. Der Schaden durch das periodische Gefrieren und Auftauen wurde an der Verringerung der Druckfestigkeit des Betons und an der Anzahl der Perioden gemessen, die notwendig waren, um eine völlige Zerstörung des Betons herbeizuführen. Die Ergebnisse werden an Hand von Kurvendiagrammen dargestellt, in denen die Druckfestigkeit der Probewürfel einerseits und ihr Alter und die Anzahl der Perioden andererseits aufgetragen wurden. Diese Ergebnisse können für jegliche Art Beton als ein rein zahlenmässiges Verhältnis ausgedrückt werden. Man nennt sie die Beständigkeitswerte (durability factor). Für den Einfluss der Zementbeigabe und der Kornzusammensetzung wird eine Erklärung vorgeschlagen.

Der Vergleich der Laboratoriums- mit den Baustellenprüfungen zeigt deutlich die Genauigkeit der Laboratoriumsprüfungen und die kurze Zeit, in der die Ergebnisse erzielt werden können. Es werden Anregungen bezüglich der Erfordernisse gemacht, die zur Frostbeständigkeit des Betons nötig sind. Die wichtigsten Schlussfolgerungen sind :

a) Die Betonbeständigkeit hängt in erster Linie vom Wasserzementfaktor ab und nimmt mit geringerem Wasserzementfaktor zu.

b) Die Beständigkeit wird durch die Verwendung von Mischungen mit geringem Zement-Zuschlagstoffverhältnis erhöht.

c) Einige Kreide- und Kalksteinzuschlagstoffe ergeben einen Beton, der mit geringem Wasserzementfaktor eine genügende Frostbeständigkeit aufweist.

d) Einige luftzuführende (air-entraining) Zusätze ergeben eine Mischung von verbesserter Beständigkeit und Verarbeitbarkeit. Die Druckfestigkeit wird jedoch dabei gewöhnlich verringert.

Ein besonderer Fall betrifft den Gebrauch von Kreide beim Betonstrassenbau, wobei Versuche über die Anwendbarkeit dieses Materials durchgeführt wurden.

Summary

An investigation has been made to determine the effect of the following factors on the frost-resistance of concrete :

1) water-cement ratio,
2) cement content,
3) aggregate grading,
4) type of aggregate,
5) use of admixtures.

The tests were carried out on 4-in. (10.2 cm) concrete cubes subjected to daily cycles of freezing in air at −20° Centigrade and thawing in water at about 14° Centigrade. The damage done by the freezing cycles was measured by the reduction in the crushing strength of the cubes, and ultimately by the number of cycles required to cause complete disintegration. The results are given by means of a series of graphs showing the crushing strengths of cubes plotted against age and number of freezing cycles. These results for each type of concrete may be expressed by a single number, called the Durability Factor. A suggested explanation is given of the effect of cement content and aggregate grading on the durability of concrete.

The correlation of laboratory tests with field tests emphasises the severity of the laboratory tests and the comparative rapidity with which the results may be obtained. Recommendations are given for the requirements of a concrete to resist damage by frost action. The principal conclusions reached are :

a) The durability of concrete is primarily dependent upon the water-cement ratio, and the lower the water-cement ratio the greater the durability.

b) The durability is improved by the use of mixes having low cement paste-aggregate ratios.

c) Some chalk and limestone aggregates produce a concrete having satisfactory resistance to frost action provided a low water-cement ratio is used in the mix.

d) Some air-entraining admixtures produce a mix having improved durability and workability, but this is generally accompanied by a reduction in crushing strength.

A special case of the effect of aggregate type concerns the use of chalk in cement-grouted road construction and experiments were carried out to determine the conditions under which this material could be used.

IIa5

Etude sur la fissuration des ouvrages en béton armé

Untersuchung über Rissbildung in Eisenbetonbauten

Investigation on formation of cracks in reinforced concrete structure

GEORG WÄSTLUND

Professor of Structural Engineering
and Bridge Building,
Royal Institue of Technology, Stockholm
Director, Swedish Cement
and Concrete Research Institute
at the Royal Institute of Technology,
Stockholm

&

PER OLOV JONSON, C. E.

Swedish Cement
and Concrete Research Institute,
at the Royal Institute of Technology,
Stockholm

Introduction

Formation of cracks in reinforced concrete structures has met with *increasing attention since high-grade reinforcement steels with higher allowable stresses came into use.* The width of cracks increases with increasing stress in reinforcement, irrespective of the steel grade.

In order to contribute to the elucidation of the crack formation problem, an investigation on this subject is being carried on by the Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Stockholm, in cooperation with the Institution of Structural Engineering and Bridge Building at the Royal Institute of Technology, Stockholm, and the Construction Department of the Royal Administration of Roads and Waterways. The main purpose of this investigation is to provide information regarding crack formation in reinforced concrete bridges. The investigation comprises laboratory tests as well as records and measurements of cracks in existing bridges. Moreover, the investigation will in the near future include a theoretical study of the problem in order to deduce formulae for the approximate calculation of the maximum width of cracks.

The object of the laboratory tests was to examine crack formation in T-beams submitted to positive and negative moments. In connection herewith a more detailed study of the strength of bond between concrete and reinforcement in progress.

The present paper deals in the first place with crack formation in

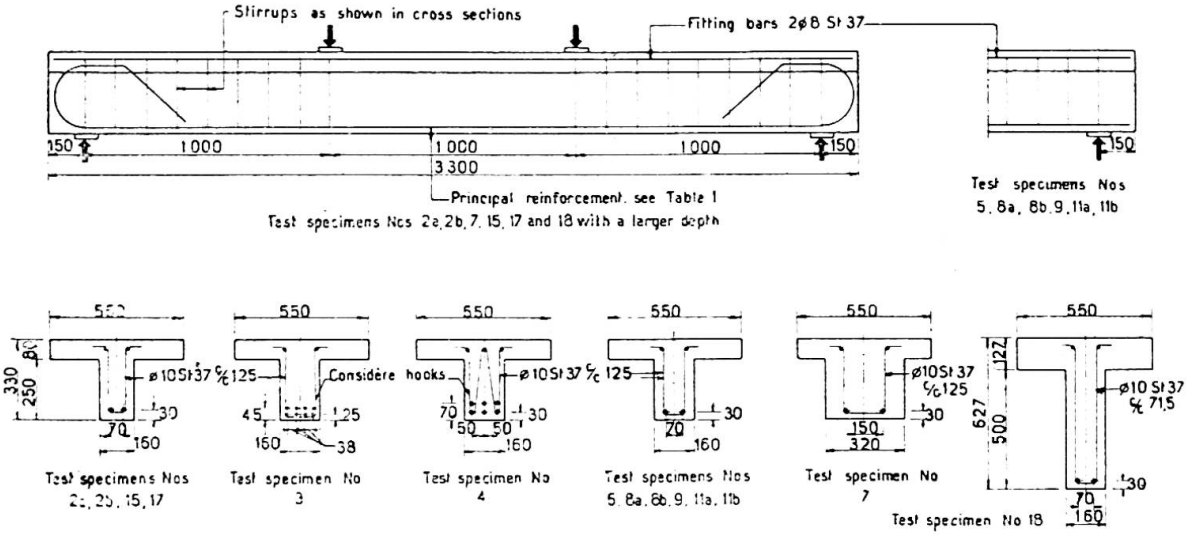


Fig. 1. Specimens used in tests regarding formation of cracks in T-beams subjected to positive moments. For test data, see Table 1.

beams subjected to positive moments, since it is only this part of the investigation that can be regarded as completed. Furthermore, a condensed account is given of some tests made on T-beams acted upon by negative moments, and some preliminary results of these tests are briefly stated.

Crack formation in T-beams submitted to *positive* moments has previously been dealt with more completely in *Proceedings of the Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology*, Stockholm, No. 10, 1947, reprinted from the review *Betong* (Concrete), No. 2, 1947 (49 pages, 12 tables, 52 figures, in Swedish).

1. Study of crack formation in T-beams subjected to positive moments

A. Laboratory tests

The laboratory tests were made in order to examine the effects on crack formation in T-beams by the following four factors, viz., 1) diameter of reinforcement bars, 2) ratio of reinforcement, 3) surface properties of reinforcement bars (plain bars and deformed bars), and 4) quality of concrete.

The test specimens are shown in fig. 1 and further test data are given in table 1. The test specimens differed in respect of the factors enumerated above. The tests were made as accurately as possible so as to curtail accidental errors. Thus, for instance, the concrete used for all test specimens was made of dried aggregate which was screened into separate fractions in advance. This was done in order to ensure uniform composition of the concrete used for making test specimens at different times. Accordingly, difference between the strength values was slight. The concrete was worked by hand in the forms, and had a slump of about 7 cm.

All cracks formed during the tests were successively studied, and their development was recorded. The widths of all cracks on both sides of the beam were measured on a level with the reinforcement by means of a microscope with an accuracy of about 1/100 mm.

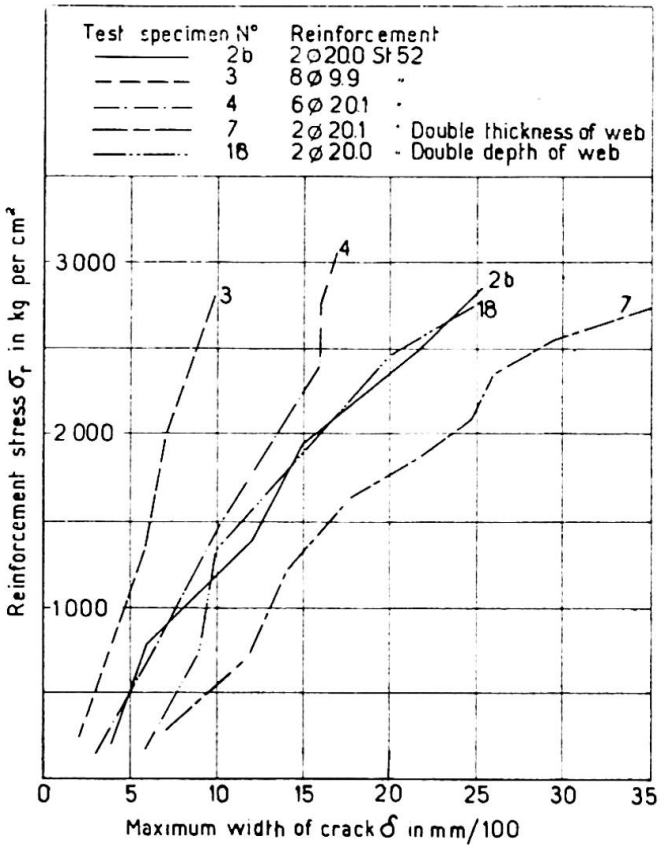


Fig. 2. Width of largest crack δ as a function of the reinforcement stress σ_r during the third application of load to five test beams differing in diameter of reinforcement bars (Nos. 2b and 3), ratio of reinforcement (Nos. 2b and 4), thickness of web (2b and 7), and depth of web (2b and 18).

In addition to the width of cracks, the total elongation of the beams was measured between the points of application of load. The deflections of the beams were measured at five points.

The reinforced concrete beams were tested in stages by repeated application and removal of load.

The results of the crack measurements are briefly summarised in fig. 2 to 4 and in table 1. They represent only the width of the *largest* crack observed during the *third* series of load application. The reason is that, in examining the test results, the greatest importance was attached to the behaviour of the beams during this load series, where the maximum load was equal to 3/4 of the ultimate load.

Diameter of reinforcement bars. The effect produced by the size of the diameter of reinforcement bars on the width of cracks is shown in fig. 2, vide test specimens Nos. 2*b* and 3 which were identical in every respect except for the diameter of the reinforcement bars. These curves show that *the width of cracks increases almost linearly with the diameter of the reinforcement bars.*

Ratio of reinforcement. The influence of the ratio of reinforcement on the width of cracks is illustrated by the results obtained from the tests made on specimens Nos. 2*b* and 4, in fig. 2. The curves show that the width of the largest crack observed on specimen No. 4, in which the area of reinforcement was three times as large as in specimen No. 2*b*, is slightly smaller with the same reinforcement stress. Under these circumstances *an increased ratio of reinforcement was favourable.*

Furthermore, the effect of the ratio of reinforcement can be exemplified

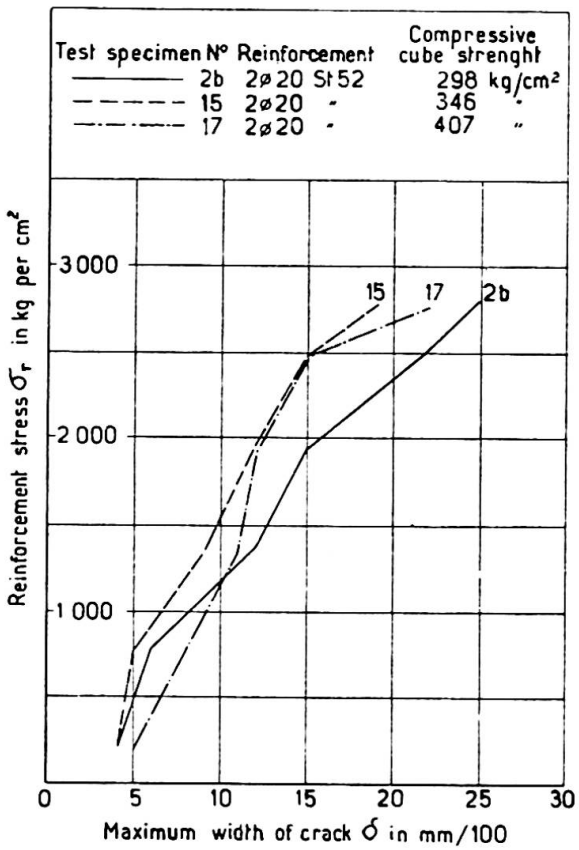


Fig. 3. Width of largest crack δ as a function of the reinforcement stress σ_r during the third application of load to three test beams differing in concrete strength.

by a comparison of test beams Nos. 2*b*, 7 and 18. These beams are provided with the same reinforcement, viz., 2 bars of 20 mm diameter, but the ratio of reinforcement of beam 2*b* is about twice as great as that of beams Nos. 7 and 18, because the latter two beams have twice the thickness and depth of web respectively. It will be seen from fig. 2 that *an increase in the thickness of web gives rise to a considerable increase in the width of cracks.* On the other hand, an increase in the depth of web is not likely to bring about an increase in the width of cracks. In all probability, it is the ratio of reinforcement in a relatively limited portion of the area under tension of the beam that influences the development of cracks. Consequently, the thickness of web should be only just large enough to ensure that the reinforcement is safely embedded in concrete.

Quality of concrete. The influence exerted by the quality of concrete on the width of cracks was investigated by tests made on three specimens. The results of these tests are reproduced in fig. 3. The compressive cube strength of the concrete (cube size 20 × 20 × 20 cm) increases in the order : Nos. 2*b*, 15 and 17, but the curves in the diagram do not follow the same sequence. Therefore, these tests do not give any definite information as to the effect of the quality of concrete.

Surface properties of reinforcement. Fig. 4 shows the effect produced on the width of cracks by the surface properties of the reinforcement bars. All test specimens referred to in fig. 4 were identical in respect of cross-section and quality of concrete, and nearly equivalent as regards the ratio of reinforcement, but they differed as to type of reinforcement (see table 1). The greatest widths of cracks were observed on test beams Nos. 2*a* and 2*b*

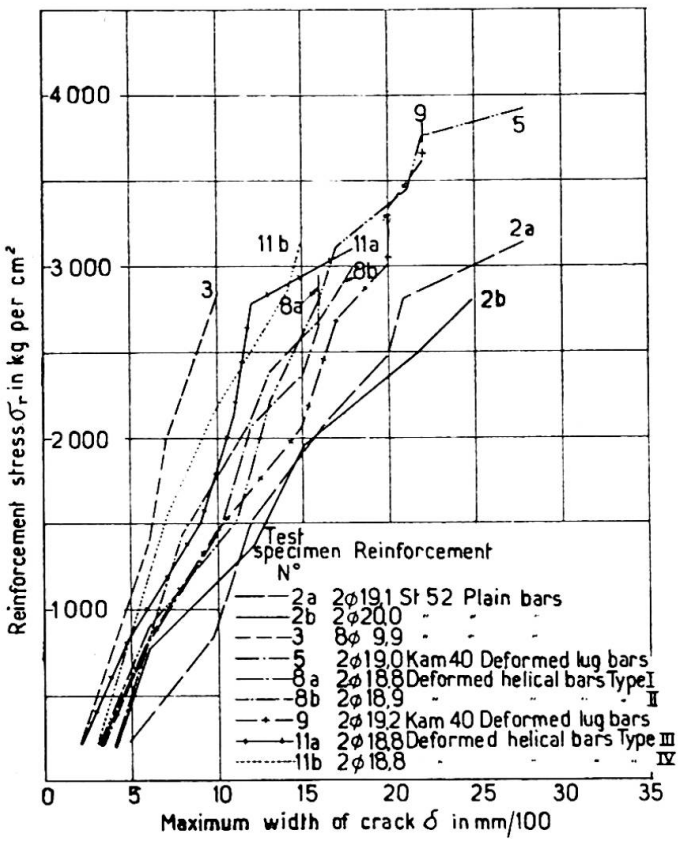


Fig. 4. Width of largest crack δ as a function of the reinforcement stress σ_r during the third application of load to ten test beams differing in diameter of reinforcement bars (Nos. 2b, 2a and 3) and in surface properties of reinforcement bars (Nos. 2a, 2b, 5, 9, 8a, 8b, 11a and 11b).

which were reinforced with 2 plain bars, 19.1 mm in diameter, and 2 plain bars, 20 mm in diameter, respectively, whereas the smallest width of cracks was observed on the test beam No. 3 which was reinforced with 8 plain bars, 9.9 mm in diameter. The widths of cracks which were obtained in tests made on beams reinforced with various types of deformed bars, 19 mm in diameter, were between these upper and lower limits. Test specimens Nos. 5 and 9 were identical in design. Both these beams were reinforced with deformed bars of the transverse lug type which is standardised in accordance with Swedish State Specifications for Cement and Concrete. Test specimens Nos. 8*a*, 8*b* and 11*a* were approximately equivalent to specimens Nos. 5 and 9, and were reinforced with deformed helical bars, types I, II and III. The results obtained in the case of test beam No. 11*b*, which was reinforced with deformed helical bars of type IV, were appreciably better. These four types of deformed helical bars were made for tests only, and will not be manufactured for sale. They differ in the pitch angle formed by the helical ridge and the longitudinal axis of the bar. The respective pitch angles of the four types of deformed helical bars were 27°, 36°, 45° and 52°. The larger the pitch angle, the greater the number of turns of the helix per unit length of bar.

Fig. 4 shows that the width of cracks observed on test beams reinforced with deformed lug and helical bars were smaller than those obtained in the case of the corresponding plain bars. However, the difference is not so great as might perhaps have been assumed.

Some test results which throw more light on the problems discussed above are given in table 1. The results of tests made on plain concrete beams are also reproduced in table 1.

Test specimen N°	Reinforcement and Remarks	Yield strength of reinforcement bars kg/cm²	Compressive cube strength (cube size 20×20×20 cm) σ_c 28 kg/cm²	Computed (1) tensile stress in bending set up in concrete at first crack kg/cm²
1	Plain concrete.	—	280	30.4
2 a	2 ∅ 19,1 St 52, plain bars.	3 670	278	29 1
2 b	2 ∅ 20,0 St 52, plain bars.	3 810	298	32.7
3	8 ∅ 9,9 St 52, plain bars.	3 640	276	39.6
4	6 ∅ 20,1 St 52, plain bars.	3 680	271	31.8
5	2 ∅ 19,0 Kam 40, deformed lug bars (5).	4 240	283	36.9
7	2 ∅ 20,1 St 52, plain bars. Double thickness of web. Cf. Fig. 1.	3 680	283	21.7
8 a	2 ∅ 18,8 Deformed helical bars, type I (6).	4 290	281	32.6
8 b	2 ∅ 18,9 Deformed helical bars, type II.	4 300	290	32.0
9	2 ∅ 19,2 Kam 40, deformed lug bars.	4 420	321	28.2
11 a	2 ∅ 18,8 Deformed helical bars, type III.	4 950	319	28.2
11 b	2 ∅ 18,8 Deformed helical bars, type IV.	4 900	302	29.3
14	Plain concrete.	—	345	25.5
15	2 ∅ 20,0 St 52, plain bars.	3 810	346	23.2
16	Plain concrete.	—	355	23.7
17	2 ∅ 20,0 St 52, plain bars.	3 810	407	31.7
18	2 ∅ 20,0 St 52, plain bars. Double depth of web. Cf. Fig. 1.	»	314	31.5

B. Crack measurements on bridges

In addition to laboratory tests, crack measurements were made on seven bridges. The purpose of these measurements was to provide information as to development, distribution and width of cracks in actual structures.

Up to now, only results of measurements concerning crack formation in structural members submitted to *positive moments* have been worked out. Some characteristic data on the bridges subjected to the crack measurements are given in table 2.

In general, crack measurements covered half the length of each bridge. All concrete surfaces were closely examined, and the cracks were marked, recorded and mapped. The width of cracks was measured with an accuracy of about 2/100 mm by means of a microscope. During the measurements of the width of cracks, the bridges were mainly subjected to dead load stresses (due to the weight of the bridge and the earth pressure), and possibly also to temperature and shrinkage stresses. On the other hand, no live loads were applied to the bridges during the measurements.

All the seven bridges showed fairly regular formation of cracks. In the central portions of the spans the cracks were located in the lower parts of the girders, and the distance between the cracks varied from a few centimetres to about one metre. In general, the distance between cracks did not exceed 40 to 50 cm. On continuous bridges no cracks had formed in the vicinity of the zero moment points, but cracks were observed over supports in the upper parts of the girders and in the bridge deck.

No damage caused by crack formation in girders, due to positive moments, was detected on the bridges, just as could be expected, because most of the bridges were but a couple of years old. The oldest bridge,

TABLE 1. *Data on Reinforcement, Strength of Concretes at First Crack, Maximum Width of Crack, Maximum Distance Between Cracks, etc.*

mputed (2) nforcement stress at first crack	Width of largest crack in mm/100 during third loading at a computed reinforcement stress (2)		(4) Maximum distance between cracks
	$\sigma r = 1600$ (3)	$\sigma r = 1900$ (3)	
kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	cm
—	—	—	—
1 020	13	—	23.0
1 062	13	—	22.5
1 368	6	—	11.2
600	11	—	15.0
1 336	—	12	17.8
1 070	18	—	32.2
1 124	—	12	14.5
1 127	—	11	18.2
979	—	14	15.8
1 009	—	10	16.5
1 024	—	9	17.3
—	—	—	—
756	10	—	22.3
—	—	—	—
1 045	12	—	22.4
1 598	13	—	25.5

(1) These stresses are computed on the assupmtion that the concrete, in conjunction with the reinforcement ($n = 15$), is able to withstand both tensile and compressive stresses.

(2) These stresses are computed on the assumption that the concrete is not able to withstand any tensile stresses.

(3) Permissible stresses for the respective steel grades stipulated in present Swedish State Specifications for Cement and Concrete (Staten off. utredningar 1942 : 44).

(4) Maximum distance between two adjacent cracks measured after loading to yield strength of reinforcement.

(5) Distorted lug bars, Kam 40, with transverse lugs, are standardised according to the present Swedish State Specifications for Cement and Concrete and are manufactured for sale.

(6) Distorted helical bars were manufactured for tests only. These four types differ in the pitch angle between longitudinal axis of the bar and the helical ridge. The respective pitch angles of the types I to IV are 27°, 36°, 45° and 52°.

which is referred to as No. 6, was 10 years old at the time of examination.

On the other hand, lime bleeding was observed along many cracks in the bridge deck and in beams along the edges of the deck. This observation was made on one bridge, provided with a wearing top layer forming part of the load-bearing slab, without any special insulating layer, as well as on other bridges, which were provided with a waterproofing membrane between the load-bearing slab and the concrete pavement. On the first mentioned bridge it took rainwater only a few minutes to pass through cracks about 10 mm/100 in width. On the other hand, no similar water penetration phenomena were observed on the bridges provided with waterproofing membranes.

The widths of the largest tensile cracks formed in the lower parts of the girders on account of positive moments are given in table 2. In general, these cracks are so small that they do not expose the stability of the structure to any serious danger. It is to be noted, however, that all bridges subjected to examination, with the exception of bridge No. 7, were reinforced with bars made of standard steel St 44. If standard steel St 52 had been employed for reinforcement, and if use had been made of the higher allowable stresses specified for this grade of steel, then the width of cracks would certainly have been greater.

2. Study of crack formation in T-beams subjected to negative moments

LABORATORY TESTS

The investigation of crack formation in T-beams subjected to negative

Bridge (2) N°	Total number of spans	Examined spans N°	Length of span m	Depth of girder (slab) at centre of span cm	Depth of girder (slab) at supports cm	Width of girder (slab) at lower edge cm	(3) Tensile reinforcement at lower edge of girder (slab) at centre of span	Strength of concrete stipulated in specification (cube size 20×20×20 cm) kg/cm²
1	2	I	35.0	119.5	219.5	68	21 ∅ 32	370
2	2	I	20.0	86.0	154.5	48	10 ∅ 32+ 2 ∅ 19	315
3	2	I	25.0	88.5	171.5	48	12 ∅ 32	340
4	5	I and V	8.2	35.0	71.0	560	36 ∅ 20	250
		II	11.2	»	»	»	54 ∅ 20	»
5	5	I	46.3	255.2	507.0	70 (5)	34 ∅ 32	340
		II	58.0	»	»	»	26 ∅ 32	»
		III	»	»	»	»	30 ∅ 32	»
6	5	Outer girder						
		I	10.0	105.0	105.0	70	11 ∅ 32	330
		II	11·5	»	»	»	8 ∅ 32	»
		III	11.5	»	»	»	9 ∅ 32	»
		Inner girder						
		I	10.0	100.0	100,0	60	11 ∅ 28	»
		II	11.5	»	»	»	8 ∅ 28	»
		III	11.5	»	»	»	10 ∅ 28	»
7	4	I	26.75	136.5	307.4	50	15 ∅ 31	310
		II	31.50	»	326.3	»	9 ∅ 31	»

moments is not yet completed. Accordingly, only some preliminary results are given below.

All test beams used in negative moment tests were identical in respect of the concrete area, see fig. 5, test specimen No. 102. The quality of concrete and total area of reinforcement were approximately equal in all test beams, whereas diameter and distribution of reinforcement bars varied. Reinforcement of four test specimens is shown in fig. 5. These test beams were reinforced with plain bars made of standard steel St 52. The theoretical span of the beams was 4.0 m. Each beam was subjected to two symmetrical concentrated loads, and the distance between loads was 1.28 m.

In these tests, the widths of transversal cracks were measured at the intersection of the cracks and four longitudinal gauge lines A, B, C and D. Positions of the gauge lines are indicated in fig. 5, see test specimen No. 107. Furthermore, reinforcement stresses in several bars of test beams Nos. 106, 107 and 111 were measured at the centre of a span. The deflections of the flange were measured along *three* longitudinal gauge lines on the test beams referred to above and along *one* gauge line on the other test specimens.

The following principal conclusions can be drawn from the preliminary test results.

1. It appears that distribution of reinforcement bars across the whole

TABLE 2. *Characteristic Data on Bridges Subjected to Crack Measurements* (1).

Computed dead load ress in reinforcement at centre of span kg/cm²	(4) Width of largest cracks observed at lower edges of bridge girder mm/100
594	15,15,15,15,15,14,14,14
544	14,10,10,9,9,9,9,9
522	25,25,25,25,24,22,22,21
302 600	15,12,10,8,5 — — — 16,16,16,15,14,13,13,13
875 755 777	35,30,30,30,25,22,22,22 25,20,20,20,20,18,18,18 22,22,20,20,20,18,15,15
500 372 378	15,13,13,12,12,12,12,10 16,13,11,11,10,10,9,8 12,12,12,12,11,10,8,7
590 435 394	14,14,12,12,11,11,10,10 19,12,11,10,10,10,10,10 11,10,8,8,8,7,7,6
030 780	20,15,15,15,14,13,12,12 22,22,20,20,20,18,15,15

(1) Cross-sections at centres of bridge spans and distribution of craks in some girders and bridge decks are shown in *Proceedings of the Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Stockholm*, No. 10, 1947.

(2) Bridges Nos. 1, 2 and 3 are girder frame bridges. Bridge No. 4 is a slab frame bridge. Bridges Nos. 5, 6 and 7 are continuous girder bridges.

(3) Bridges Nos. 1 to 6 are reinforced with plain bars made of standard steel, St 44. Bridge No. 7 is reinforced with deformed lug bars, Kam 40.

(4) It seems that these values have been exceeded at the construction joints where accurate measurements were rendered difficult by the vague contours of the cracks.

(5) The girders of this bridge are similar in shape to I-girders.

Gauge line	Observed width of cracks in mm/100			
	A	B	C	D
Test specimen N° 102 . . .	115	35	40	80
Test specimen N° 107 . . .	10	55	50	15
Test specimen N° 106 . . .	8	12	10	12
Test specimen N° 111 . . .	19	11	13	18

TABLE 3. *Maximum width of cracks observed on four test beams during the third application of load at a reinforcement stress of 1 600 kg per cm². Cf. fig. 5.*

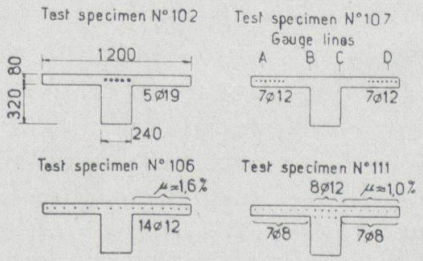


Fig. 5. Cross-section and reinforcement of four specimens used in tests regarding formation of cracks in beams subjected to negative moments.

flange, see test specimen No. 106, considerably reduces the width of cracks. This may be inferred from table 3 which gives a comparison of widths

of cracks measured on the four test specimens shown in fig. 5. The greatest width of cracks was observed in the case of test specimen No. 102.

2. Reinforcement stresses observed in the tests were practically equal in all bars at the same height, irrespective of their position with reference to the web. All reinforcement bars can therefore be regarded as almost equally effective.

3. Ultimate loads of all specimens subjected to the tests were approximately equal. These loads were determined by the yield strength of the reinforcement.

Résumé

Le présent rapport décrit une étude qui porte sur la fissuration des ouvrages en béton armé. Cette étude comprend des essais de laboratoire effectués sur des poutres en T et des mesures des fissures produites dans les ponts existants. Les essais de labortoire ont pour but de déterminer l'influence exercée par divers facteurs sur la fissuration du béton. Une série de poutres d'essai a été soumise aux moments positifs. Les résultats de ces essais peuvent être résumés comme suit : 1° la largeur des fissures augmente en fonction presque linéaire du diamètre des barres d'armature; 2° la largeur des fissures est légèrement réduite par l'augmentation du rapport des sections de l'armature et du béton; 3° l'emploi des barres à entailles et des barres hélicoïdales, au lieu des barres lisses, réduit la largeur des fissures, dans la supposition que les diamètres des barres d'armature et les efforts dans l'armature soient égaux; 4° l'effet produit sur la largeur des fissures par la résistance du béton à la compression mesurée aux cubes d'épreuve est peu important.

Une autre série de poutres d'essai a été soumise aux moments négatifs. Les résultats préliminaires de ces essais montrent que la largeur des fissures diminue si les barres d'armature sont convenablement réparties sur toute la largeur de l'aile de la poutre.

Dans les mesures des fissures effectuées sur les ponts existants, les fissures ont été enregistrées et la largeur des fissures a été mesurée sur sept ponts. La fissuration était assez régulière sur tous les sept ponts. En général, un grand nombre de fissures a été observé sur chaque pont.

Zusammenfassung

Der Bericht behandelt eine Untersuchung über die Rissbildung in Eisenbetonbauten. Die Untersuchung zerfällt in Laboratoriumsversuche an T-Trägern und Rissmessungen an fertigen Brücken. Bei einer der Versuchsreihen wurden die Träger von positiven Momenten beansprucht. Die Ergebnisse dieser Versuche können in aller Kürze wie folgt zusammengefasst werden : 1. die Rissbreite nimmt ungefähr geradlinig mit dem Durchmesser der Bewehrungseisen zu; 2. die Rissbreite wird bei zunehmendem Bewehrungsverhältnis etwas verringert; 3. die Bewehrung aus Rippen- und Spiralstahl ergibt bei gleichem Durchmesser und gleicher Bewehrungsspannung kleinere Rissbreiten als glatte Rundstahlbewehrung; 4. die Würfelfestigkeit des Betons übt auf die Rissbreite keinen wesentlichen Einfluss aus.

Bei einer anderen Versuchsreihe wurden die Träger von negativen Momenten beansprucht. Die vorläufigen Ergebnisse dieser Versuche zeigen, dass die Rissbreite kleiner wird, wenn die Bewehrungseisen über die ganze Breite des Trägerflansches gleichmässig verteilt werden.

Bei den an sieben fertigen Brücken vorgenommenen Messungen wurden die Risse verzeichnet und die Rissbreite gemessen. Die Rissbildung war bei sämtlichen untersuchten Brücken ziemlich regelmässig, und die Risse waren bei jeder Brücke gewöhnlich in grosser Zahl vorhanden.

Summary

This paper deals with an investigation on crack formation in reinforced concrete structures. The investigation comprises laboratory tests on T-beams and crack measurements on seven bridges. The purpose of the laboratory tests was to determine the effects produced by various factors on crack formation. One series of test specimens was subjected to positive moments. The results of these tests can briefly be summarised as follows : 1° width of cracks increases almost linearly with the diameter of reinforcement bars; 2° width of cracks becomes slightly smaller as the ratio of reinforcement increases; 3° the use of deformed lug and helical bars, as compared with plain bars, reduces the width of cracks, assuming the diameters of reinforcement bars and the stresses set up in the reinforcement to be the same; 4° the compressive cube strength of concrete does not exert any notable influence on the width of cracks.

Another series of test specimens was submitted to negative moments. The preliminary results of these tests show that the width of cracks is reduced when reinforcement bars are properly distributed across the whole flange of the beam.

In the crack measurements made on seven bridges, cracks were recorded and the width of cracks was measured. All these bridges showed fairly regular formation of cracks, and the number of cracks observed on each bridge was usually large.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa6

Essai dynamique du béton par une méthode supersonique (1)

Die dynamische Prüfung von Beton mittels einer supersonischen Methode (1)

The dynamic testing of concrete by a supersonic method (1)

R. JONES
B. Sc., Ph. D.
Harmondsworth

Introduction

In recent years, non-destructive methods of testing concrete have been developed in both Great Britain and America based on the measurement of the velocity of sound waves in the material. It has been found that the velocity is related to some of the other properties of concrete, and to its treatment after casting.

In America (2), a testing technique has been developed based on the measurement of the natural frequency of transverse vibration of concrete beams from which the velocity of sound in the material, and thence the elastic modulus, are deduced.

The advantages which are claimed for this method of test are :

The method is non-destructive and hence the same specimen may be employed to investigate the effects of factors such as ageing, frost damage, etc.;

Changes in the quality of the concrete may be related to changes in the dynamic elastic modulus;

---

(1) Crown copyright reserved.

(2) Thomson, W. T., *Measuring changes in physical properties of concrete by the dynamic method* (*American Society for Testing Materials*, Vol. 40, 1940, pp. 1113-1121).

Obert, L. and W. I. Duvall, *Discussion of dynamic methods of testing concrete with suggestions for standardisation* (*American Society for Testing Materials*, Vol. 41, 1941, pp. 1053-1071).

Long, B. G., H. J. Kurtz and T. A. Sanderson, *An instrument and a technic for field determinations of the modulus of elasticity and flexural strength of concrete (pavements)* (*Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 16, No. 3, January, 1945, pp. 217-281).

A higher order of reproducibility of results is obtained compared with the cube compressive strength, which, hitherto, has been accepted as the main method of assessing concrete quality. As a result, fewer specimens are required for dynamic testing compared with cube tests;

The tests are simple and rapid in operation.

A disadvantage of this method is that it is restricted to specimens of a particular shape. Further, when the longitudinal sound wave velocity is measured on pavement slabs or mass concrete the dynamic modulus cannot be deduced without a knowledge of Poisson's ratio for the material. This is shown by the equations (1) and (2) below :

$$E = V^2 \rho (1 - \sigma^2) \text{ for pavements} \tag{1}$$

$$E = V^2 \rho \frac{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}{(1 - \sigma)} \text{ for mass concrete} \tag{2}$$

where E = velocity of longitudinal waves
V = dynamic elastic modulus
ρ = density
σ = Poisson's ratio.

At the Road Research Laboratory, the aim of the investigation has been to devise a testing technique for determining the quality of concrete road slabs in situ, and, although this object has not yet been achieved, much useful data has been obtained relating the variation of the velocity of longitudinal pressure waves with the other properties of concrete. Information of this type would be necessary in any event in connexion with the testing of slabs in situ, since the quality of the concrete would have to be deduced from the dynamic measurements.

In the experiments described in this paper, measurements have been made of the longitudinal wave velocity in concrete beams, together with auxiliary experiments to determine the fundamental longitudinal resonance conditions for the same beams. From these data it was possible to determine the elastic modulus and hence compute Poisson's ratio.

The methods available for measuring the longitudinal wave velocity depend either on determining the wavelength of sustained vibrations of known frequency, or the measurement of the time taken for a pulse, produced either mechanically or electrically, to travel through a known distance of concrete. The latter method has received most attention because it is easier and quicker to use in practice, and apparatus has been constructed for measuring these times for mechanically or electrically produced pulses. The longitudinal wave velocity over the surface of large slabs of concrete can be measured by timing mechanically produced pulses, but this method is not capable of sufficient control or accuracy for use with smaller laboratory specimens. The general investigation of the variation of velocity with concrete quality has involved the testing of large numbers of laboratory specimens, and, for this purpose, the electrically produced pulse has been employed.

The measurement of the velocity of longitudinal waves in concrete, by a supersonic method

The velocity of longitudinal waves in concrete is measured by sending a short duration pulse into a concrete specimen and measuring the time

taken for this pulse to traverse a known distance. The great advantage of the method is that it is not restricted to specimens of a certain shape but can be applied to any specimen where two flat opposite faces are available. In the use of the method on the cube and beam specimens normally employed in laboratory tests, the distance over which the pulse was timed was about 10 cm, and for concrete made from typical road mixes the time taken was about 20-25 microseconds. To differentiate between the various mixes it is essential, therefore, to have apparatus which is capable of measuring individual times accurately to a fraction of a microsecond and also to take a large number of similar observations from which to obtain a mean value. The apparatus specially designed to meet these requirements is shown schematically in fig 1.

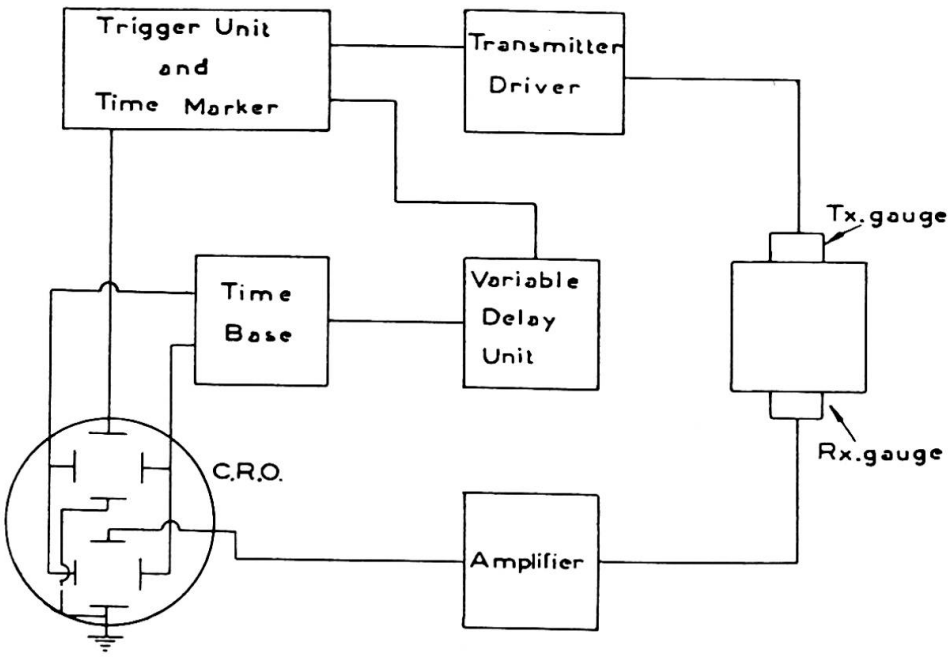


Fig. 1. Schematic diagram of supersonic pulsing apparatus.

The trigger unit supplies an electrical impulse of about 20 microseconds duration at a recurrence frequency of about 300 times per second which operates the time base *via* the delay unit so that the spots of the cathode ray tube are brightened and traverse the screen at some time variable, by means of a manually operated control on the delay unit, from about a microsecond to any chosen delay after the leading edge of the 20-microsecond pulse. The back edge of the 20-microsecond pulse is used to trigger a thyratron circuit (transmitter driver fig. 1) causing a short duration pulse to be applied to the piezo-electric crystal transmitter gauge which emits a short train of vibrations of supersonic frequency.

The vibrations after passing through the concrete are picked up by a receiving piezo-electric crystal gauge and, after amplification, the corresponding electrical signal is applied to the Y plate of the lower gun of the cathode ray tube. To the upper gun Y plate, timing pulses are applied direct from the crystal controlled circuits in the trigger unit giving timing marks on the top trace at intervals of 1.017 microseconds (small amplitude) and 10.17 microseconds (large amplitude).

If the transmitter and receiver gauges are held in direct contact, a signal appears on the lower trace when the time base operates with zero delay. The position of this signal is adjusted to coincide with a cursor line on the face of the screen and also with a large timing mark on the other trace. When the gauges are now placed on opposite sides of the specimen, the time of transmission of the supersonic pulse through the concrete may be measured by gradually turning the delay control and counting the number of time intervals passing the cursor line until the received signal appears on the lower trace under the cursor line. The operation is extremely rapid, and a high order of accuracy is possible, since individual times can normally be measured to within $\pm$ 0.2 microsecond.

The recurrence frequency of the trigger unit allows about 3 milliseconds between each cycle of events which is long in comparison of the time of transmission of the pulse through the specimen (normally less than 50 microseconds with distances less than 20 cm), and thus time is allowed during the resting period for reflections from the various boundaries to become of infinitesimally small amplitude before the next working stroke begins. For larger specimens it has been necessary on occasions to reduce the recurrence frequency to about 100 per second to obtain a reasonably linear trace before the onset of the signal.

It can be shown, theoretically, that, when supersonic waves are propagated through media, almost all the energy travels at right angles to the surface of the transmitter. The magnitude falls to zero at a semi angle θ given by :

$$\sin \theta = \frac{1.22\, c}{nd}$$

c being the longitudinal wave velocity in the media;
n the natural frequency of the transmitter;
d the diameter of the transmitter.

Thus, for a transmitter of given diameter, the directionality of the energy increases with increasing frequency. Unfortunately, the attenuation of the energy by the media also increases with the frequency, and concrete, due to its non-homogeneous nature, imposes a high attenuation on high frequency waves so that a frequency of 250 kc has been the highest gauge frequency used, in which case θ is about 40°. Lower natural frequency gauges, down to 40 kc, have been employed with increase of output and less attenuation, but the increased spread of the energy gives rise to increased amplitude of the reflections within the specimens necessitating a lower recurrence frequency.

Variations of the velocity in laboratory and road core specimens

The forms of the specimens used in most of the tests made up to the present had also to be suitable for measurement of the static quantity with which the longitudinal wave velocity was being compared, and were mainly 10-cm cubes or beams 10 cm square by 40 cm long or 15 cm square by 77 cm long, used subsequently for compressive cube strength and modulus of rupture determinations. With these specimens, measurements

of the longitudinal wave velocity were made across the moulded faces of the concrete, intimate contact between the gauges and the concrete being facilitated by the use of a thin film of oil. It was impracticable to make routine measurements in a direction perpendicular to the top face of the specimens due to the uneven nature of the top surface which would have required special preparation to ensure sufficiently good contact between the gauges and the concrete. Since the gauges were about 3 cm diameter, it was possible to make nine separate observations across each pair of opposite moulded faces of a 10-cm cube specimen.

If the specimens contain large aggregate, as in the present case (ratio of size of aggregate/side of specimen = 1/5), the concrete is far from isotropic, and a large scatter may be anticipated between successive measurements. Analysis of the times of propagation over the 10-cm path indicated that the scatter was greater for some mixes than for others and also that the distribution was irregular as may be seen from fig. 2 which represents the analysis of observations on thirty cubes of a 1 : $2\frac{1}{2}$: 5/0.70 mix. In the cases where large scatter was observed a closer examination of the results showed that there were three definite groups corresponding to transmission times across sections near the top, the middle and the bottom of the cube. If the results used for the distribution curve of fig. 2 are separated into the three different groups the separate distribution curves are those given in fig. 3. It will be seen that the distribution curves of the transmission times in the top and bottom slices are almost identical in shape, but with different mean transmission times corresponding to a higher longitudinal velocity in the bottom slice. The distribution curve in the middle slice indicates a spread of results with standard deviation approximately equal to twice that in the top or bottom sections, as though it were composed of results from the other two groups. It is to be expected that the method of manufacture will influence the results; the 10-cm cubes used in all tests were made in steel moulds in two 5-cm lifts, the lower lift being compacted before the upper lift was placed in position. Thus measurements over the middle slice overlap the original join between the two lifts, which was caused to disappear by the final compaction, and this may explain the greater scatter of the results over the middle slice.

In almost every cube and beam specimen tested the mean longitudinal wave velocity is higher at the bottom of the specimen than at the top, the magnitude of the difference being dependent on the water/cement ratio as may be seen from fig. 4, which gives the mean results at an age of 28 days from eighteen water-saturated cubes from each of five different mixes with five water/cement ratios. In general the wetter mixes of each series tend to produce a greater degree of non-uniformity in the cube, except the wettest mix of each series where it is possible that only a small amount of punning was used to obtain compaction. It is conceivable that the discrepancy is due to segregation of the aggregate, and though this may be a contributory cause, particularly with the leaner mixes, a more likely explanation may be that a higher percentage of water voids are present near the top of the specimens due to water rising during manufacture. The latter explanation is supported by some previous results obtained by a sonic longitudinal resonance method on beams cut from a road slab when it was observed that the velocity of the longitudinal vibrational sound wave was related approximately inversely to the percentage voids.

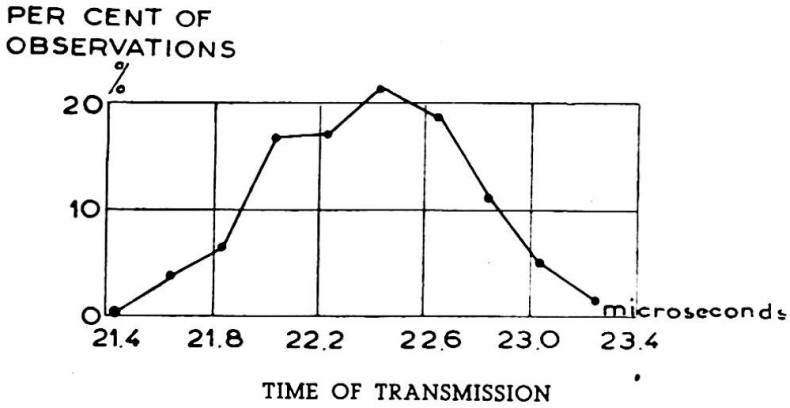


Fig. 2. Distribution of transmission times in concrete cubes.

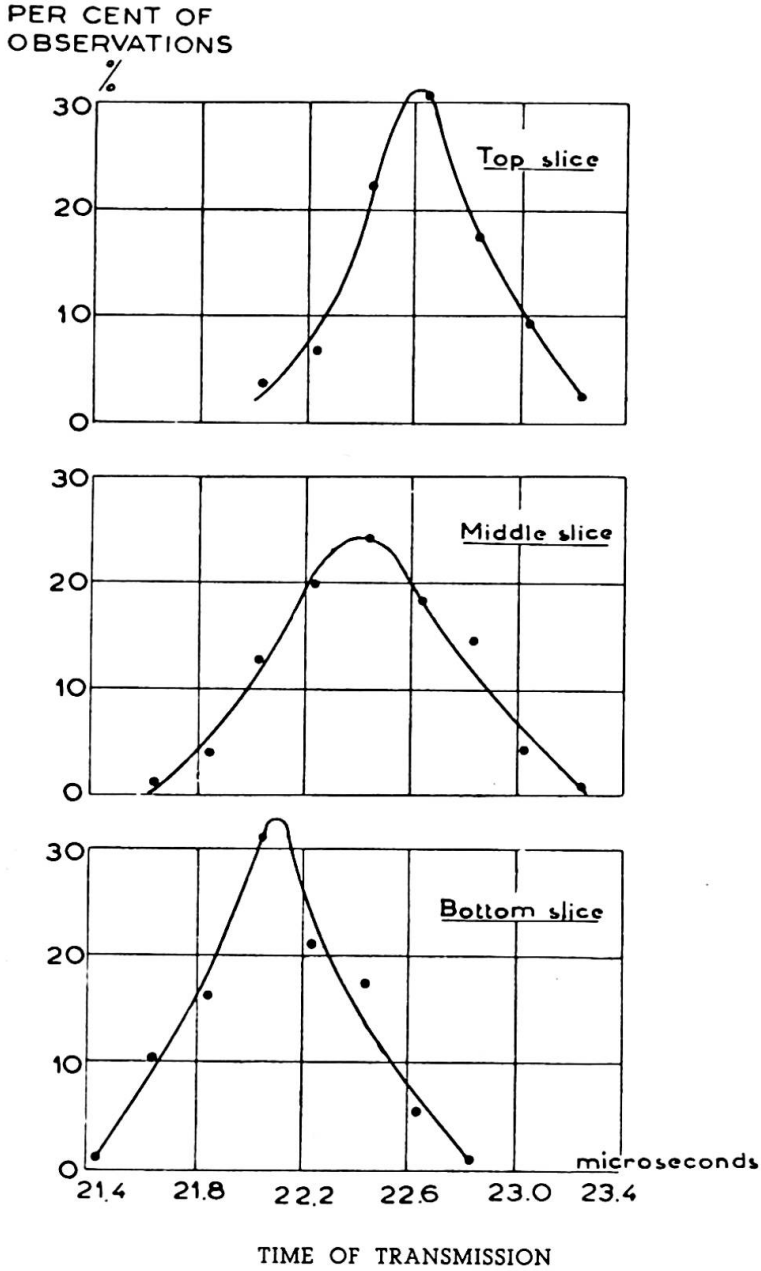


Fig. 3. Distribution of transmission times through three sections of concrete cubes.

The results quoted above serve to illustrate the scope of the supersonic method in the examination of laboratory specimens. Time has not permitted any further studies on the effect of different methods of specimen preparation and attention is now being devoted to the analysis of road cores.

When it was found that the longitudinal wave velocity was sensitive to void content, experiments were begun to investigate the possibility of using such a method in the routine analysis of road cores as an alternative to the analysis by density determinations of thin slices cut from the core, which is a long and costly procedure. Preliminary tests have been made on specially prepared oven-dried cores, and fig. 5 shows a comparison for one particular core, between the longitudinal wave velocity and compaction as measured by density analysis. When obtained from the road slab the core has rough cylindrical sides and therefore requires preparation before the velocity measurements can be made. In most preliminary tests flat parallel surfaces have been cut but further tests are being made to obtain a quicker method of preparation which will give adequate transmission without impairing the accuracy,

The variation of the longitudinal wave velocity in compacted concrete of different mix proportions and water/cement ratios

For the purpose of studying the variation of the longitudinal wave velocity in concrete of different mix proportions and water/cement ratios, use is made of the velocity obtained near the bottom of cube and beam specimens, since this, it may be assumed, is the nearest approach to fully compacted conditions. The extent and type of variation of this velocity in saturated specimens of concrete made with Ham River aggregate at 7 and 28 days is shown in figs. 6 and 7 respectively. These results represent the mean value from two series of beams, 15 cm square by 77 cm long, each beam being tested at different ages. The agreement between the beams made from the same mix was extremely good and in most cases the velocities agreed to within 1 per cent.

It will be seen that for each mix proportion the velocity decreases approximately linearly with increasing water/cement ratio, but mixes with higher aggregate content give a higher velocity at the same water/cement ratio. It is possible to draw a single curve through all the points at each age but the scatter would be extremely large. A better representa-

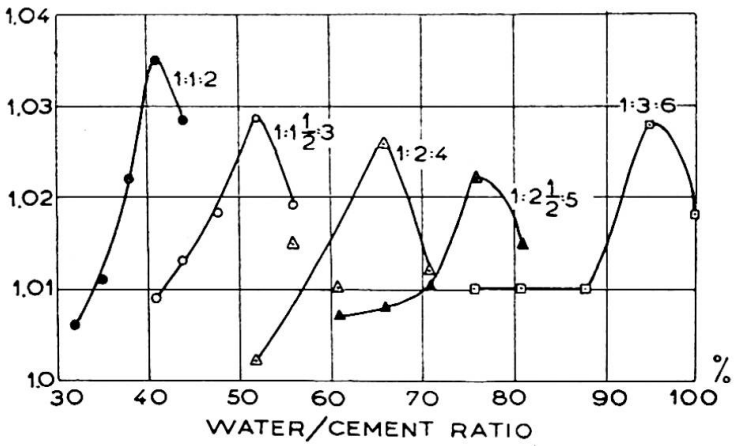


Fig. 4. Ratio of the longitudinal wave velocity near the bottom of a concrete cube to that near the top for different concrete mixes.

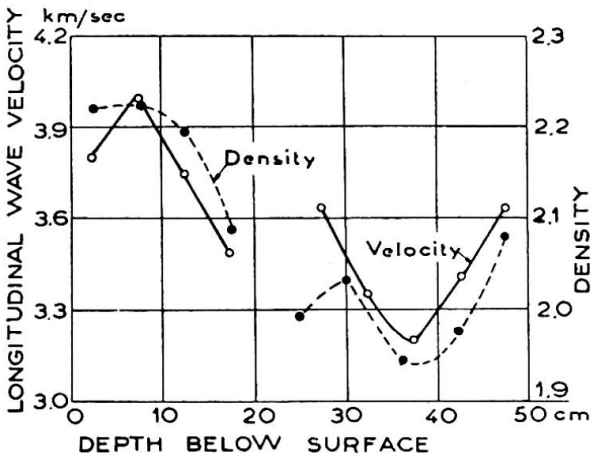


Fig. 5. Longitudinal wave velocity and density at various depth in a road slab.

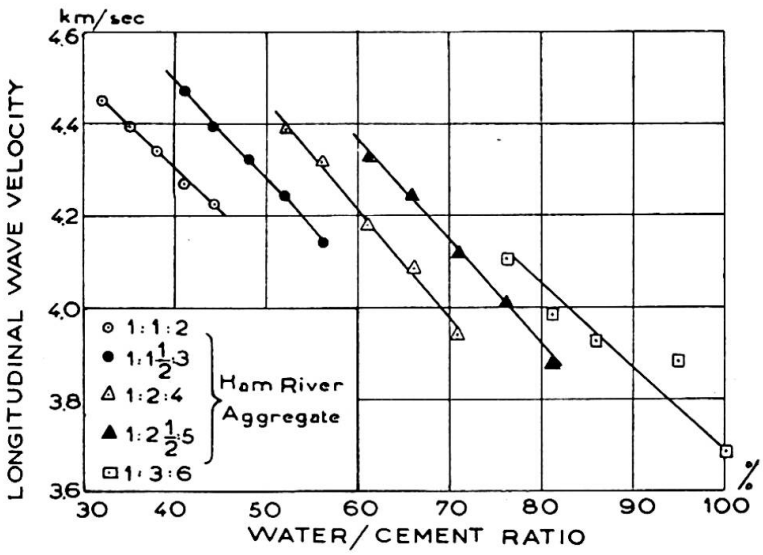


Fig. 6. Longitudinal wave velocity in concrete at an age of 7 days.

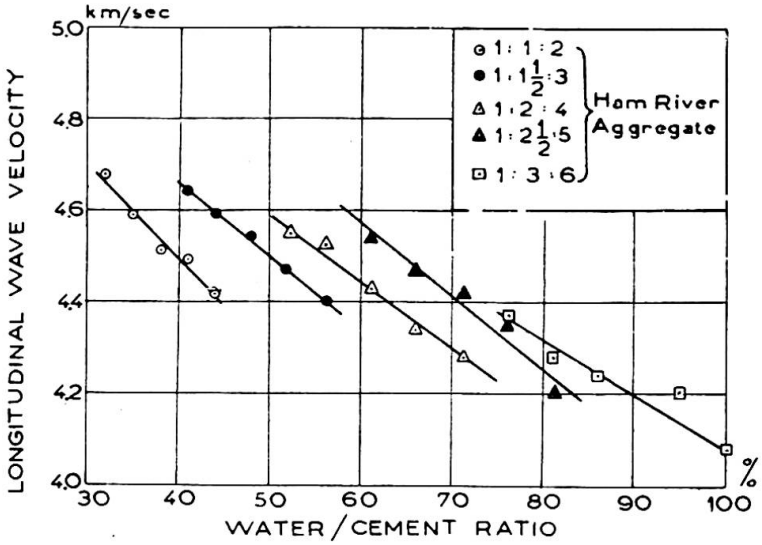


Fig. 7. Longitudinal wave velocity in concrete at an age of 28 days.

tion is that adopted in figs. 6 and 7 of a series of approximately parallel curves, one for each aggregate/cement ratio.

The increase of velocity between 7 and 28 days can be seen by a comparison of figs. 6 and 7, but results obtained on similar specimens at an age of three months showed little change from the 28-day results. Thus the main increase in the longitudinal wave velocity occurs prior to 28 days which is in agreement with results obtained using the resonance method when it was found that only small increases occurred in the dynamic modulus after an age of 28 days ([2]).

Variation of longitudinal velocity with static strengths

After the velocity measurements most of the water-saturated specimens were tested, statically, on the same day, the 10-cm cubes in compression and the 10-cm and 15-cm section beams in flexure by centre line and third line loading respectively.

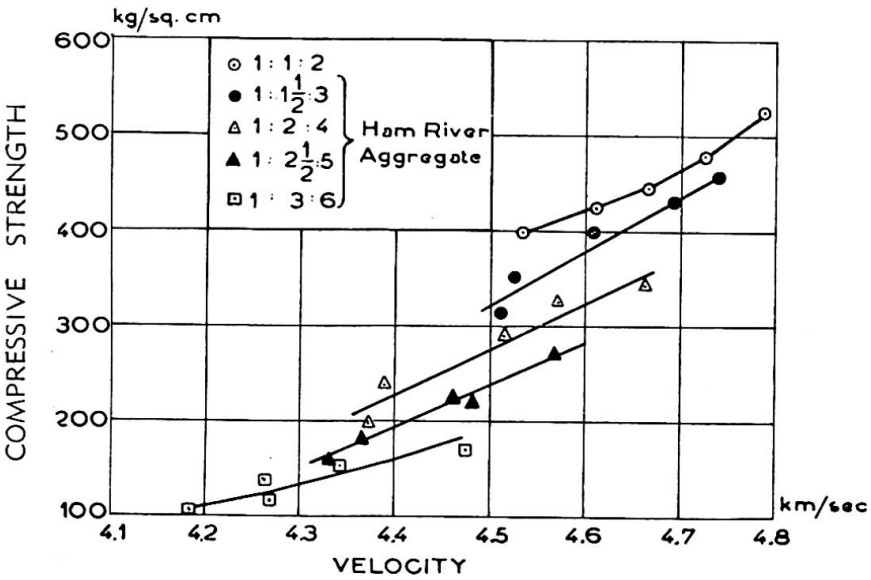


Fig. 8. Relation between the longitudinal wave velocity and the compressive cube strength.

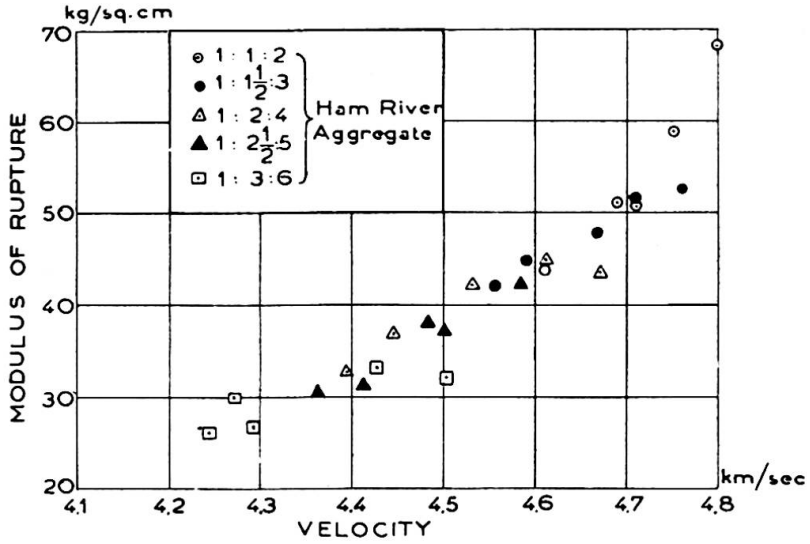


Fig. 9. Relation between the longitudinal wave velocity and the modulus of rupture (centre line loading).

The variation of the mean longitudinal wave velocity with compressive strength for cubes made from Ham River aggregate is shown in fig. 8. It will be seen that, for a particular mix, the increase in strength is accompanied by an increase in longitudinal wave velocity but the actual value of the velocity is also dependent on the aggregate-cement ratio.

In fig. 9 the mean velocity from three 10-cm section beams of each mix of the Ham River concrete is plotted against the modulus of rupture measured by centre line loading. It will be seen that the results fall on a single curve irrespective of aggregate content, but it should be noted that the modulus of rupture results for a particular mix showed considerable scatter so that the three beams tested were probably too few to obtain an accurate result.

Fig. 10 gives mean longitudinal wave velocity plotted against the modulus of rupture, measured by third line loading for three 15-cm section beams from two concrete mixes 1 : 1½ : 3 and 1 : 3 : 6 each with three water/cement ratios adjusted to give three different workabilities corresponding approximately to 0-, 5- or 15-cm slumps with Bridport, Enderby

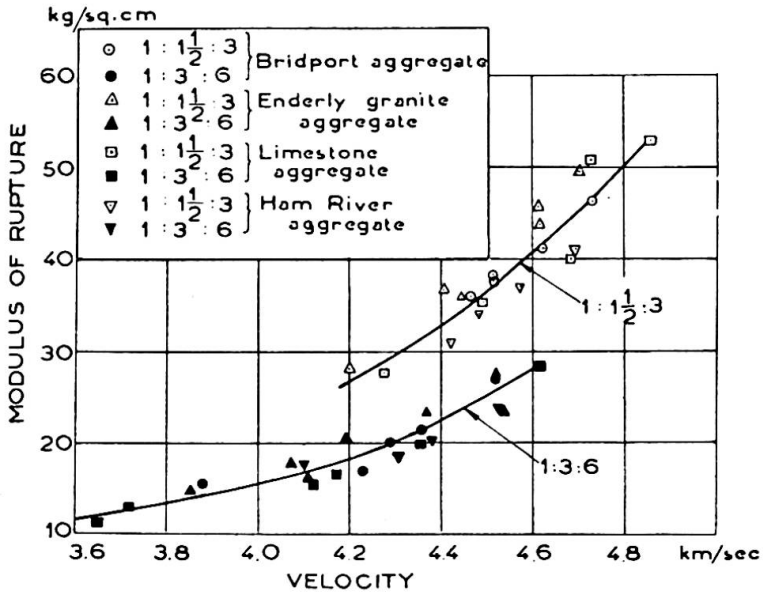


Fig. 10. Relation between the longitudinal wave velocity and the modulus of rupture (third line loading).

granite, Ham River and limestone aggregates. It will be seen that the relation between velocity and modulus of rupture appears to be independent of age and type of aggregate but to depend upon the aggregate/cement ratio. In these tests modulus of rupture values from beams of the same mix were more consistent and reproducible than those obtained previously from the smaller beams.

With the latter series of beams the tests were extended to include longitudinal resonance measurements from which the dynamic modulus may be calculated to a sufficient degree of accuracy from the equations

$$E = c^2 \rho \tag{3}$$

$$c = \frac{2\,nl}{i} \tag{4}$$

where c = the longitudinal vibrational sound velocity
ρ = the density of the concrete
n = the natural frequency of vibration in longitudinal resonance
i = the order of the harmonic (= 1 for fundamental)
l = the length of the beam (about 79 cm).

The variation of the dynamic modulus with the modulus of rupture is given in fig. 11; it will be seen that the relation between these quantities is also dependent on aggregate/cement ratio, and that there is a greater scatter of the results about the curves for each of the two mixes than for the longitudinal wave velocity-modulus of rupture curves.

Measurement of Poisson's ratio

Poisson's ratio may be obtained from observations of the longitudinal wave velocity (V) and the fundamental longitudinal resonance (n) on the same beam specimen when by equations (2), (3) and (4) :

$$\frac{V}{2\,nl} = \sqrt{\frac{1-\sigma}{(1-2\,\sigma)(1+\sigma)}} \tag{5}$$

In order fully to justify the method measurements have been made on suitable metal beam specimens of known properties and the results were in very good agreement with values normally given (steel 0.28; brass 0.33).

Poisson's ratio has been determined from water-saturated beams at 28 days of 1 : 1½ : 3 and 1 : 3 : 6 mixes with different water/cement ratios and made with four different types of aggregate. Fig. 12 shows that there is an appreciable variation in Poisson's ratio with type and texture of the concrete and that the values obtained are somewhat higher than 1/6 which is often used ([2]). Thus in calculating the dynamic modulus from equations (1) or (2) it is essential to know the value of Poisson's ratio otherwise it is possible to introduce appreciable errors by assuming a constant value.

Investigation of frost damage

A recent application of the supersonic method to concrete has been to investigate the development of cracks in laboratory specimens caused by successive freezing and thawing cycles. Velocity measurements have been made during one of the thawing cycles on cube specimens completely

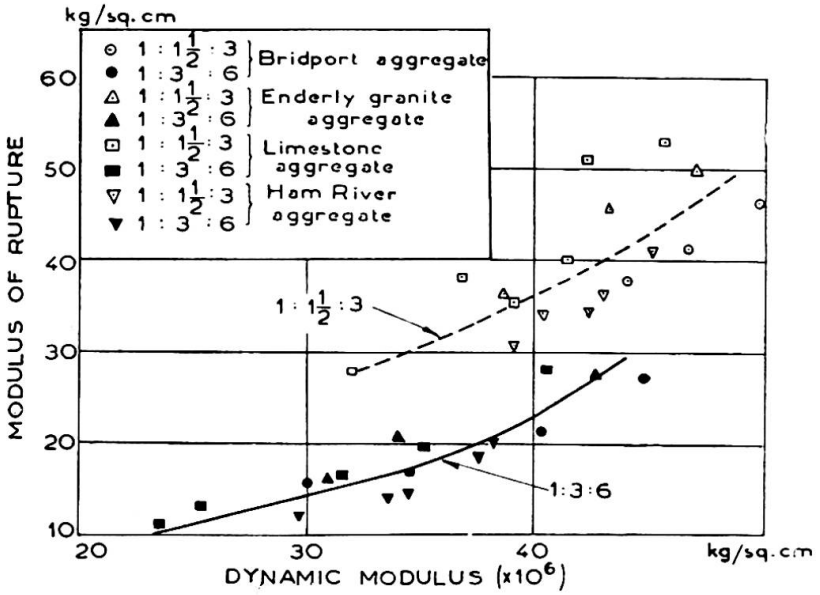


Fig. 11. Relation between the dynamic modulus and the modulus of rupture (third line loading).

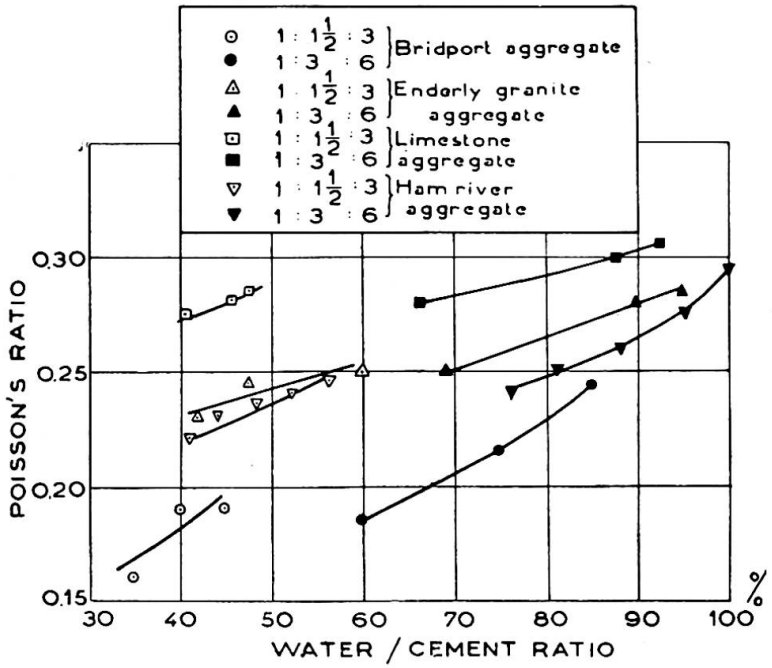


Fig. 12. Poisson's ratio of concrete made from different types of aggregate at an age of 28 days.

immersed in water after various numbers of freezing and thawing cycles. Table I illustrates the changes in velocity which occur at different positions on a cube.

Number of freezing and thawing cycles	Longitudinal wave velocity (km/sec)					
	Position 1	Position 2	Position 3	Position 4	Position 5	Position 6
0	4.50	4.47	4.47	4.45	4.43	4.43
5	4.36	4.33	4.34	4.27	4.27	4.24
10	4.24	4.20	4.21	3.67	3.51	3.35
15	4.16	3.96	4.00	3.21	2.67	2.30

TABLE I : *Variation of the longitudinal wave velocity in concrete during freezing and thawing tests*

It will be seen that the velocity decreases in a different manner at the different positions and whilst at position 1 the decrease after 15 cycles amounts to about 7 per cent, at position 6 the decrease is nearly 50 per cent. When large decreases in velocity occur the amplitude of the received signal is considerably reduced due to a greater attenuation of the supersonic pulse caused presumably by cracks opened up within the specimen.

The preliminary results obtained indicate that the method is likely to be of particular value in studying the internal rupture of superficially sound specimens.

The use of the longitudinal wave velocity as an index of concrete quality

It is not possible to obtain a unique figure to represent the quality of concrete : it is necessary to employ for its definition the results of physical tests which indicate the behaviour of the concrete under the relevant working conditions. Thus the quality of the concrete has often been based on its ultimate strength in compression or flexure and though neither quantity can be said to specify the concrete, they do provide a good indication of the quality of the mix. The inherent difficulty in determining the quality of concrete in situ lies mainly in the fact that test samples are not true samples of the mass of the concrete but are merely specially prepared samples of the concrete mix. Thus, if the concrete is poorly compacted, it is possible to obtain a poor quality concrete from a good quality mix, and in such cases strength tests on well compacted cubes from the same mix would not be representative of the concrete. It is considerations such as these which lead to the conclusion that a method applicable to the actual mass concrete is the only way to obtain reliable information as to its quality. There is obviously no type of strength test which will yield the requisite information on slabs in situ without damaging the slab, and it is therefore necessary to find a quantity which can be measured by non-destructive means and used as an index of quality. American workers have used the dynamic modulus for this purpose, but variations which have been found to occur in Poisson's ratio make the accurate determination of the modulus difficult except for laboratory specimens.

The longitudinal wave velocity is a quantity which can be determined directly in mass concrete and it is suggested that it can be used as an index of quality with certain limitations. For any concrete mix the longitudinal wave velocity can be used to indicate changes in quality of the concrete due to compaction or damage, but in order to relate, to a reasonable accuracy, the actual velocity results to values of the ultimate strength it is necessary to know the aggregate/cement ratio.

A great difficulty in applying the method to road slabs is to define the position of measurement on the slab. To determine the longitudinal wave velocity along the surface ([2]) does not give a representative value for the slabs as a whole but only for the relatively well compacted surface layers.

A method which has been tested entails the measurement of the thickness of the slab and also of the longitudinal wave velocity from observations on a pulse reflected from the bottom surface of the slab. The method presents numerous practical difficulties due to causes such as the back scatter of the energy from the inhomogeneities in the concrete and the

interference by surface waves which make the relatively small-magnitude reflected pulse difficult to detect with certainty.

Another method has been suggested in which the velocity is measured at different depths in the slab between two small holes drilled through the concrete by a procedure similar to that used on laboratory specimens. This method would give useful information of the variation of concrete with depth but it has the disadvantage that some damage is done to the slab.

Further research is needed before non-destructive methods assume the nature of routine measurements on concrete in situ, but the importance of the results to be obtained makes the work of especial value.

Acknowledgements

The work described in this paper was carried out at the Road Research Laboratory of the Department of Scientific and Industrial Research as part of the programme of the Road Research Board. The paper is presented by permission of the Director of Road Research. Mr. E. N. Gatfield made an important contribution in the design and development of the apparatus and helped in making the measurements.

Résumé

Ce rapport donne la description d'une méthode qui a été utilisée pour déterminer la vitesse d'une onde longitudinale dans des éprouvettes de béton, en mesurant le temps nécessaire pour traverser une distance connue de béton par une onde à fréquence supersonique. Des résultats montrent la valeur spéciale de cette méthode pour l'étude des variations qui se produisent dans la composition de béton dans des éprouvettes de laboratoire.

La valeur de la vitesse d'une onde longitudinale comme indice de la qualité de béton est discutée à propos des essais exécutés sur diverses éprouvettes de béton soumises plus tard à des essais de compression et flexion, et aux déterminations de densité.

Zusammenfassung

Es wird eine Methode beschrieben, welche benutzt wurde, um die Longitudinalwellenlänge in Betonprobekörpern durch Messung der Zeit festzustellen, die ein Impuls supersonischer Frequenz braucht, um im Beton eine bestimmte Strecke zurückzulegen. Es werden Ergebnisse aufgezeigt, welche den besonderen Wert der Methode für das Studium von Unregelmässigkeiten in der Betonzusammensetzung innerhalb von Probekörpern demonstrieren.

Der Wert der Longitudinalwellenlänge als ein Gradmesser für die Qualität von Beton wird unter Berücksichtigung von Untersuchungen besprochen, die an verschiedenen Betonprobekörpern durchgeführt wurden, an denen nachher Druck- und Biegeproben und Dichtebestimmungen untersucht wurden.

Summary

A method is described which has been used to determine the velocity of longitudinal waves in concrete specimens by measuring the time taken for a supersonic pulse to travel through a known distance of concrete. Results are given which illustrate the use of the method for studying the variations occurring in concrete composition within laboratory specimens.

The value of the longitudinal wave velocity as an index of concrete quality is discussed with reference to tests made on a variety of concrete specimens subsequently subjected to compressive and flexural strength tests and density analysis.

IIa7

Etude expérimentale de la rupture dans les pièces en béton armé à section rectangulaire soumises à la flexion

Méthode de calcul à coefficient de sécurité constant

Versuche über den Bruchwiderstand von Eisenbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt bei Biegung

Berechnungsmethode mit konstantem Sicherheitskoëffizienten

Experimental investigation about failure under bending of reinforced concrete members with rectangular cross sections

A design method with a constant safety factor

R. CHAMBAUD
Ingénieur des Arts et Manufactures, Paris

En collaboration avec

P. LEBELLE
Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris

R. PASCAL
Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, Paris

Sous le patronage de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France

Il est bien connu que les méthodes classiques de calcul basées sur des valeurs fixes des modules d'élasticité du béton et du métal et sur des états purement élastiques ne donnent pas des coefficients de sécurité constants à l'égard de la rupture. Notre but est de déterminer, pour la flexion simple, la charge réelle de rupture des pièces à section rectangulaire sans armatures comprimées, et d'en déduire une méthode de calcul donnant une sécurité plus uniforme que les règles classiques.

La question n'est pas nouvelle et a déjà fait l'objet de nombreuses expériences tant en France qu'à l'étranger. Cependant les résultats existants ne donnent pas toujours sur les conditions dans lesquelles ces expériences ont été exécutées des renseignements suffisamment précis pour qu'on puisse les utiliser avec certitude. Aussi, nous a-t-il paru nécessaire de reprendre l'expérimentation et de lui donner une plus grande extension, en parti-

culier dans le sens des forts pourcentages d'acier, en considérant des bétons de qualités très diverses et des nuances d'acier très différentes.

Nos expériences ont été effectuées au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics; commencées en novembre 1947, elles ont été terminées en avril 1948. Les circonstances qui en ont retardé la mise en route ne nous ont pas permis d'être en possession de tous les résultats au moment de la rédaction de ce Mémoire et d'exposer dès maintenant, comme nous l'aurions désiré, nos conclusions définitives. Nous le ferons en séance devant le Congrès et nous présenterons un mémoire détaillé qui pourra être inséré dans le Rapport final. Il nous a cependant paru intéressant de faire connaître dès à présent d'une façon sommaire, en quoi consistent nos recherches et les conclusions provisoires qui semblent se dégager des premiers résultats expérimentaux obtenus.

Le moment de rupture d'une pièce à section rectangulaire sans armatures comprimées, soumise à la flexion, est fonction de la résistance du béton, de celle de l'acier et du pourcentage des armatures tendues. Nos expériences permettent de dégager les lois suivant lesquelles agissent ces trois paramètres. Elles sont entreprises sur une échelle relativement étendue, puisque le programme prévoit l'essai d'une centaine de poutres. Cette extension est rendue nécessaire par les considérations suivantes.

Si la résistance, la limite élastique et le module d'élasticité des aciers peuvent être considérés comme connus avec une précision suffisante, il n'en est pas de même pour les caractéristiques correspondantes des bétons. La dispersion est importante quel que soit le soin apporté dans l'exécution des mesures. On ne peut donc accorder confiance qu'à des résultats statistiques moyens et c'est ce que montrent très bien les premiers diagrammes traduisant nos résultats d'essais.

Les ciments employés sont des Portlands artificiels ordinaires et des Portlands à haute résistance initiale. Les bétons sont à petits agrégats, c'est-à-dire en rapport avec les dimensions des pièces d'essais. Les dosages en ciment varient de 275 kg à 525 kg par m^3. Les résistances en compression mesurées sur cubes au jour des essais, varient entre 140 kg et 600 kg par cm^2. Les limites élastiques des aciers varient de 25 à 67 kg par mm^2 et les pourcentages d'aciers tendus de 0,6 à 6 %. Ces variations très étendues permettent d'englober tous les cas de la pratique. Les sections des poutres exécutées sont de $0^m10 \times 0^m135$ et $0^m125 \times 0^m15$ respectivement. Les portées sont égales à 2^m90 et 3^m70. Les pièces sont soumises à un moment constant dans la zone centrale sur une longueur de 0^m70. L'arrimage précis des armatures et leur fixité sont assurés par de petites barres transversales soudées.

Pour chacune des poutres, on prélève dans la même gâchée de béton, huit cubes de 0^m14 de côté qui, conservés dans les mêmes conditions que la poutre elle-même, servent de témoins et sont destinés à être essayés le jour même où la poutre est rompue. On découpe également dans chaque poutre, le jour des essais, un ou deux cubes, rompus à titre de contrôle. La limite élastique et la résistance des aciers sont mesurées individuellement pour les armatures de chaque poutre. Les caractéristiques individuelles de chaque pièce sont ainsi connues avec le maximum de précision.

Les charges sont appliquées par une machine statique à levier fonctionnant à poids, qui permet une mesure précise des efforts et leur maintien à valeur constante pendant la durée nécessaire. En principe les charges sont appliquées progressivement par dixièmes et laissées constantes dans chaque

état considéré pendant dix à quinze minutes. A la fin de l'essai, les fractions de charges sont réduites au 1/100 ou au 1/200 de la charge probable de rupture. Les flèches sont mesurées par appareil enregistreur mettant en évidence la déformation instantanée et le fluage. Pour un certain nombre de pièces, les charges sont laissées plus longtemps pour suivre la progression des déformations pendant une certaine durée et leur stabilisation approximative. Un certain nombre de poutres sont équipées de strain-gages, externes et internes, pour la mesure précise des déformations. La progression des fissures est suivie en cours d'essai, au microscope.

Le module d'élasticité des bétons est déterminé en mesurant les fréquences propres des vibrations longitudinales sur des éprouvettes de forme spéciale prélevées dans les gâchées de béton de chaque poutre. Ces mesures sont faites au moyen d'un appareil nouveau et suivant une technique spéciale qui viennent d'être tout récemment mis au point par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics et qui semblent appelés dans l'avenir à des utilisations extrêmement intéressantes. Les résistances à la traction des bétons, ainsi que leurs densités sont également mesurées.

Conclusions

Les conclusions qui semblent se dégager des premiers résultats expérimentaux obtenus, sont les suivantes. Nous les donnons ici à titre provisoire, nous réservant d'y revenir devant le Congrès en les précisant et en y apportant tous les détails et les justifications nécessaires, une fois les essais terminés.

1° Pour une section rectangulaire sans armatures comprimées, il est possible d'établir une formule semi-empirique et semi-théorique, permettant de prévoir la résistance probable à la rupture par flexion, en fonction des caractéristiques du béton et de l'acier et du pourcentage d'acier tendu;

2° La comparaison avec les formules classiques fondées sur l'élasticité pure, fait apparaître des écarts importants surtout en ce qui concerne la capacité de résistance du béton. C'est avec la valeur la plus élevée du coefficient d'équivalence m (rapport entre le module d'élasticité de l'acier et celui du béton) que, dans tous les cas, et même pour les forts pourcentages, les résultats expérimentaux accusent le moins de désaccord;

3° Nos résultats permettent de déterminer le coefficient de sécurité probable à la rupture des pièces calculées en flexion simple par les formules classiques. On constate une variation de ce coefficient suivant l'importance des armatures, la qualité de l'acier et du béton et la valeur attribuée au coefficient d'équivalence m. On en déduit la méthode de calcul à préconiser pour avoir une sécurité constante.

La loi de croissance du moment résistant de rupture en fonction du pourcentage d'acier tendu montre l'efficacité à attendre d'une majoration des armatures et la limite pratique qu'il n'est pas intéressant de dépasser, selon les cas, dans l'échelle des hauts pourcentages d'aciers tendus;

4° Le calcul à coefficient de sécurité réel constant n'entraîne que peu de modifications dans la détermination de la section d'acier tendu;

5° Au contraire, nos expériences montrent la possibilité de faire des économies importantes sur l'acier comprimé. Il paraît possible d'employer de forts pourcentages d'acier tendu (jusqu'à 4 à 6 %) travaillant à des taux élevés (jusqu'à 16 à 18 kg/mm^2) avec un coefficient de sécurité réel égal

à 2, et *sans aciers comprimés*, quand le béton est de haute qualité (300 kg/cm² et davantage).

Avec des bétons plus ordinaires les conclusions sont moins favorables, mais qualitativement dans le même sens;

6° Les hautes qualités des deux matériaux (acier et béton) doivent aller de pair si l'on veut en faire un bon emploi et éviter par exemple les fissurations prématurées qu'on aurait avec des aciers très résistants alliés à des bétons de qualité ordinaire ou médiocre.

Résumé

Nous avons entrepris aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics une importante série d'expériences en vue de déterminer la résistance réelle à la rupture par flexion simple dans les pièces à section rectangulaire sans armatures comprimées.

Le moment de rupture est fonction de la résistance du béton, de celle de l'acier et du pourcentage des armatures tendues, suivant des lois que nous cherchons à dégager et qui diffèrent de celles des calculs classiques basés sur des états purement élastiques.

Notre but est d'en déduire une méthode de calcul donnant, vis-à-vis de la rupture, un coefficient de sécurité aussi uniforme que possible, ce qui n'est pas le cas dans les calculs usuels.

Bien que les essais ne soient pas encore terminés, nous croyons utile d'indiquer ici les premières conclusions qui semblent se dégager des résultats expérimentaux déjà obtenus :

1° Une formule semi-empirique permet de prévoir les résistances probables de rupture;

2° Les écarts avec les formules classiques fondées sur l'élasticité pure sont importants, surtout en ce qui concerne la capacité de résistance du béton;

3° On déduit de ces résultats expérimentaux la méthode à préconiser pour avoir une sécurité constante à l'égard de la rupture par flexion;

4° La section d'acier tendu n'a que peu de modifications à subir;

5° Au contraire des économies importantes sur l'acier comprimé sont possibles;

6° Il est recommandé de proportionner les qualités des deux matériaux.

Ces conclusions seront précisées et justifiées devant le Congrès, une fois les essais terminés.

Zusammenfassung

Es wurde in den « Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics » eine wichtige Reihe von Versuchen unternommen, um die wirkliche Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken ohne Druckbewehrung bei einfacher Biegung festzustellen.

Das Bruchmoment ist vom Widerstand des Betons und der Eisen, sowie vom Zugbewehrungsanteil abhängig. Es wird versucht die Regeln dieser Abhängigkeit klarzumachen. Dabei gilt die klassische Theorie nicht mehr, der eine geradlinige Spannungsverteilung zugrunde liegt.

Das Ziel dieser Untersuchung besteht darin, für die Biegung ein Berechnungsverfahren herzustellen, das sich vom gewöhnlichen Verfahren durch eine möglichst gleichmässige Sicherheitszahl unterscheidet.

Sämtliche Ergebnisse sind noch nicht abgeschlossen. Es können jedoch schon hier nachstehende Schlussfolgerungen gezogen werden.

1. Zur Feststellung der wahrscheinlichen Tragfähigkeit eines Balkens ist es möglich, eine theoretisch-empirische Formel aufzustellen.

2. Die Abweichungen dieser Formel bezüglich der klassischen Theorie sind bedeutend, insbesondere was die Widerstandsfähigkeit des Betons betrifft.

3. Man erhält eine geeignete Methode, die eine gleichmässige Sicherheit gegen den Biegungsbruch gewährleistet.

4. Der Gesamtquerschnitt der Zugeisen bleibt beinahe unverändert.

5. Dagegen sind erhebliche Einsparungen an den Druckeisen möglich.

6. Es erweist sich als zweckmässig, die Qualitäten beider Materialien in passendem Verhältnis zueinander zu halten, das heisst, bei Verwendung hochwertigen Bewehrungsstahls auch nur hochwertigen Beton zu benutzen.

Nach Beendigung der Versuche werden obige Schlussfolgerungen am Kongress eingehend behandelt und begründet.

Summary

Tests have been made to a large extent in the « Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics » in order to ascertain the actual resistance to failure under simple bending of concrete members of rectangular cross sections reinforced in tension only.

The failure moment depends on the strength of concrete and steel and on the steel percentage according to laws which have to be brought out from the tests, since these laws do not agree with those of ordinary analysis based on a linear distribution of stresses.

The purpose of this investigation was to build up a design method that would give a safety factor to bending failure as constant as possible, a result that cannot be reached with usual analysis method.

Although the tests not being yet completed, it seemed it would be useful to give here the first conclusions that may be drawn from the experimental results already available.

1. A theoretic-empiric formula is able to predict the final load to which failure occurs.

2. Usual formulas based only upon sheer elasticity disagree with experiments widely, especially with respect to concrete strength.

3. From these experimental results can be inferred the recommended method that gives a constant safety factor for flexural members.

4. There is not much to alter in the cross sections of tensile steel.

5. On the contrary, important savings are possible on compression steel.

6. It is desirable, the qualities of both materials, steel and concrete, should be adapted one to another.

Those conclusions will be stated more accurately and will be justified at the Congress once the tests are completed.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc

L'effet du frettage en nappes transversales des constructions en béton armé

Eisenbetondruckglieder mit schichtenweiser Querarmierung

The effect of transverse grate reinforcement in compressed concrete elements

PROF. Dr ING. WACLAW OLSZAK
Académie des Mines et Ecole Polytechnique de Cracovie

I. Généralités

C'est un fait connu depuis longtemps que les cubes et prismes en béton munis des grilles transversales accusent une augmentation de leur résistance à la compression en comparaison avec des éléments analogues sans armature. Ce phénomène a été déjà étudié, en 1903, par l'ingénieur hollandais Sanders. Les essais ont porté sur plusieurs séries de cubes en béton, armés non pas de barres longitudinales ou des étries, mais des grilles horizontales dont l'action consistait à s'opposer aux gonflements latéraux du béton. Nous nous trouvons donc en face d'une idée qui nous rappelle celle du frettage du béton par des hélices en fil d'acier, d'une réalisation pratique, cependant, différente.

Les essais de M. Sanders ont démontré ([1]) que l'écrasement des cubes était accompagné d'une formation des pyramides apparaissant toujours entre deux grilles consécutives comme nous le voyons sur la figure 1. La rupture se produit comme si l'on chargeait des prismes en béton dont les hauteurs réduites correspondent à la distance des nappes voisines.

Ces nappes consistent en deux couches des brins posés à angles droits l'une par rapport à l'autre. Les brins, entraînés par la dilatation transversale du béton, seront tendus (en ancres) et, par leur moindre déformabilité élastique, mettront le béton en compression latérale. Les nappes agissent à la manière de mâchoires des machines d'essai qui opposent une entrave

---

([1]) E. Probst, *Cours de béton armé*, Springer, 1923, Vol. I, p. 293.

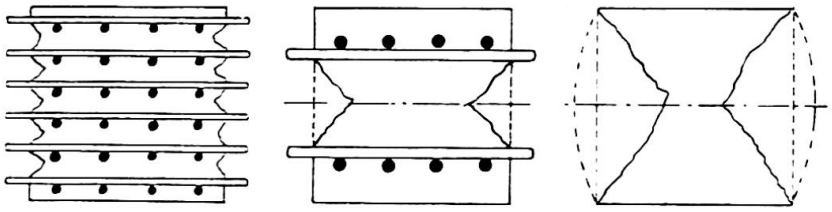


Fig. 1.

sérieuse aux dilatations latérales du corps comprimé et conduisent, par frettage local, aux phénomènes de formation des pyramides (pour les cubes et prismes) et cônes (pour les colonnes circulaires) de compression.

Plus petite est la distance des nappes en comparaison avec l'épaisseur du prisme chargé, plus élevée est, en même temps, la résistance à l'écrasement de l'élément essayé.

Ces effets ont été étudiés, en 1936, par le Professeur Bukowski ([2]) de Varsovie qui a chargé de petits cylindres en mortier de ciment de 80 mm de diamètre et de 80 mm de hauteur, armés des nappes en treillis d'acier (métal déployé) (fig. 2), jusqu'à la rupture. Nous reproduisons, sur la figure 3, un diagramme typique de ces essais effectués en huit différentes séries et en plusieurs dizaines d'exemplaires. La rupture de ces cylindres a été causée ou par l'écrasement du mortier ou par la rupture des aciers de grilles. M. Bukowski n'a pas eu l'intention de représenter les résultats obtenus d'une façon synthétique. Ces résultats cependant offrent, dans leur apparence générale, une confirmation des solutions trouvées dans notre présente étude théorique.

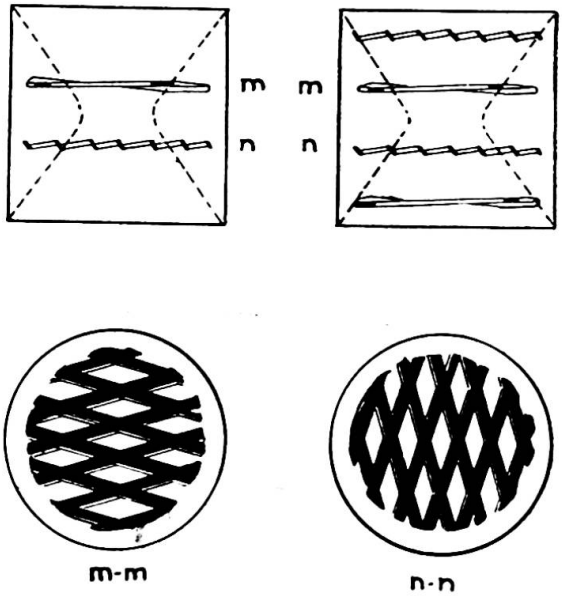


Fig. 2 (ci-dessus).

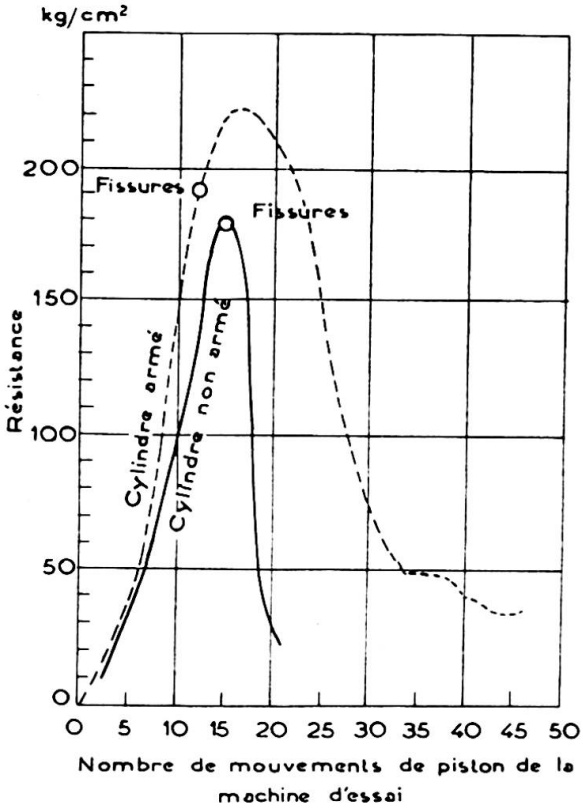


Fig. 3 (à droite).

([2]) B. Bukowski, *Renforcement du béton contre l'action des forces concentrées et des efforts dynamiques à l'aide des grilles en acier* (*Przeglad Techniczny*, Varsovie, 1936, N° 21).

Dernièrement des recherches intéressantes ont été effectuées à Gand par M. Riessauw [3] et nous aurons l'occasion d'y revenir pour confronter les résultats théoriques de notre calcul avec ceux des études expérimentales de Varsovie et de Gand.

Le problème du frettage par couches d'acier transversales n'a pas été, jusqu'à présent, à notre connaissance, abordé théoriquement. La présente étude n'a pas pour but d'épuiser ce problème. Elle ne veut que dégrossir les interdépendances de base qui sont en jeu et expliquer l'influence des facteurs variables, dans leur caractère général. Pour éviter des complications du calcul nous sommes amenés à idéaliser le problème (fig. 4). Nous introduisons un modèle simplifié qui consiste à étudier un prisme en béton dont le frettage en nappes sera remplacé par un frettage transversal continu.

Cette hypothèse se rapprochera d'autant plus de la réalité, que la liaison des grilles avec le béton sera plus intime, ce qu'on obtiendra, en général, pour le même volume d'armature, en augmentant la densité des nappes (en sens vertical et horizontal) et en choisissant un diamètre réduit pour les brins de grilles.

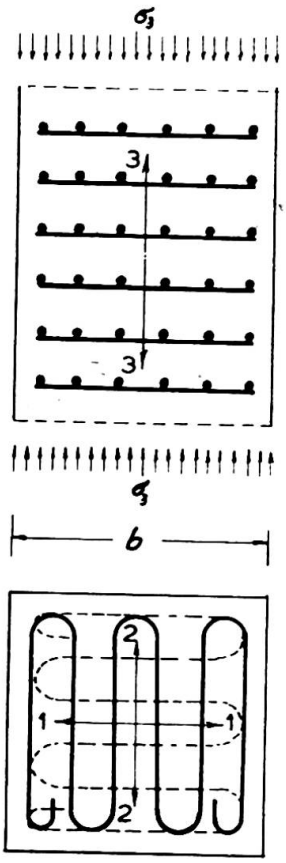
Le prisme lui-même sera considéré comme étant un corps orthogonalement anisotrope (« orthotrope ») pour lequel nous introduisons les directions principales 1, 2 et 3 de l'élasticité.

Pour une section à double symétrie et les grilles disposées de façon identique dans les deux sens nous arrivons à l'identification des directions 1 et 2. Le modèle sera alors caractérisé par une « orthotropie transversale » [4] avec les notations suivantes :

	Direction 1 et 2	Direction 3
Béton.		
Module d'élasticité	$E_1 = E_2 = E_t$	E_3
Coefficient de Poisson	$m_1 = m_2 = m_t$	m_3
Acier.		
Module d'élasticité	E_a	
Etat de tension.		
Béton (tensions principales) . . .	$\sigma_1 = \sigma_2 = t$	σ_3
Acier	σ_a	
Etat de déformation.		
Béton	$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_t$	ε_3
Acier	ε_a	
Rapport	$n_t = \frac{E_a}{E_t}$	
Pourcentage d'armature	$100\lambda_1 = 100\lambda_2 = 100\lambda$	

(3) F. Riessauw, *Etude expérimentale du frettage en nappes de prismes en béton armé* (*Annales des Travaux Publics de Belgique*, 1945, 2e fasc.). Qu'une remarque nous soit permise : M. Riessauw cite plusieurs travaux de M. Thullie en le rangeant parmi les auteurs allemands. M. Thullie était, cependant, un ingénieur et savant polonais (né en 1853, mort en 1939) et professeur à l'Ecole Polytechnique de Lwów pendant plus d'une cinquantaine d'années. A ses recherches personnelles, dans le domaine du béton armé, revient une importance décisive au développement de cette technique alors nouvelle.

(4) A. E. H. Love, qui a étudié une sphère à comportement élastique différant dans le sens radial et les directions perpendiculaires, appelle ce cas « isotropie orthogonale ». Cf. son *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*, 4e éd., New-York, 1944.



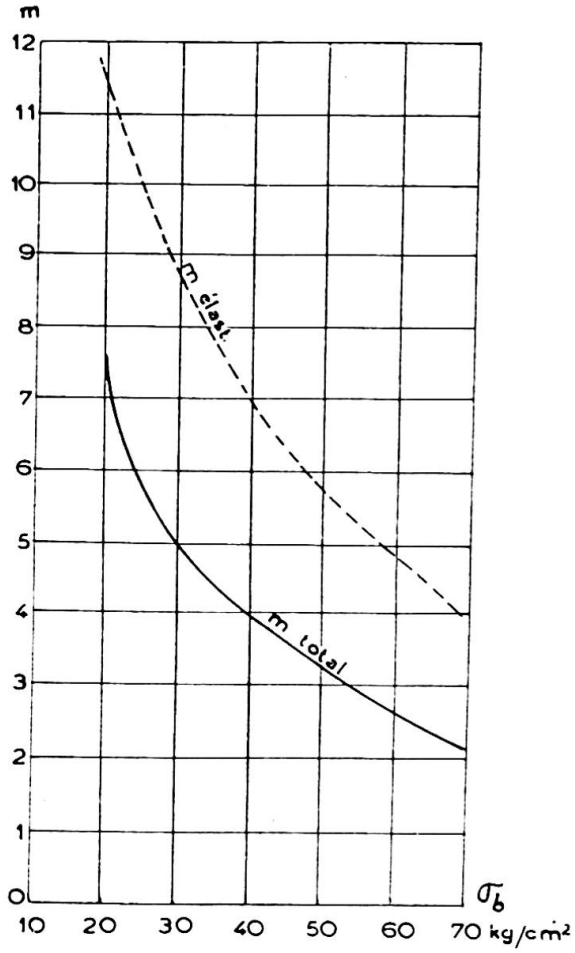


Fig. 4 et 5.

Pour simplifier le calcul nous nous proposons d'étudier l'effet du frettage en nappes sur la résistance de colonnes sans armature longitudinale. Même dans ce cas le choix d'un modèle orthotrope s'impose parce que dans les états de tension intenses, au voisinage de la charge de rupture par exemple, les caractéristiques élastiques du béton dans les deux directions, t et 3, diffèrent de plus en plus puisque le module d'élasticité du béton est, lui-même, variable avec l'état de tension. Pour des compressions très élevées en direction longitudinale, E_3 peut tomber jusqu'au tiers de sa valeur. Dans le sens transversal t la variation sera moins accentuée. Dans cette direction l'étreinte latérale peut également atteindre des valeurs considérables, mais elle reste nettement inférieure à la compression primaire σ_3.

La variation du module d'élasticité du béton en fonction de la tension a été soigneusement étudiée par M. Hirokiho Yoshida ([5]) qui a également trouvé une interdépendance intéressante entre le coefficient de Poisson et l'état de tension. On trouve, à ce sujet, des indications utiles également chez M. Freudenthal ([6]). La figure 5 nous montre l'allure approximative de la variation de la valeur du coefficient m ; celle de E est connue par de nombreux essais.

Ce ne sont, évidemment, que des indications générales car les « constantes » E et m varient, également, en fonction de la qualité, de l'âge, de

([5]) Hirokiho Yoshida, *Le comportement élastique du béton, notamment ses déformations transversales*, J. Springer, 1930.

([6]) A. Freudenthal, *Les piliers armés pour des charges élevées*, Ernst & Sohn, 1939.

la mise en œuvre du béton et, notamment, des durées de chargement, de l'état hygrométrique et de la température [7].

Si l'on voulait, dans cet ordre d'idée, tenir également compte de l'armature d'acier longitudinale on ne trouverait pas de difficultés. Il ne faudrait qu'introduire, au lieu de E_3 du béton, un module moyen longitudinal de l'ensemble béton-acier

$$E_l = E_3 [1 + (n_3 - 1) \lambda_3]$$

qui se placerait facilement dans cette étude du modèle transversalement orthotrope, avec les notions n_3 et λ_3 respectivement analogues aux symboles définis plus haut.

II. Méthode du calcul

D'abord nous établissons les relations entre les dilatations unitaires et les composantes de l'état de tension.

Pour une colonne prismatique en béton en état triple de tension on aura :

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{\partial u}{\partial x} = + \frac{1}{E_1} \sigma_1 - \frac{1}{m_2} \frac{1}{E_2} \sigma_2 - \frac{1}{m_3} \frac{1}{E_3} \sigma_3 , \\ \varepsilon_2 &= \frac{\partial v}{\partial y} = - \frac{1}{m_1} \frac{1}{E_1} \sigma_1 + \frac{1}{E_2} \sigma_2 - \frac{1}{m_3} \frac{1}{E_3} \sigma_3 , \\ \varepsilon_3 &= \frac{\partial w}{\partial x} = - \frac{1}{m_1} \frac{1}{E_1} \sigma_1 - \frac{1}{m_2} \frac{1}{E_2} \sigma_2 + \frac{1}{E_3} \sigma_3 . \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

En tenant compte des notations du tableau I, il vient

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_t = + \frac{1}{E_t} \frac{m_t - 1}{m_t} t - \frac{1}{m_3} \frac{1}{E_3} \sigma_3 , \quad (2\ a)$$

$$\varepsilon_3 = - \frac{2}{m_t} \frac{1}{E_t} t + \frac{1}{E_3} \sigma_3 . \quad (2\ b)$$

Notons tout de suite que la valeur de σ_3 est la compression uniforme unitaire longitudinale qui est donnée par

$$\sigma_3 = \frac{P}{\Omega_3} \quad (3)$$

où P signifie la valeur de la charge agissant sur la colonne et Ω_3 la section transversale du prisme [8].

Pour une colonne circulaire on pourrait procéder d'une manière analogue en établissant les expressions pour les dilatations dans les trois directions :

---

[7] Cf. également E. Freyssinet, *Une révolution dans les techniques du béton*, 2e éd., L. Eyrolles, Paris, 1939, notamment son interprétation de nombreuses déterminations du coefficient $1/m$ effectuées par la Commission du Béton Armé (1906).

[8] L'habitude de choisir le signe positif pour une compression est devenue courante dans la pratique du calcul de béton armé. Elle est en opposition avec les conventions usuelles dans les autres domaines du calcul de stabilité des constructions (extension et allongement +, compression et raccourcissement —). Toutefois, nous pensons devoir la suivre pour ne pas aggraver les confusions possibles.

Radiale

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} ,$$

Circonférentielle.

$$\varepsilon_\varphi = \frac{u}{r} ,$$

Longitudinale

$$\varepsilon_3 = \frac{\partial w}{\partial x}$$

L'état de tension étant homogène, les dilatations le sont également. Pour l'acier nous posons (9) :

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_a} \sigma_a . \tag{4}$$

Pour les deux inconnues du problème, t et σ_a, nous disposons de deux équations

$$T_a + T_b = 0 , \tag{5}$$

$$\varepsilon_a = \varepsilon_t , \tag{6}$$

dont la première définit la condition d'équilibre dans une coupe verticale, tandis que la deuxième provient de l'hypothèse de déformation commune du béton et de l'acier.

L'équation (5) donne

$$\Omega_a \sigma_a + (\Omega_b - \Omega_a) t = 0 ,$$

d'où il vient

$$\sigma_a = - t \frac{\Omega_b - \Omega_a}{\Omega_a} ,$$

c'est-à-dire

$$\sigma_a = - \frac{1 - \lambda}{\lambda} t . \tag{7}$$

De l'expression (6), en tenant compte des relations (2a) et (4), et en profitant du résultat (7), nous tirons

$$t = + \frac{n_t \lambda}{m_t (1 - \lambda) + n_t \lambda (m_t - 1)} \cdot \sigma_3 . \tag{8}$$

En plus, on trouve

$$\sigma_a = - \frac{n_t (1 - \lambda)}{m_t (1 - \lambda) + n_t \lambda (m_t - 1)} \cdot \sigma_3 . \tag{9}$$

---

(9) En réalité, les brins d'acier sont, en outre, aplatis par la compression longitudinale du béton. De ce fait ils se dilatent dans les plans perpendiculaires à l'axe du prisme, ce qui influe sur les valeurs de leur déformation élastique totale et leur tension. Cette influence est cependant négligeable vis-à-vis respectivement de ε_a et σ_a. De même pour la compression latérale normale au brin.

Remarquons cependant que pour les évaluations numériques nous admettrons, d'accord avec les usages du calcul de béton armé,

$$1 - \lambda \approx 1 \,. \tag{10}$$

Une remarque mérite encore une explication. Au cours du calcul intermédiaire nous avons profité de la relation

$$m_t E_t = m_3 E_3 \tag{11}$$

qui a été déduite de la considération du potentiel élastique pour une structure transversalement orthotrope ([10]).

III. Les cas limites

Les résultats obtenus, ne profitant que des simplifications de base dont il était question plus haut, représentent dans ces conditions des solutions exactes du point de vue de la théorie de l'élasticité.

Ils doivent donc être applicables aux différents cas limites possibles et les embrasser également d'une manière précise. Nous vérifions sans difficulté leur exactitude en tirant les résultats corrects suivants :

1) Pour $E_a = \infty$ (nappes indéformables), donc $n_t = \infty$, on trouve

$$t = \frac{1}{m_t - 1}\,\sigma_3 ,$$

$$\sigma_a = -\frac{1-\lambda}{\lambda\,(m_t - 1)}\,\sigma_3 \,.$$

2) Pour $E_o = 0$ (nappes plastiques), donc $n_t = 0$, on trouve

$$t = 0 \,,$$
$$\sigma_a = 0 \,.$$

3) Pour $m_t = \infty$ (le béton sans déformations latérales), on trouve

$$t = 0 \,,$$
$$\sigma_a = 0 \,.$$

4) Pour $m_t = 2$ (le béton se comporte en liquide), $n_t = \infty$, on trouve

$$t = \sigma_3 \,,$$

$$\sigma_a = -\frac{1-\lambda}{\lambda}\,\sigma_3 \,.$$

5) Pour $\lambda = 0$ (armature disparaît), on trouve

$$t = 0 \,,$$

$$\sigma_a \rightarrow \frac{n_t}{m_t} \,.$$

6) Le cas $\lambda \rightarrow 1$ est hors de discussion, à cause de la disposition simplificatrice (4).

([10]) Justification sera donnée ailleurs. Cf. à ce sujet également M. T. Huber, *Problèmes de stabilité des dalles orthotropes*, Académie des Sciences Techniques de Pologne, Varsovie, 1929. (Edition en langue allemande.)

IV. L'état de tension et de déformation

Les expressions établies définissent complètement le champ de tension et de déformation dans le modèle étudié.

Dans les premières phases, l'intervention de l'armature des nappes dans l'ensemble du travail statique de la colonne n'est pratiquement que très insignifiante et l'étude des formules acquises n'est guère intéressante dans le domaine des compressions petites et moyennes. Seulement, après avoir subi l'influence d'une certaine intensité de σ_3, par exemple de l'ordre de la valeur correspondant à la résistance à la compression sur prisme R_{pr}, le béton devient de plus en plus déformable et le frettage commence à jouer un rôle plus actif. L'étreinte provenant de l'activisation des nappes est fonction de la dilatation et de la déformabilité transversales du béton qui vont en augmentant, toutes deux, avec l'intensité de la compression longitudinale.

C'est une des multiples analogies qui existent entre le comportement des colonnes armées de nappes transversales et celles frettées de spires hélicoïdales en acier.

Pour trouver la charge limite de rupture il nous faudra, en outre, introduire un critère convenable de résistance comme nous le verrons tantôt.

Un résultat qui pourrait encore nous intéresser c'est l'ordre de grandeur des déformations subies par le prisme renforcé par les nappes.

Pour être clair nous mettons en rapport les dilatations du prisme à l'état naturel et après frettage. Sans frettage, la dilatation longitudinale est

$$\varepsilon_3^0 = \frac{1}{E_3} \sigma_3 \,. \tag{12}$$

L'étreinte frettante générée par la compression la réduit à la valeur ε_3 de (2*b*). Leur rapport vaut

$$\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_3^0} = 1 - \frac{2}{m_3} \frac{n_t \lambda}{m_t (1 - \lambda) + n_t \lambda (m_t - 1)} \tag{13a}$$

ou bien

$$\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_3^0} = 1 - \frac{2}{m_3} \frac{t}{\sigma_3} \tag{13b}$$

Le gonflement perpendiculaire à l'axe diminue de

$$\varepsilon_t^0 = -\frac{1}{m_3} \frac{1}{E_3} \sigma_3 \tag{14}$$

à la valeur représentée par l'expression (2*a*), le rapport étant

$$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t^0} = 1 - \frac{n_t \lambda (m_t - 1)}{m_t (1 - \lambda) + n_t \lambda (m_t - 1)} \tag{15a}$$

ou bien

$$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t^0} = 1 - (m_t - 1) \frac{t}{\sigma_3} \,. \tag{15b}$$

Nous voyons que tous ces coefficients de réduction dépendent du rapport $\frac{t}{\sigma_3}$ et l'on cherchera à rendre ce rapport le plus grand possible. Un progrès considérable à ce point de vue consistera à réaliser les nappes avec précontrainte initiale ce qui, ici, doit conduire à des effets extrêmement intéressants. Par contrainte initiale de frettage le rapport t/σ_3, peut être sérieusement augmenté ce qui conduit, par conséquence, à une charge de rupture, également fonction de l'étreinte latérale, considérablement accrue, d'ailleurs en analogie avec les conclusions établies pour les cylindres frettés en hélices d'acier précontraintes ([11]).

Pour l'évaluation numérique des tensions et des déformations, pour des compressions élevées, il faut tenir compte de la chute des valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson m selon les indications précédentes. Si nous en faisons usage pour le résultat (13*b*) nous trouverons, pour les phases initiales, une réduction de ε_3 de 2 ou 3 % en comparaison avec ε_3^0; pour les étreintes latérales plus élevées, de l'ordre respectivement de 10 et de 20 % vis-à-vis de σ_3, et avec, par exemple, $m_3 = 4$ et $m_t = 3$, nous arrivons aux rapports suivants : $\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_3^0} = 0{,}95$ et 0,90.

Ces chiffres sont comparables aux résultats expérimentaux connus. La réduction des dilatations est cependant beaucoup plus accentuée dans le sens transversal comme l'indique la relation (15*b*). Elle peut être de l'ordre $\varepsilon_t/\varepsilon_t^0 = 0{,}90$ pour la phase initiale et s'atténuer même jusqu'à 2/3 environ et même moins.

V. La charge limite de rupture

La rupture du prisme peut être causée par un des trois phénomènes ([12]) :

(I*a*) Le noyau de béton s'écrase avant que les brins n'aient pu atteindre leur limite élastique Q_a apparente; ou bien

(I*b*) Ce cont les brins de nappes qui vont atteindre leur limite élastique apparente. Lorsque en un point, un brin, après avoir dépassé cette traction limite, commence à desserrer peu à peu son étreinte, le noyau, lui, rompt, mais cette rupture est un phénomène secondaire.

Les recherches de MM. Baes et Vandeperre ont cependant montré ([13]) que, pour les colonnes frettées de spires, le noyau peut être chargé jusqu'à la rupture conventionnelle des frettes R_a parce que les frettes sont utiles jusqu'à leur résistance maxima, c'est-à-dire celle à partir de laquelle la striction du fil d'acier s'amorce. Ce principe, opposé aux idées de Considère,

---

([11]) A. Guerrin, *Les conduites pour fluides sous pression en béton fretté précontraint* (*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 20 février 1943, F. 12).
W. Olszak, *Pre-stressed Spiral Reinforcement* (*VIIe Congrès International de Mécanique Appliquée*, Londres, 1948).

([12]) Ce schéma est analogue à celui qui nous est familier de l'étude des colonnes frettées de spires en hélices (p. c. des considérations de M. Freudenthal, n. 6). Nous le choisissons pour pouvoir suivre la différence de comportement entre les colonnes frettées par spires et celles armées de nappes, mais également pour pouvoir saisir les analogies multiples qui s'offrent à cet égard. — Nous avons étudié le problème des colonnes frettées par spires hélicoïdales à l'aide d'un modèle anisotrope et trouvé, en 1938, les solutions. La guerre a empêché leur publication. Elles paraîtront prochainement. (Cf. les conférences de l'auteur, en 1946, à l'Université de Liège et à la Société Royale belge des Ingénieurs et des Industriels à Bruxelles.)

([13]) L. Baes, *Le calcul des prismes en béton fretté* (*Standards*, 1934, n° 4). L. Vandeperre, *Résistance à l'écrasement et au flambement des piliers en béton fretté* (*La Technique des Travaux*, 1927, n°s 9 et 10).

a été posé déjà par A. Mesnager. Les essais de M. Bukowski semblent indiquer qu'un principe analogue s'applique également pour le frettage en nappes. Pour celui-ci, nous en savons cependant trop peu pour le moment. C'est pourquoi nous croyons devoir préférer pour le frettage en nappes, par précaution, comme tension limite des grilles d'acier, celle où la déformation plastique de l'acier entre en jeu. Alors l'acier subit des allongements considérables conduisant à une fissuration accentuée du manteau et à son détachement complet. La charge de rupture ne sera probablement pas encore, à ce moment, atteinte. C'est là, pour mettre plus de lumière dans cette question, que doivent s'exercer nos recherches systématiques dans ce domaine, conçue de façon à pouvoir jouer sur toutes les variables du problème (qualité, pourcentage, distribution d'acier, qualité et caractéristiques E et m du béton, etc.). Elles doivent également permettre d'étudier les variantes de l'écrasement du prisme par rupture de l'acier et, en même temps, celles qui doivent fatalement conduire à l'écrasement si

(Ic) L'adhérence entre le béton et l'acier a été détruite.

On peut, pour chaque cas possible, dégager un coefficient α de majoration, donc $\alpha_{(Ia)}$, $\alpha_{(Ib)}$ et $\alpha_{(Ic)}$ qui indique la valeur de la charge limite P_{lim} en comparaison avec celle de la colonne non frettée P_0. Il résulte de ce qui a été dit, qu'un coefficient $\alpha_{(II)}$ correspond à la condition de ne pas dépasser, somme toute, la limite Q_a. Pour le trouver, il suffit d'introduire dans la relation (9) la limite Q_a de l'acier employé. Il s'ensuit pour σ_3 la valeur limite $\sigma_{lim\,(II)}$, d'où la charge limite

$$P_{lim\,(II)} = P_0 \frac{\sigma_{3\,lim\,(II)}}{R_{pr}} = \alpha_{(II)} P_0 \tag{16}$$

avec

$$\alpha_{(II)} = \frac{Q_a}{R_{pr}} \left[\lambda (m_t - 1) + \frac{m_t}{n_t}\right] \tag{17 a}$$

ou bien

$$\alpha_{(II)} = \frac{1}{2} \frac{Q_a}{R_{pr}} \left[\mu_n (m_t - 1) + 2 \frac{m_t}{n_t}\right] \tag{17 b}$$

si nous nous servons du rapport

$$\mu_n = \frac{\mathcal{V}_a}{\mathcal{V}_n} \tag{18}$$

dans lequel $\mathcal{V}_a/\mathcal{V}_n$ est le volume du métal des armatures transversales ($\lambda_1 = \lambda_2$) divisé par le volume correspondant du béton.

$$\mu_n = 2\,\lambda\,. \tag{19}$$

Nous avons profité, pour avoir des expressions plus maniables, de la simplification (10).

Un coup d'œil sur l'expression (17) nous montre que le coefficient de majoration $\alpha_{(II)}$ va en augmentant suivant une loi linéaire avec la qualité de l'acier Q_a des nappes et avec le pourcentage λ d'armature transversale (fig. 6). Par contre, la qualité du béton R_{pr} joue en sens inverse : le coefficient $\alpha_{(II)}$ est beaucoup plus élevé, toutes choses égales d'ailleurs, pour les bétons de qualité moyenne et médiocres que pour les bétons résistants. Les prismes de faible résistance à la compression sont susceptibles

de profiter de l'étreinte frettante d'une manière particulièrement remarquable.

Pour trouver, à son tour, le coefficient d'efficacité $\alpha_{(1a)}$ il faut partir des conditions de la rupture du noyau de béton. Ce noyau se trouve en état triple de compression. Nous trouverons la contrainte de compression limite suivant l'axe en partant d'une courbe enveloppe des états limites de rupture. Nous choisissons la loi expérimentale proposée par MM. Baes et Vandeperre selon laquelle la relation entre la tension de rupture σ_3 par compression longitudinale du noyau fretté et l'étreinte transversale t créée par la frette au moment de l'écrasement peut être représentée par une fonction linéaire

$$\frac{\sigma_3}{R_{pr}} = 1 + 3{,}33 \frac{t}{R_{pr}} \tag{20}$$

valable dès que l'étreinte satisfait à la relation

$$\frac{t}{R_{pr}} \geqslant 0{,}2 \, .$$

En introduisant pour t la valeur trouvée auparavant (8) et avec la notion simplificatrice (10) on aura

$$\alpha_{(1a)} = \frac{m_t + n_t\lambda\,(m_t - 1)}{m_t + n_t\lambda\,(m_t - 4{,}33)} \tag{21 a}$$

ou bien

$$\alpha_{(1a)} = \frac{2\,m_t + n_t\mu_n\,(m_t - 1)}{2\,m_t + n_t\mu_n\,(m_t - 4{,}33)} \tag{21 b}$$

De cette fonction, seule sa branche positive nous intéressera. Elle possède les valeurs caractéristiques suivantes : pour $\lambda = 0$ %, le coefficient vaut $\alpha_{(1a)} = 1$ (prisme non fretté) ; tandis que pour

$$\lambda = -\frac{m_t}{n_t(m_t - 4{,}33)}$$

la courbe représentative (fig. 6) tend vers une asymptote verticale.

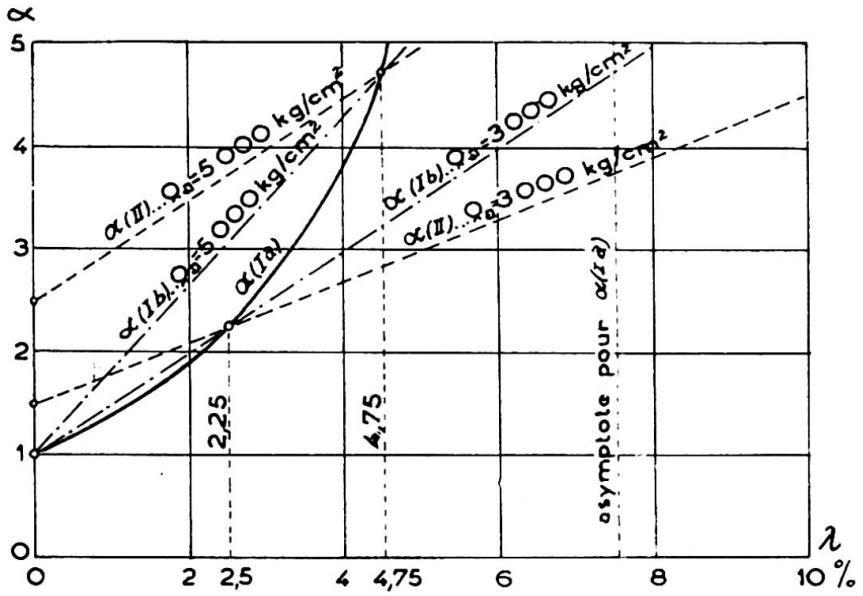


Fig. 6.

Enfin, on recherche la fonction $\alpha_{(Ib)}$ en confrontant les expressions (7) et (20) d'où il vient

$$\alpha_{(I\,b)} = 1 + 3{,}33\,\frac{Q_a}{R_{pr}}\,\lambda, \tag{22 a}$$

ou bien

$$\alpha_{(I\,b)} = 1 + 1{,}67\,\frac{Q_a}{R_{pr}}\,\mu_n\,. \tag{22 b}$$

A titre d'exemple, le graphique 6 a été dressé pour $R_{pr} = 200$ kg/cm² et pour deux sortes d'aciers : $Q_a = 3\,000$ et $5\,000$ kg/cm².

En outre nous avons adopté les valeurs : $m_t = 3$, $n_t = 30$ qui constituent une base de calcul démonstratif peut-être exagérée conduisant cependant à une figuration parlante.

En abscisse, sont repérées à une échelle linéaire les valeurs de λ, en ordonnée, on a porté l'efficacité du frettage qui se traduit par le coefficient de majoration α. La charge limite est définie par

$$P_{lim} = \alpha P_0$$

où, pour l'évaluation pratique, il faut substituer la moindre des valeurs $\alpha_{(Ia)}$ (pourcentage d'acier faible et moyen) et $\alpha_{(II)}$ (pourcentage plus élevé). Nous supposons toujours qu'il n'y a pas de danger de flambement.

La signification du graphique est claire. La discussion nous amènerait trop loin. On constate, sans difficulté, que l'effet du frettage s'accentue, évidemment, avec le pourcentage d'armature. En outre il est d'autant plus grand que la qualité de l'armature est meilleure et que le béton est plus faible. L'efficacité de l'armature utilisée en forme des nappes transversales est, en général, plus grande que celle de l'armature longitudinale de même volume. L'acier des nappes travaille donc, toutes choses égales d'ailleurs, d'une manière plus économique que celui de l'armature comprimée.

Les frettes faibles constituent cependant une exception qui, de ce point de vue, ne sont pas recommandables pour l'emploi pratique.

VI. L'adhérence

Il faudrait examiner la coopération de l'ensemble béton-acier du point de vue de l'adhérence. Celle-ci jouera, ici, un rôle primordial. On utilisera de préférence des brins de petit diamètre, ceux-ci ayant encore l'autre avantage, de distribuer l'action du frettage, pour le même volume de métal, d'une façon plus continue dans le corps du béton. Il nous semble que le treillis d'acier et des dispositifs semblables devront se comporter d'une manière tout à fait remarquable ce qui a été déjà partiellement prouvé par les essais de M. Bukowski.

Toutefois, une tentative de mettre l'importance de l'adhérence en équations et d'évaluer pour l'état limite le coefficient $\alpha_{(Ic)}$ ne conduira pas au succès, le problème étant de nature trop complexe. En effet, outre l'adhérence proprement dite, ce sont les parties de brins repliées en zigzag près des arêtes qui, formant raccordements, entrent en action et mettent les tronçons de barres droits, directement, en tension, au cours du gonflement latéral du béton. Leur intime coopération statique avec le noyau de béton est ainsi assurée.

Les brins de la deuxième couche travaillent dans le même sens surtout s'ils forment un ensemble soudé avec la grille perpendiculaire ou avec l'armature longitudinale. L'un et l'autre détail augmente la stricte liaison interne d'une manière remarquable.

Toutefois, la question pourrait devenir précaire si, faute de prendre des précautions, on se contentait des nappes formées de brins droits non pliés et sans liaison perpendiculaire qui n'entreraient en action que par pure adhérence pour l'augmentation de laquelle, toutefois, la compression du béton longitudinale serait de quelque valeur. Une certaine portion de ces brins, près des arêtes, serait dans un cas pareil hors d'action statique et il en faudrait tenir compte pour l'évaluation du noyau.

VII. La solution théorique, les résultats expérimentaux et les règlements officiels

Pour vérifier la solution théorique nous avons porté, sur le graphique 7, les résultats des essais de M. Riessauw et, en même temps, tracé les fonctions $\alpha_{(Ia)}$, $\alpha_{(Ib)}$ et $\alpha_{(II)}$. On voit qu'elles s'insèrent dans les courbes expérimentales dans leur allure générale mais on remarque également où résident les différences. Le graphique est construit pour $R_{pr} = 0{,}8 \times 488 = 390$ kg/cm² et, faute d'autres indications expérimentales, avec les suppositions suivantes : $Q_a = 2\,500$ kg/cm², $m_t = 3$, $n_t = 18$, en assimilant, pour le moment et non pas tout à fait d'accord avec notre proposition (cf. VIII/2), $\mu_b = \mathcal{V}_a/\mathcal{V}_b$ de Gand à notre $2\,\lambda$.

On pourrait aisément, par l'introduction d'un terme de correction, éliminer les déviations de la réalité et apporter aux formules une retouche de sorte à les faire épouser, avec bonne concordance, les courbes expérimentales.

Nous ne le faisons pas pour ne pas déformer la forme des expressions trouvées, basée sur des considérations théoriques. D'ailleurs, la base expérimentale en est, pour le moment, trop étroite, les essais étant trop peu nombreux et ne portant pas sur toutes les variables.

Jusqu'à un temps peu reculé, il n'y avait qu'une seule formule permettant d'évaluer l'augmentation de résistance d'un prisme en béton armé, résultant d'un frettage en nappes d'acier. C'était la formule de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, dont l'origine semble être inconnue [3]. Elle était d'ailleurs, pendant un certain temps, reprise dans les « Instructions relatives aux ouvrages en béton

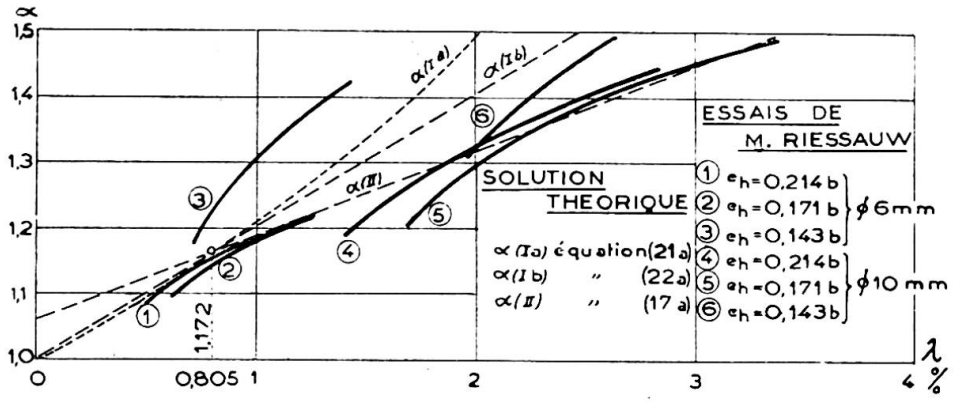


Fig. 7.

armé » de l'Association Belge de Standardisation. La formule donne comme charge de rupture

$$P_r = (\Omega'_b + n\Omega_{al}') \left[R_c + 3{,}60\, \mu_n \left(1 - 2\frac{e}{b}\right) Q_a \right] \tag{24}$$

dans laquelle, en dehors de symboles déjà expliqués,

Ω_b' est la section transversale du prisme,
Ω'_{al} la section transversale de son armature longitudinale,
e la distance de deux brins voisins dans une même couche,
R_c la tension d'écrasement du béton non armé mesuré sur cube à 28 jours,
b la plus petite dimension transversale du prisme.

Cette formule est trop optimiste en ce qui concerne l'appréciation de l'effet du frettage. C'est pourquoi, dans la 4e édition de l'*A. B. S.* (1944), elle fut abandonnée et remplacée par des formules émanant de l'étude de Gand. Ces essais n'ont cependant qu'une base purement expérimentale comparativement étroite.

Selon une proposition suisse ([14]) la contrainte σ_s admissible au centre de gravité pour un poteau avec frettage en nappes devra satisfaire aux deux conditions :

$$\sigma_s \leqslant 0{,}56\, R_c \tag{25 a}$$

$$\sigma_s \leqslant \frac{R_c}{3{,}75} + \gamma \cdot \mu_b \left(1 - 2\frac{l}{b}\right) Q_a\,, \tag{25 b}$$

où μ_b est le rapport $\mathcal{V}_a/\mathcal{V}_b$ ($\mathcal{V}_b$ volume de béton), γ le coefficient d'efficacité de frettage, $b \geqslant 20$ cm.

$$\text{Pour } \frac{l}{i} < 50 : \gamma = 1\,; \quad \text{pour } 50 < \frac{l}{i} < 150 : \gamma = \frac{150 - \frac{l}{i}}{100}\,.$$

On autorise une tension à l'arête $\sigma_r = 1{,}25\, \sigma_b$.

En posant $R_{pr} \approx 0{,}8 R_c$ et en tenant compte du coefficient de sécurité contenu implicitement dans cette formule on trouve des valeurs plus modestes que celles émanant de la formule française.

En dehors cela, nous ne connaissons pas d'autres règlements officiels traitant le problème du frettage en nappes transversales.

VIII. Remarques diverses

1. Il ne faut pas perdre de vue, que les solutions de notre étude ne peuvent nous donner que des indications approximatives :

a) Nous avons supposé que l'armature transversale est incorporée au béton d'une manière continue ce qui conduit à l'étude d'une étreinte latérale quasi-uniforme. En effet, nous ne calculons qu'avec une étreinte moyenne, tandis que les nappes ne sont pas, en sens longitudinal, jointives et ne peuvent conduire qu'à un frettage sensiblement moins efficace que l'étreinte transversale réalisée par une pression hydraulique uniforme. Cette

([14]) A. Sarrasin, *Béton armé*, F. Rouge et Cie. Lausanne, 1945.

divergence est partiellement neutralisée par l'établissement de la courbe enveloppe des états limites de rupture qui a été assimilée à celle de MM. Baes et Vandeperre. Ces chercheurs ont, en effet, effectué leurs essais sur des colonnes en béton fretté au moyen de spires et n'ont pu, par conséquent, obtenir que des résultats inférieurs à ceux qui sont valables pour prismes soumis à une étreinte latérale hydraulique vraiment uniforme (recherches de V. Kármán, Roš-Eichinger, Caquot-Brice, etc.).

Toutefois le problème n'est pas épuisé et si l'on voulait s'approcher du cas réel et considérer les nappes concentrées, comme en réalité, dans des plans équidistants on aurait à introduire la variabilité de l'état de tension et de déformation suivant l'axe longitudinal en fonction de z. Pour une colonne circulaire à nappes par exemple en treillis, disposées pour avoir dans chaque couche $\lambda_1 = \lambda_2$, on pourrait, pour avoir une meilleure approximation, aborder le calcul comme pour un problème de révolution de la théorie de l'élasticité.

En plus, pour les nappes à maille large, on s'éloigne de la continuité de structure interne encore dans les plans transversaux. Les difficultés du calcul exact deviennent insurmontables.

b) Pour l'intégration des équations différentielles nous avons supposé les modules de Young E et les coefficient de Poisson m constants tandis qu'en réalité ces caractéristiques varient avec l'état de tension : $E = E(\sigma)$ et $m = m(\sigma)$. Nous ne le respectons que dans les résultats finaux comme d'ailleurs quelques autres chercheurs ([6]).

L'introduction de la variabilité de E et m rendrait l'intégration des équations différentielles difficile et conduirait aux opérations de calcul complexes. Cette voie, surtout si l'on voulait tenir simultanément compte de conditions *a* et *b*, semble peu viable pour l'application pratique, tandis que nos solutions ont le mérite d'être simples et, quoique approximatives, démontrent l'essentiel de la dépendance des résultats en fonction des facteurs variables.

2. Nous sommes, contrairement à la proposition de M. Riessauw, d'avis (et les essais à survie le montreront probablement) que le coefficient de majoration α doit être pris en fonction du rapport $\mathcal{V}_a/\mathcal{V}_n$ ($\mathcal{V}_n$ = volume du noyau fretté) et non pas reporté à $\mathcal{V}_a/\mathcal{V}_b$ ($\mathcal{V}_b$ volume de béton total, manteau compris), car c'est le noyau ($\mathcal{V}_n$) seul qui profite du bénéfice de l'étreinte latérale générée par le frettage d'une façon d'ailleurs analogue à celle qui est courante pour le calcul des piliers armés des spires d'acier.

3. D'autre part rien ne nous empêche d'étudier d'une manière semblable l'étreinte triple d'un noyau rectangulaire ($a \neq b$) renforcé par un frettage non pas forcément symétrique ($\lambda_1 \neq \lambda_2$). On aurait alors à considérer trois directions d'un modèle orthotrope principales avec un nombre adéquat de modules d'élasticité E et des coefficients de Poisson m, liés, entre eux, par deux relations du type (11). On embrasse de cette façon, comme cas limite, un renforcement transversal unidirectional (avec $\lambda_1 = 0$ ou bien $\lambda_2 = 0$). Ce serait également la transition aux parois armées perpendiculairement à l'orientation des charges agissant dans leur plan.

4. L'évaluation de l'influence favorable des nappes sur l'effet de l'armature longitudinale est laissée, dans cette étude, de côté. En effet, les barres longitudinales, étreintes elles-mêmes par le béton, accusent une augmentation appréciable de leur limite d'élasticité.

5. L'introduction du moment fléchissant ne présente pas des difficultés.

6. Il serait bien intéressant de pouvoir comparer, pour la même quantité d'acier, l'effet du frettage par nappes et celui causé par frettes hélicoïdales. Théoriquement, il y a analogie complète et il n'en découle pas de difficultés. Puisque cependant la base des essais n'est, jusqu'à présent, que très étroite, nous préférons, pour le moment, nous en abstenir.

IX. Applications pratiques

1. L'emploi des armatures transversales présente des aspects pratiques multiples. L'augmentation de la résistance « longitudinale » en vue d'utilisation des éléments comprimés, n'en est qu'une.

2. M. Sarrasin le recommande ([14]) pour renforcer les extrémités des piliers pour absorber, à très peu de frais, les contraintes supplémentaires provenant des moments fléchissants.

3. Un autre aspect très intéressant réside dans le fait suivant : De nombreux essais, effectués sur des matières réputées raides et fragiles, confirment que celles-ci, sous une étreinte latérale suffisante, s'apparentent dans leur comportement aux matières plus ou moins ductiles et tenaces. L'étude des essais de Varsovie ([2]), confirme ce fait d'une manière éclatante. En outre, le module d'élasticité, dans un cas pareil, accuse des valeurs plus élevées; la matière prend le caractère, jusqu'à un certain moment, d'une matière élastique. Ces faits jouent un rôle primordial et extrêmement favorable dans les constructions en béton précontraint, surtout quand il s'agit d'une étreinte à deux dimensions ou triple.

4. Mais il y a encore une autre circonstance favorable. Une étreinte latérale augmente, en général, la dureté du corps fretté ([15]). Pour le béton, il en résulte une augmentation de la résistance à la pénétration d'autres corps, par exemple des bombes. C'est pourquoi l'emploi du béton en état de double et triple étreinte est d'un intérêt tout à fait remarquable au point de vue des constructions antiaériennes. Pour ce but on a eu amplement recours à lui pendant la dernière guerre.

Pour la construction des abris de défense passive ce fait présente un triple avantage : Du fait du E plus élevé et de l'élasticité accrue, l'absorption de l'énergie cinétique de la bombe est plus efficace. Il ne reste qu'une portion réduite de cette énergie pour le travail de pénétration. Mais celle-ci rencontre, en outre, une entrave supplémentaire à cause de l'augmentation de la dureté du béton, aidée par la résistance de l'armature, elle-même, à l'enfoncement. De ce fait l'enfoncement primaire sera sensiblement réduit ce qui permet d'abord à la structure de conserver une résistance moins affaiblie. Deuxièmement et par conséquent, l'explosion de la bombe ne se produira que dans des circonstances plus favorables. Même si la bombe est munie d'un détonateur à retard elle n'éclatera pas en plein corps (avec un bourrage élevé), mais, retenu par cette triple entrave, plutôt dans un espace plus large et, de ce fait, ne causera que des destructions réduites.

C'est pourquoi le béton tranversalement armé se prête d'une manière particulièrement intéressante, à la réalisation de couches de dureté.

A cet égard, les principes de construction des abris antiaériens diffèrent

---

([15]) Cf. p. e. P. Stephan, *Le calcul de résistance au delà de la limite d'écoulement (Der Bauingenieur*, 1937, nos 7-8).

en maints points de nos procédés traditionnels basés sur des considérations de sollicitations statiques ([16]).

5. Les revêtements des routes sont également exposés, quoique d'une manière toute différente, aux sollicitations dynamiques des véhicules se déplaçant à grande vitesse. Les barres de répartition d'acier horizontales contribuent, d'une manière d'ailleurs connue, non seulement à la participation de grandes portions de la dalle dans l'effort contre les charges concentrées, mais elles constituent également un renforcement local efficace, contre les chocs et efforts locaux.

6. L'armature « transversale » devient de plus en plus courante dans le domaine des constructions précontraintes dans lesquelles il faut introduire, aux abouts des poutres, des forces énormes d'ancrage concentrées ou plus ou moins réparties. De ce fait l'emploi de nappes est recommandé par différents auteurs ([17]).

7. On emploie les nappes transversales fréquemment dans des articulations...

8. Enfin, il sera peut-être intéressant de remarquer que la méthode de calcul exposée se prête, avec quelque modification, à l'application dans un autre cas spécial de notre pratique d'ingénieur. Il s'agit de la rupture de ponceaux observée quelquefois si le remblai de chaussée ou de voie ferrée est comparativement haut. Ses mouvements causés par les tassements naturels sous poids propre et sous l'influence de la circulation, provoquent une tendance au « gonflement » latéral qui entraîne, de son côté, le tuyau du ponceau qui, par conséquent, peut être exposé à une traction considérable. Ce fait, dans des circonstances défavorables, peut engendrer fatalement une rupture complète. En tout cas, une fissuration transversale et l'ouverture des joints en cas de tuyauterie sont des phénomènes bien connus dans des ouvrages d'art semblables.

Pour parer à de pareils dommages on est amené à employer une armature longitudinale au jugé. Le calcul démontré permet l'évaluation de l'ordre de grandeur des forces actuelles dans des situations pareilles et la réalisation d'une protection judicieuse.

Résumé

1. Le frettage en nappes d'acier se révèle un moyen de renforcement du beton très efficace et économique. Il augmente la valeur de la compression longitudinale que l'on peut appliquer au prisme. Il conduit à une majoration :

a) De la charge de fissuration;

b) De la charge de rupture du prisme.

Il réduit en même temps les dilatations longitudinale et transversale de la colonne.

([16]) W. Olszak, *Les abris de défense passive en béton armé* (*Przeglad Techniczny*, Varsovie, 1936, nos 10 et 21).

W. Olszak, *Les hourdis antiaériens. Principes de base* (*Inzynieria i Budownictwo*, Varsovie, 1938, no 4).

([17]) F. Guyon, *Théorie des poutres et dalles en béton précontraint*, (Comité d'Organisation du Bâtiment et des Travaux Publics, 1944, série J. 1).

2. L'effet du frettage croît avec l'étreinte latérale engendrée par l'entrave opposée par les nappes aux gonflements latéraux du béton. Celle-ci augmente avec le pourcentage μ_n d'armature transversale et avec la qualité de l'acier employé Q_a. Par contre, la qualité du béton R_{pr} joue en sens inverse; les bétons moyens et médiocres profitent de l'étreinte latérale d'une manière plus accentuée que les bétons résistants.

3. Un frettage trop faible ne donne presque pas d'effet.

4. Une liaison parfaite des nappes d'acier avec le béton peut assurer une augmentation de la charge jusqu'à la rupture des grilles.

5. On emploiera de préférence des fils de grille à faible diamètre. Les mailles ne doivent cependant pas être trop serrées, pour ne pas nuire à la mise en œuvre et à la compacité du béton. (« Effet de paroi » d'après Caquot et Faury.)

6. L'efficacité du frettage en nappes surpasse, pour le même volume d'armature, celle du renforcement par barres d'acier longitudinales.

7. La solution théorique obtenue ne peut servir que de première approximation. Toutefois, les prévisions établies démontrent le caractère général du phénomène et ne s'opposent pas, dans leur allure générale, aux résultats d'essais. La base expérimentale est cependant, pour le moment, très fragmentaire. Le programme de recherches doit être conçu de manière à donner la possibilité de jouer sur toutes les variables du problème (qualité et pourcentage d'acier, qualité et déformabilité du béton, distribution des nappes, etc.).

8. Le champ d'application pratique et efficace du frettage en nappes transversales est très varié (éléments comprimés, constructions anti-aériennes, revêtements des routes, constructions précontraintes, etc.).

Zusammenfassung

1. Die Verwendung von schichtenweiser Querarmierung (Querrosten) erweist sich als ein sehr wirksames und wirtschaftliches Mittel zur Verstärkung von Betonkonstruktionen. Die dem Betonprisma zugewiesene Längsbelastung kann dadurch beträchtlich vergrössert werden, denn man steigert auf diese Art sowohl :

a) Seine Risslast;

b) Als auch seine Bruchlast.

Gleichzeitig wird die Längsverkürzung und die Querdehnung des Prismas reduziert.

2. Die Wirksamkeit einer derartigen « Umschnürung » wächst mit der Querdruckspannung, die infolge der Hinderung der Betonquerdehnung durch die Stahlroste entsteht. Diese nimmt zu mit dem Prozentsatz μ_n der Querbewehrung, als auch mit der Qualität Q_a der verwendeten Stahlsorte. Dagegen wirkt sich eine Verbesserung der Betonqualität R_{pr} im entgegengesetzten Sinne aus, indem Betonsorten von mittlerer oder minderer Güte bedeutendere Festigkeitszunahmen aufweisen als hochwertige Betonarten.

3. Eine schwache Querbewehrung erweist sich als fast wirkungslos.

4. Wenn der Verbund zwischen Armierung und Beton einwandfrei

ist, kann eine Steigerung der Belastung u. U. bis zum Zerreissen der Querarmierung führen.

5. Die Roste sollten aus Draht von geringem Durchmesser hergestellt werden. Das Netz soll trotzdem nicht zu dicht sein, damit die Herstellung und die Kompazität des Betons nicht ungünstig beeinflusst werden (« Wandeffekt » nach Caquot und Faury).

6. Die Wirksamkeit der Querroste ist, bei gleichem Stahlvolumen, grösser als jene der Längsbewehrung.

7. Die erhaltenen theoretischen Ergebnisse können als erster Anhaltspunkt zur Abschätzung der Vorgänge dienen. In dieser Hinsicht werden sie in ihren Grundzügen durch bereits vorliegende Versuchsresultate bekräftigt. Indessen ist jedoch z.Zt. die experimentelle Basis in dieser Hinsicht noch sehr spärlich. Das Versuchsprogramm muss so aufgestellt werden, dass die Bedeutung aller in Frage kommenden Faktoren (Stahlmenge und -qualität, Betongüte und -verformbarkeit, Verteilung der Roste usw.) richtig erfasst werden kann.

8. Die praktische Verwendung von schichtenweiser Querarmierung im modernen Betonbau ist sehr mannigfach (Druckglieder, Luftschutzbauten, Strassenbeläge, vorgespannte Konstruktionen usw.)

Summary

1. The use of transverse steel grates has proved itself a very efficacious and economical means of reinforcing compressed concrete elements. The longitudinal load of the concrete column can, in this way, considerably be increased because by doing so we increase both :

a) Its fissuring load;

b) Its ultimate load.

At the same time the longitudinal contraction and the lateral expansion of the column is reduced.

2. The efficacy of this kind of « binding » increases with the lateral pressure generated through diminishing the lateral expansion of the concrete due to the steel grates. This efficacy increases with the percentage μ_n of the transverse grates as well as with the yield-point Q_a of the grate steel used. On the contrary, an improvement of the quality of the concrete R_{pr} acts in the opposite sense, as medium or minor qualities of concrete show a comparatively greater gain of load capacity than high quality concretes.

3. Too weak a « binding » has proved itself ineffective.

4. If the cooperation of the grates with the concrete is perfect the increase of the crushing load may even lead to the rupture of the transverse grates.

5. The grates should be made of small-diameter wire. However, the net work must not be too thick, in order no to influence unfavourably the confection and the compactness of the concrete (« Wall-effect » by Caquot and Faury).

6. The efficacy of the transverse grate reinforcement is, for the same volume of steel, greater than that of longitudinal bars.

7. The obtained theoretical results can serve as a first approximation. Their general attitude is confirmed by experimental results of research work already done. The experimental basis in this respect is, however, for the time being, somewhat scanty. The programme of research work must so be established that the influence of all the factors concerned (percentage of steel and its quality, quality and the deformability of the concrete, distribution of the grates, etc.) can be correctly stated.

8. The practical use of transverse grate reinforcement in modern concrete engineering is very varied (compressed elements, anti-aircraft shelters, road surfacing, pre-stressed structures, etc.).

IId1

Le pont des Arches sur la Meuse à Liège et le pont de Herstal sur le canal Albert

Die Arches-Brücke über die Maas in Lüttich und die Brücke von Herstal über den Albert-Kanal

The Arches-Bridge over the Meuse at Liege and the Herstal bridge over the Albert Canal

A. HORMIDAS
Ingénieur principal des Ponts et Chaussées de Belgique, Liège

Les deux ouvrages dont question ont été construits en 1947. Il s'agit de ponts en béton armé remplaçant ceux en métal détruits en 1940, mais dont les culées et, pour le pont des Arches, les fondations des piles étaient conservées en bon état. Leur réutilisation exigeait toutefois des types de ponts n'exerçant sur leurs appuis que des réactions verticales.

Le choix du type de chacun de ces deux ouvrages a résulté de cette circonstance jointe aux considérations de tirant d'air à respecter pour les besoins de la navigation et au fait que, pour le pont des Arches situé au centre de la ville, il était désirable d'éviter toute superstructure au-dessus de son tablier.

Par suite des sujétions imposées, la réalisation de ces ouvrages en béton armé n'était possible qu'à condition d'introduire dans leur conception, des dispositions susceptibles d'y régler la répartition des efforts suivant le mode le plus favorable permettant de réduire au minimum les contraintes sollicitant certaines parties de ces constructions.

Pour le pont des Arches (fig. 1) ces parties étaient celles voisines du centre du pont où l'épaisseur totale du béton devait être limitée à $0^{m}77$ c'est-à-dire à la fraction exceptionnellement réduite de 1/83 de la portée de la travée centrale.

Quant au pont de Herstal (fig. 7) il convenait de diminuer l'importance des moments fléchissants dans les arcs afin de réduire leurs dimensions à des limites acceptables. Il faut noter en effet que ce pont, portant un tablier de $19^{m}50$ de largeur avec chaussée de 12 mètres, est particulièrement lourd pour être supporté par deux arcs « Bowstrings » de $59^{m}40$ de portée théorique. Les indications qui suivent montrent les dispositions qui ont été adoptées et les avantages qui en ont résulté.

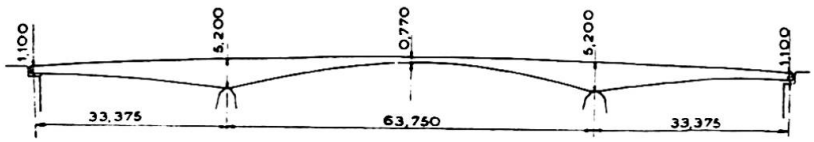


Fig. 1. Elévation du pont des Arches à Liège.

Les deux ponts devaient pouvoir supporter les surcharges suivantes :
Trottoirs : 400 kg/m².

Chaussée : deux voies de tramway dans le centre et deux voies charretières portant chacune 400 kg par mètre carré et un convoi de 32 tonnes (5 essieux dont 1 de 12 t, 2 de 6 t et 2 de 4 t) ou bien 400 kg par mètre sur toute la surface et 5 convois de 32 t pour le pont des Arches, 3 convois de 32 t pour le pont de Herstal.

Le pont des Arches à Liège

La coupe transversale donnée à la figure 2 montre la composition de l'ouvrage.

La poutre continue est donc composée de 8 voiles longitudinaux de 0^m52 d'épaisseur et de 0^m77 à 5^m10 de hauteur reliés par un hourdis inférieur intradorsal dont l'épaisseur varie de 0^m08 à 0^m34, un hourdis supérieur de 0^m18 d'épaisseur constituant le tablier, et des raidisseurs transversaux de 0^m45 d'épaisseur distants de 4^m55 à 4^m77.

Dans ce qui suit le mot poutre désigne l'ensemble d'un voile et des 2 portions de hourdis correspondants. Le moment d'inertie de la poutre varie de 0,0845 m⁴ à 15,445 m⁴. Le pont repose sur un appui fixe et trois balanciers en béton fretté logés dans des cavités au sommet des piles et culées.

Chacune des poutres intermédiaires est sollicitée de la manière suivante :

a) Poids mort du béton variant de . .	3,8 t/m. c.	à	12,7 t/m. c.
b) Chapes	0,155 t/m. c.	à	0,155 t/m. c.
c) Béton de profilage et pavage de chaussée	1,090 t/m. c.	à	1,090 t/m. c.
d) Partie du poids des bordures en saillie des trottoirs	0,045 t/m. c.	à	0,045 t/m. c.
e) Partie du poids des revêtements des trottoirs et garde-corps	0,105 t/m. c.	à	0,105 t/m. c.
f) Partie du poids des revêtements des tympans en pierres de taille . . .	0,030 t/m. c.	à	0,200 t/m. c.
	5,225 t/m. c.	à	14,295 t/m. c.

Le moment fléchissant qui en résulte à la section centrale de la poutre est de . . . . . 217 tm

Le moment fléchissant maximum résultant de l'application des surcharges mobiles définies plus haut y est de . . . . . 118 tm

La section centrale est donc sollicitée par un moment total de . 335 tm

L'épaisseur réduite de 0^m77 ne permettait pas de reprendre un moment

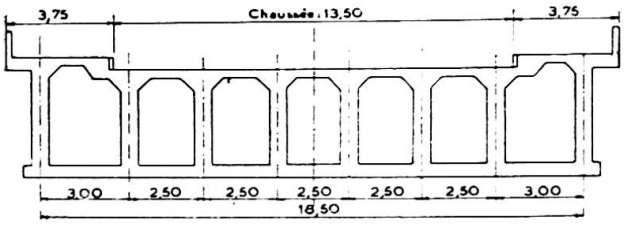


Fig. 2. Coupe transversale du pont des Arches.

de cette importance. En fait celui-ci devait être ramené à 113 tm, soit au 1/3 de sa valeur quitte à majorer la sollicitation des sections voisines des piles qui par leur grande hauteur permettaient aisément cette redistribution des efforts.

Celle-ci a été réalisée de la façon suivante.

L'ouvrage a été exécuté en deux phases.

Pendant la première, une brèche générale de 4 mètres de longueur a été aménagée dans le milieu de la travée centrale en CD (fig. 3).

Après exécution des deux tronçons ABC et DEF, l'ensemble est décintré et chacune des parties se comporte comme une double console appuyée sur la culée voisine, les tronçons BC et DE étant en porte à faux.

Dans cet état, le béton est sollicité par son poids mort et les chapes sur les longueurs AC et DE, ainsi que les pavages et les bordures de trottoirs sur le porte à faux BC et DF. En outre, aux points C et D sont appliquées deux charges de 2,88 t dont l'effet est expliqué plus loin. Dans l'intervalle CD se trouvent les armatures sortant des deux tronçons AC et DF. Ces armatures ne sont pas reliées entre elles et peuvent donc jouer librement pendant les déformations du porte à faux lors du décintrement. Toutefois leur recouvrement est tel qu'elles assureront la continuité de la poutre après la deuxième phase des travaux.

Pendant la seconde phase, sur le cintre abaissé, est monté le coffrage de la brèche CD, celle-ci est bétonnée en laissant toutefois en son centre une ouverture en forme de V fermé à sa partie inférieure de manière à permettre l'achèvement du bétonnage de cette ouverture sans nécessiter aucun coffrage.

La partie CD est alors décoffrée et son poids est complètement porté par les deux porte à faux qui peuvent encore se déformer grâce à l'ouverture en V.

Ces dispositions permettent en somme de libérer la section centrale de la poutre de la presque totalité des contraintes résultant des déformations sous poids mort.

En réalité par suite de la charge du V, et du fait, résultant de circonstances particulières, que les revêtements des trottoirs, les garde-corps et les pierres de taille n'ont pu être posés avant la deuxième phase il se produit en la section centrale un moment fléchissant sous poids mort. C'est afin de réduire celui-ci dans la mesure du possible que, lors de la première phase, il a été pris les dispositions suivantes :

a) Les pavages de chaussée n'ont pas été exécutés sur les travées de rive : le poids de ces pavages provoque en effet, après fermeture complète

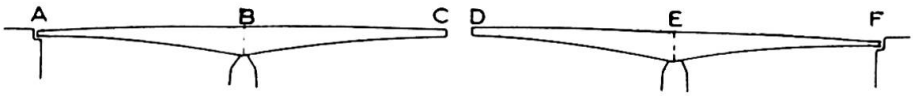
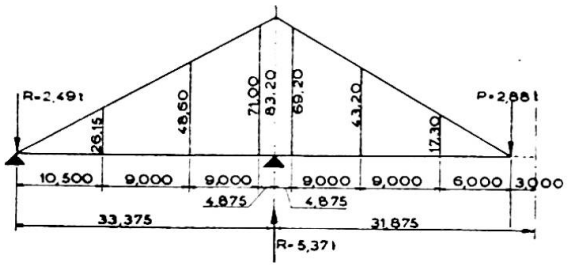
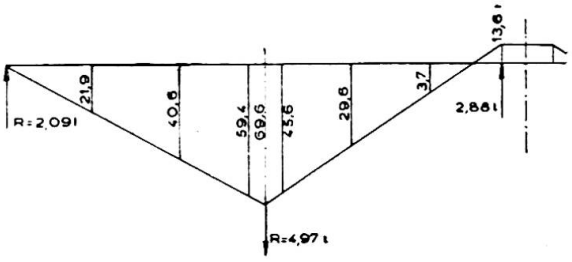


Fig. 3.





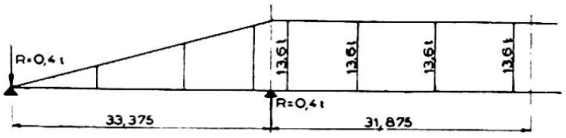


Fig. 4 (en haut, à gauche), **5** (en haut, à droite) et **6** (en bas, à gauche). Diagrammes des moments.

de la brèche, un moment dans la section centrale du pont de 17,36 tm en sens opposé à celui du moment maximum dû aux surcharges.

De ce fait, le moment en la section centrale sous l'effet du poids mort, y compris ceux appliqués après fermeture de la brèche, est réduit à + 8,6 tm (face inférieure tendue);

b) Dans la même section le moment maximum dû aux surcharges étant de 118 tm, le moment total y était encore de 118 + 8,6 = 126,6 tm. Or, il convenait que ce moment n'y dépassât pas 113 tm. Pour le réduire de 126,6 — 113 = 13,6 tm il a été appliqué dans la première phase aux points C et D les deux charges de 2,88 t signalées plus haut.

Ces deux charges ont pour effet de produire dans le système avec brèche des moments représentés à la figure 4.

L'enlèvement de ces deux charges lorsque la brèche est fermée, introduit dans la poutre les moments représentés à la figure 5.

Au total la pose et l'enlèvement des charges de 2,88 t produit dans la poutre les moments résultants représentés au diagramme de la figure 6 qui est la somme des deux précédents.

Ainsi le moment dans la section centrale de la poutre est bien ramené à 113 tm.

Conclusions

1. Le procédé d'exécution exposé ci-dessus a permis de réduire théoriquement de 66,5 % le moment dans la section centrale des poutres.

En réalité, la réduction est beaucoup plus importante car pour supporter les contraintes de 335 tm, la hauteur des poutres aurait dû être majorée sensiblement dans la travée centrale ce qui aurait entraîné une nouvelle augmentation des moments. Celui de la section centrale des poutres aurait ainsi atteint 445 tm. La réduction effective du moment en ce point est donc de 74,5 %.

En définitive la hauteur des poutres en cette section aurait dû être portée de $0^{m}77$ à $1^{m}60$ soit une augmentation de $0^{m}83$. Il convient d'ajouter que l'économie qui en découle n'est pas limitée à celle du béton et des aciers du pont, mais comporte également celle qui résulte du raccourcissement et de l'abaissement du niveau des rampes d'accès.

Dans le cas du pont des Arches cette partie de l'économie est prépondérante, l'ouvrage étant situé en pleine agglomération, la surélévation des rampes, qui aurait été nécessaire pour donner aux poutres la hauteur de $1^{m}60$ leur permettant de résister à un moment de 445 tm dans leur section

centrale, aurait entraîné des modifications d'immeubles si importantes que le coût énorme de celles-ci aurait rendu l'exécution du projet irréalisable.

2. On voit ainsi tout le parti que l'on peut tirer, dans ce mode d'exécution, de l'adjonction de charges temporaires telles que celles de 2,88 t dont il a été question.

Les avantages qui résultent de ce procédé ont déjà été utilisés par M. Coppée dans la construction du pont de Kongolo (Congo belge) qui a été exécuté en porte à faux à l'aide d'un échafaudage mobile reposant sur les extrémités bétonnées et avançant à mesure de l'exécution du porte à faux.

Le poids propre de l'échafaudage dans sa dernière position (au centre de la travée) provoquait un effet semblable à celui des charges de 2,88 t dont question ci-dessus.

Mais il est possible d'exploiter systématiquement les avantages résultant de l'application de charges indépendantes pour régler à volonté les tensions dans les poutres en choisissant librement le nombre de ces charges, leur emplacement, leur étendue sur la poutre, et leur intensité.

Considérées de cette façon les charges provisoires constituent un procédé général très utile dont l'exemple du pont des Arches représente une application particulière.

Le pont de Herstal

Les dispositions principales de l'ouvrage sont représentées aux figures 7 et 8.

Le tablier de $19^{m}50$ de largeur totale porte une chaussée de 12 mètres et deux trottoirs de $3^{m}60$.

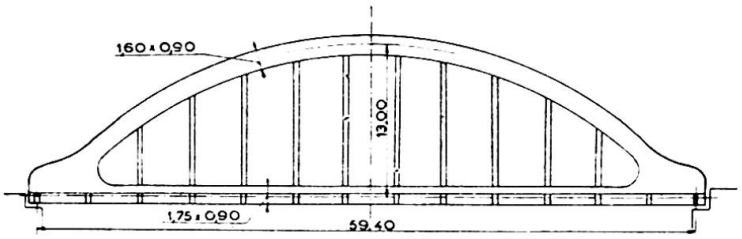


Fig. 7.

Le tablier, constitué d'un hourdis de $0^{m}18$ d'épaisseur sur longrine de $0^{m}80$ de hauteur, est porté par des entretoises de $13^{m}60$ de portée d'axe en axe des maîtresses-poutres et de $1^{m}75$ de hauteur totale (hourdis compris).

Les maîtresses poutres comportent chacune un arc de $0^{m}90$ de largeur et $1^{m}60$ de hauteur à la clef sous-tendu par un tirant en béton armé de $1^{m}75$ de haut et $0^{m}90$ de largeur.

Ce tirant en béton armé comporte une cavité de $0^{m}28 \times 0^{m}90$ dans laquelle est logé un tirant métallique fixé aux naissances des arcs par des sabots d'ancrages de $0^{m}80$ de largeur et $1^{m}60$ de hauteur.

Le pont repose sur les culées par l'intermédiaire d'appareils d'appui en acier coulé et en acier forgé, fixes sur la rive gauche, mobiles sur la rive droite.

La charge de poids mort à reprendre par chaque maîtresse poutre est de 22,7 t par m. c.

On sait que la poutre « Bowstring » ordinaire en béton armé présente deux inconvénients qui s'opposent à son emploi dès que les charges et la portée deviennent importantes : d'une part la traction dans le tirant provoque la fissuration du béton qui se propage dans le tablier; d'autre part le raccourcissement de l'arc et l'allongement du tirant produisent des

moments secondaires dont l'importance a été mise en relief notamment par le professeur Dischinger dans un mémoire [1] où il préconisait un remède à ce défaut.

Ces inconvénients sont d'autant plus sensibles que la portée est plus grande et le poids mort plus élevé. Or, précisément pour un pont à poutres du type « Bowstring » celui de Herstal est particulièrement lourd. S'il avait été réalisé suivant le processus ordinaire sans y introduire un procédé de réglage des tensions il s'y serait produit les moments secondaires indiqués ci-après:

a) Sous l'effet du poids mort et des surcharges mobiles correspondant aux moments maxima, la poussée moyenne Q de l'arc est de 883 tonnes (variant de 866 à 916 tonnes). Elle produit un raccourcissement de l'arc et un allongement du tirant dont la somme algébrique est donnée par l'expression :

$$\Delta L = \frac{L}{Ea}\left(\frac{Q}{S_{arc}} \times \frac{Ea}{Eb} + \tau a\right)$$

où Ea et Eb sont les coefficients d'élasticité de l'acier et du béton valant respectivement 2 100 000 kg/cm² et 300 000 kg/cm²

τa = tension unitaire de l'acier dans le tirant.

Dans un cas semblable la tension admissible de 1 350 kg/cm² se partage en 1 000 kg environ par la traction simple et 350 kg/cm² par la flexion.

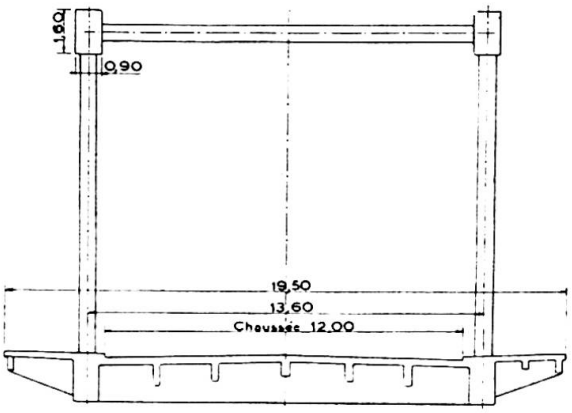


Fig. 8.

$$\Delta L = \frac{5\,940}{2\,100\,000}\left(\frac{883\,000}{90 \times 160} \times \frac{2\,100\,000}{300\,000} + 1\,000\right) = 3{,}9 \text{ cm}$$

Un calcul plus exact tenant compte de la variation de Q et S le long de l'arc donne $\Delta L = 1{,}45 + 2{,}83 = 4{,}28$ cm.

Ces déformations produisent le même effet qu'une réduction de poussée

$$\Delta Q = \frac{\Delta L}{\int \frac{y^2\, ds}{Eb\, I_{arc}}} = \frac{15}{8}\,\frac{Eb\, I_0}{f^2\, L}\,\Delta L = 7{,}35 \text{ tonnes}$$

où f est la flèche de l'arc = 13 mètres.

I le moment d'inertie réduit $= \dfrac{90 \times 160^3}{12}$

Ce ΔQ produit des moments secondaires valant

$$\Delta M = \begin{cases} 7{,}35 \times 13 \times 0{,}64 = 61 \text{ tonnes mètres au point 6 (2/10 de la portée)} \\ 7{,}35 \times 13 \times 0{,}84 = 80 \text{ tonnes mètres au point 4 (4/10 de la portée)} \\ 7{,}35 \times 13 \qquad\quad = 96 \text{ tonnes mètres à la clef .} \end{cases}$$

---

[1] *Association Internationale des Ponts et Charpentes. Mémoires*, 1er volume, 1942.

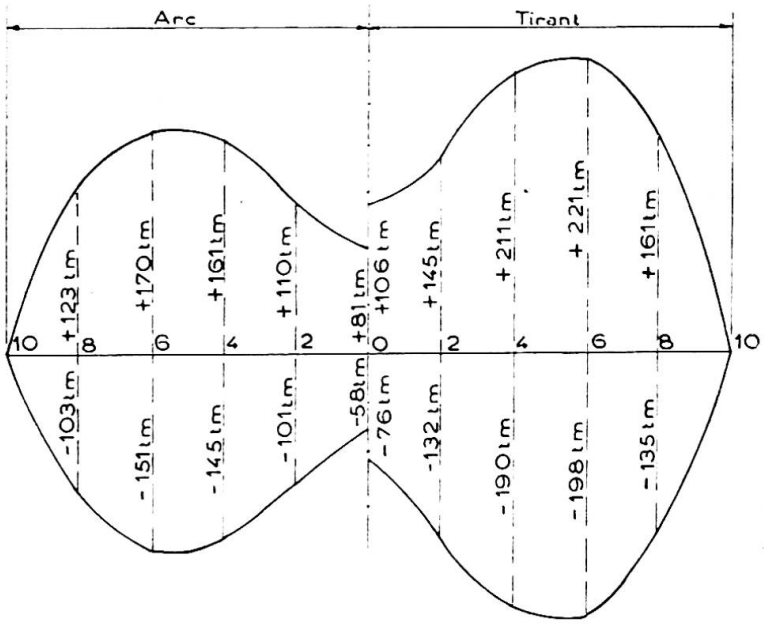


Fig. 9. Diagramme des moments.

Les points 4 et 6 sont ceux où se produisent les moments maxima sous l'effet des surcharges mobiles (voir fig. 9).

b) L'effet du retrait du béton : l'arc est terminé assez longtemps après le tirant.

En admettant que le retrait soit complètement terminé dans le tirant au moment de l'achèvement de l'arc, le retrait de celui-ci produit le même effet qu'un raccourcissement; suivant les normes belges il correspond à un abaissement de température de 10° d'où

$$\Delta L = 5\,940 \times 10 \times \frac{11}{10^6} = 0{,}65 \text{ cm}$$

$$\Delta Q = \frac{15}{8} \times \frac{300\,000 \times 90 \times \overline{160}^3}{1\,300^2 \times 5\,940 \times 12} \times 0{,}65 = 1{,}12 \text{ t}$$

et

$$\Delta M = \begin{cases} 1{,}12 \times 13 \times 0{,}64 = 9{,}3 \text{ tm au point 6} \\ 1{,}12 \times 13 \times 0{,}84 = 12{,}2 \text{ tm au point 4} \\ 1{,}12 \times 13 \qquad\qquad = 14{,}6 \text{ tm à la clef .} \end{cases}$$

3. Effet du fluage. Il produit à la longue des déformations pouvant atteindre le double de celles produites sous l'effet des charges permanentes.

En négligeant le fluage du tirant on trouve pour l'arc

$$\Delta L = 1{,}45 \times 2 \times \frac{7{,}78}{8{,}83} = 2{,}56 \text{ cm}$$

$\Delta Q = 4{,}4$ t.

et

$$\Delta M = \begin{cases} 4{,}4 \times 13 \times 0{,}64 = 36{,}6 \text{ tm au point 6} \\ 4{,}4 \times 13 \times 0{,}84 = 48{,}0 \text{ tm au point 4} \\ 4{,}4 \times 13 \qquad\qquad = 57{,}0 \text{ tm au point 2 .} \end{cases}$$

4. Les variations de température ne produisent aucun effet pour autant qu'elles soient égales dans l'arc et le tirant; une différence de température entre ces deux pièces n'est possible que par l'ensoleillement de l'arc et dans ce cas celui-ci s'allonge par rapport au tirant, ce qui réduit les moments secondaires.

Le tableau suivant récapitule les moments secondaires et les maxima positifs et négatifs produits par les surcharges mobiles.

Causes	Point 6	Point 4	Clef
Poids mort et surcharges mobiles	61 tm	80 tm	96 tm
Retrait	9,3 tm	12,2 tm	14,6 tm
Fluage.	36,6 tm	48 tm	57 tm
Totaux des moments secondaires	+ 106,9 tm	+ 140,2 tm	+ 167,6 tm
Mom. principaux maxima produits par les surcharges	+ 391 tm — 349 tm	+ 372 tm — 335 tm	+ 187 tm — 134 tm

TABLEAU I

On voit par ce tableau l'importance considérable des moments secondaires et le grand intérêt qu'il y a à les réduire dans toute la mesure du possible autant pour limiter les dimensions de l'arc et du tirant à des grandeurs admissibles que par raison d'économie.

Pour ce faire, l'ouvrage a été exécuté en ménageant provisoirement une brèche au sommet de l'arc et dans le tablier y compris le tirant en béton dans lequel peut coulisser le tirant métallique.

Le professeur Dischinger avait préconisé de faire dépasser à l'une des extrémités du pont le tirant métallique, mis en tension à l'aide de vérins, provoquant ainsi l'allongement de celui-ci et le raccourcissement de l'arc. Il estimait que les dimensions réduites de l'arc et le danger de flambement de celui-ci ne permettaient pas l'utilisation de la méthode du décintrement à l'aide de vérins à la clef d'emploi général dans les voûtes.

L'exemple du pont de Herstal montre que cette difficulté n'existe pas.

Il aurait été en effet possible de loger à la clef deux vérins ordinaires occupant chacun un encombrement de 0,45 $\times$ 0^m45 et de bétonner, après leur mise en action, les deux tronçons ABCD et EFGH (fig. 10) ayant 0^m55 de hauteur.

La compression du béton sous poids mort y aurait atteint le taux de 78 kg/cm² sans tenir compte des armatures alors que la contrainte maximum est fixée à 90 kg/cm².

Cependant, tant par raison de sécurité que pour faciliter les opérations ultérieures au décintrement qui résultent de circonstances particulières, il a été jugé préférable d'ajouter à l'arc, sur une courte longueur et sur chaque face, des surlargeurs permettant d'écarter les deux vérins et de

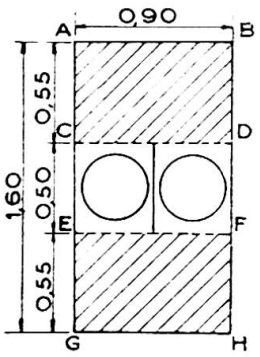


Fig. 10.

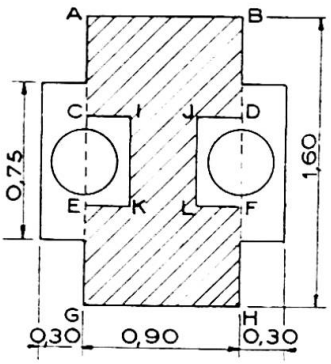


Fig. 11.

claver l'arc, après mise en action des vérins, par un seul bloc en forme de I occupant presque toute la section de l'arc.

L'évidement ABCD, et celui EFGH, ont une longueur correspondante à celle nécessitée par le recouvrement des barres issues de chacun des demi-arcs pour assurer la continuité de ces barres après clavage. L'évidement CDEF est réduit à la longueur nécessaire pour loger les vérins.

Les surlargeurs peuvent être soit utilisées à l'ornementation en les incorporant à un motif décoratif de la clef supporté par ces surépaisseurs, soit enlevées au marteau après clavage.

Quant au danger de flambement des arcs il a été éliminé en constituant le contreventement d'un treillis en K comportant deux parties indépendantes, chacune d'elles n'intéressant que la paire des demi-arcs situés d'un même côté de l'axe de symétrie du pont afin de permettre l'écartement de ceux-ci. Il est à remarquer que ce dispositif permet de recueillir tous les avantages de la mise en traction des tirants.

Mais il en présente plusieurs autres :

Il ne nécessite pas d'appareillage spécial mais uniquement des vérins identiques à ceux utilisés habituellement;

Il supprime l'obligation de donner au tirant une surlongueur qui après l'opération est inutile, voire gênante;

Enfin, et c'est l'essentiel, il présente un degré de liberté de plus que le procédé de mise en tension du tirant à savoir le choix de la position de l'axe des vérins par rapport à celui de l'arc. Comme il est expliqué plus loin cette liberté peut être mise à profit pour introduire dans l'arc et le tirant des moments compensatoires permettant de réduire les moments maxima.

Voyons maintenant les efforts qui se produisent dans le pont de Herstal :

a) Les surcharges mobiles provoquent des moments principaux positifs et négatifs (fig. 9) qui se répartissent entre l'arc et le tirant au prorata des moments d'inertie respectifs de ces pièces. Ces moments sont à multiplier par le coefficient d'impact $\varphi = 1{,}04$;

b) De l'action de ces surcharges résultent aussi des moments secondaires positifs par suite des déformations élastiques de l'arc (raccourcissement) et du tirant (allongement);

c) Le poids mort de l'arc ne provoque aucun moment principal, le funiculaire des charges coïncidant avec l'axe de l'arc; le poids mort du tablier étant reporté par les montants en certains points de l'arc, par suite de la courbure de celui-ci, il se produit dans l'arc et le tirant des moments principaux les uns positifs, les autres négatifs;

d) Les moments secondaires résultant des déformations élastiques sous poids mort sont en principe annulés par l'action des vérins et la coupure provisoire du tablier. En fait à Herstal, par suite de la proximité de l'hiver il a fallu procéder au décintrement avant achèvement des revêtements de chaussée et trottoir : le poids mort était incomplet. Il se produit donc encore certains moments secondaires positifs qui s'ajoutent à ceux du littera *b* ci-dessus. La poussée à exercer par les vérins, correspondant au poids mort incomplet est de 586 t;

e) Les effets du retrait et du fluage sont annulés en majorant la poussée des vérins de $1{,}12 + 4{,}4 = 5{,}52$ tonnes;

f) Sous l'action du poids du tablier, les montants subissent des allongements $\frac{NL}{E\Omega}$ proportionnels à leurs longueurs; celles-ci sont les ordonnées d'une parabole du second degré; la déformée élastique du tirant est une courbe semblable dont la flèche maximum est

$$f = \frac{\sigma a \times l}{Ea} = \frac{1\,210 \times 11{,}33}{2\,100\,000} = 0{,}65 \text{ cm}$$

les aciers d'armatures des montants supportant une contrainte de 1 210 kg/cm².

Il en résulte dans le tirant un moment secondaire constant positif

$$M = \frac{8\,f\,EI}{L^2} = \frac{8 \times 0{,}65 \times 300\,000 \times 90 \times \overline{1{,}75}^3}{\overline{5940}^2 \times 12} = 18 \text{ tm}$$

n'intéressant pas l'arc.

Ces différents moments sont récapitulés pour les points 4 et 6, les plus sollicités, dans le tableau suivant qui indique également les écarts entre les moments maxima positifs et négatifs.

Compensation des moments. — On voit que les écarts entre maxima positifs et négatifs sont considérables et qu'il y a intérêt à les réduire. Il n'est évidemment pas possible de les annuler tous mais on peut le faire en un point soit de l'arc soit du tirant.

On peut aussi les réduire sans les annuler de façon à obtenir la répartition des moments qui paraît la plus favorable à la fois pour l'arc et le tirant. C'est ce qui a été fait pour le pont de Herstal.

Il a d'abord été établi la propriété suivante :

Si on applique à la clef de l'arc une poussée unitaire $H = 1$, il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 12.

Si au lieu de H on applique à la clef deux moments unitaires $M = 1$ il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 13.

On constate enfin que si l'on combine $H = \frac{1}{13}$ (13 étant, en mètre, la flèche de l'arc) avec $M = 0{,}433$ (0,433 étant le rapport des moments d'inertie de l'arc à la somme des moments d'inertie de l'arc et du tirant) il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 14, où les moments dans l'arc et le tirant sont dans le même rapport que leurs moments d'inertie (0,308 et 0,403 m⁴). Ces moments

Effets	Point 4 Moments maxima en /m				Point 6 Moments maxima en /m			
	Arc		Tirant		Arc		Tirant	
	+	—	+	—	+	—	+	—
a) Moments principaux surcharges .	+ 167	— 151	+ 222	— 198	+ 177	— 157	+ 230	— 206
b et *d*) Moments secondaires surcharges et partie poids mort	+ 8	+ 8	+ 10	+ 10	+ 6	+ 6	+ 8	+ 8
c) Moments principaux s^s poids mort du tablier (courbure de l'arc).	+ 42	— 18	+ 3	+ 3	+ 37	— 23	+ 3	+ 3
f) Moments secondaires allongement des montants. . .	—	—	+ 18	+ 18	—	— 18	+ 18	+ 18
Moments totaux . .	+ 217	— 161	+ 253	— 167	+ 220	— 174	+ 259	— 177
Écarts entre valeurs absolues des moments positifs et négatifs	56		86		46		82	

TABLEAU II

tous négatifs augmentent d'autant les maxima négatifs et diminuent les maxima positifs.

Les écarts entre maxima positifs et négatifs sont donc réduits du double.

Il suffit maintenant de choisir le coefficient K par lequel il faut multiplier $H = \frac{1}{13}$ et $M = 0{,}433$.

Essayons de compenser les moments au point 4.

L'ensemble $H = \frac{1}{13}$ et $M = 0{,}433$ réduit les écarts

dans l'arc de $2 \times 0{,}364 = 0{,}728$ tm
dans le tirant de $2 \times 0{,}477 = 0{,}954$ tm
soit au total 1,682 tm

La somme des écarts des moments dans les deux pièces étant

$$56 + 86 = 142 \text{ tm}$$

$$K = \frac{142}{1{,}682} = 84{,}42 .$$

Les moments maxima deviennent au point 4

$$\text{dans l'arc} \left\{ \begin{array}{l} + 217 - 84{,}42 \times 0{,}364 = + 186{,}3 \\ - 161 - 84{,}42 \times 0{,}364 = - 191{,}7 \end{array} \right\} \text{Écart } 5{,}4 \text{ tm}$$

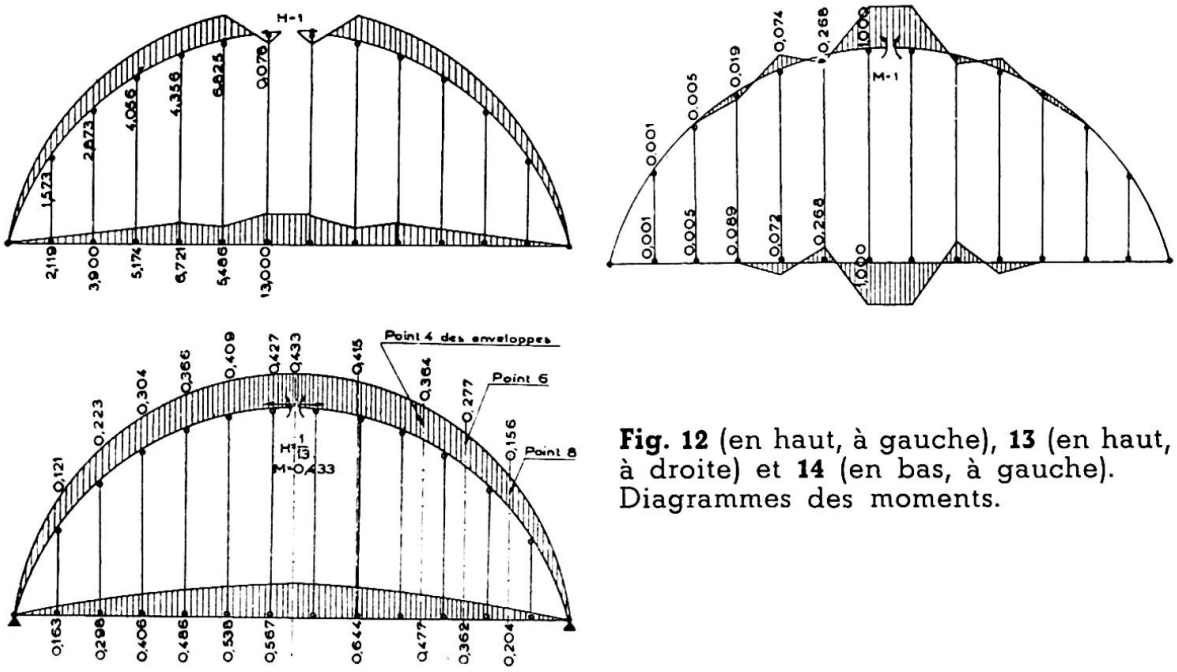


Fig. 12 (en haut, à gauche), **13** (en haut, à droite) et **14** (en bas, à gauche). Diagrammes des moments.

$$\text{dans le tirant} \begin{cases} +253 - 84{,}42 \times 0{,}477 = +212{,}7 \\ -167 - 84{,}42 \times 0{,}477 = -207{,}3 \end{cases} \text{Écart } 5{,}4 \text{ tm}.$$

Les moments maxima positifs et négatifs indiqués au tableau II deviennent ce qui suit :

Effets	Point 4				Point 6			
	Arc		Tirant		Arc		Tirant	
	+	−	+	−	+	−	+	−
Avant compensation (voir tableau II). .	+217	−161	+253	−167	+220	−174	+259	−177
Réduction compensatoire	−30,7	−30,7	−40,3	−40,3	−23,5	−23,5	−30,5	−30,5
Moments réduits . .	+186,3	−191,7	+212,7	−207,3	+196,5	−197,5	+228,5	−207,5
Ecarts.	5,4		5,4		1		21	

TABLEAU III

On voit que, d'une part, les moments maxima et les écarts entre maxima positifs et négatifs subissent une réduction très importante et, d'autre part, ces effets favorables se produisent non seulement dans la section 4 qui a servi de base à la compensation mais encore dans toutes les autres sections.

Pour obtenir ce résultat, il faut :
majorer la poussée des vérins de

$$\frac{K}{13} = \frac{84,42}{13} = 6,5 \text{ t}$$

ce qui la porte à

$$586 + 5,52 + 6,5 = 598 \text{ t}$$

et excentrer les vérins par rapport à l'arc de

$$d = \frac{0,433 \times 84,42}{598} = 0^{m}061$$

pour introduire à la clef le moment négatif compensatoire

$$M = 0,433 \times 84,42 = 36,5 \text{ tm.}$$

Réglage du décintrement

L'action des vérins se compose donc de trois parties :

1. La poussée de 586 t équilibrant uniquement le poids mort existant au moment du décintrement. Elle ne produit aucun soulèvement du tablier;

2. La poussée de 6,5 t jointe au moment de 0,433 × 84,42 tm dans l'arc provenant de l'excentricité des vérins. Il en résulte un soulèvement du tirant dont la flèche à mi-portée est de 11 mm ;

3. La poussée de 5,52 t, également excentrée de $0^{m}061$, qui produit un nouveau soulèvement de 11,2 mm.

La flèche totale à atteindre pour le tablier en fin d'opération est donc de 22,2 mm. Elle a été atteinte par une poussée de 610 tm, supérieure de 12 tm à celle de 598 tonnes calculée. Cette différence de 12 tonnes (soit 2 % de la valeur théorique de la poussée) est imputable en parts indéterminables soit à une erreur d'appréciation de E béton ou du poids spécifique du béton, soit à une inexactitude des indications des manomètres malgré l'étalonnage préalable de ceux-ci, soit enfin aux résistances passives des vérins.

Résumé

Le pont des Arches est constitué d'une poutre continue à trois travées, dont la hauteur ($0^{m}77$) au milieu de la travée centrale ($63^{m}75$) est particulièrement faible (1/83 de la portée.)

Le pont de Herstal très lourd à cause de sa grande largeur ($19^{m}50$) représente un cas exceptionnel de pont du type « Bowstring ».

Afin de réduire les contraintes dans ces ouvrages, il a été utilisé les procédés suivants permettant le réglage des efforts. Au pont des Arches une coupure provisoire au milieu du pont libère cette section des contraintes sous poids mort. Au pont de Herstal des coupures provisoires à la clef de l'arc et dans le tablier, un tirant métallique coulissant dans le tirant en béton, la mise en tension des maîtresses poutres par vérins à la clef de l'arc et l'excentrement des vérins par rapport à l'axe de l'arc suppriment les moments secondaires et réduisent les moments principaux.

En comparant les efforts se produisant dans des constructions ordinaires avec celles réalisées à l'aide des procédés décrits l'auteur montre les avantages obtenus par ces derniers.

Zusammenfassung

Der Pont des Arches ist ein kontinuierlicher Balkenträger mit 3 Oeffnungen, dessen Nutzhöhe (0^m77) in der Mitte der mittleren Spannweiten (63^m75) ganz besonders gedrückt ist (1/83 der Spannweite).

Die Brücke von Herstal bildet wegen ihrer grossen nutzbaren Breite (19^m50) ein Ausnahmefall der sogenannten Bowstring-Brückentype.

Um die Spannung dieser Bauwerke abzumindern, wurde folgendes Vorgehen zum Zwecke der Regelung der Spannungen angewandt. Beim Pont des Arches wurden Spannungen infolge ständiger Last im Querschnitt in Brückenmitte durch eine provisorische Trennung eliminiert. Bei der Brücke von Herstal wurden, an Hand von provisorischen Trennungen am Bogenscheitel und in der Fahrbahn, durch Anbringen eines Zugbandes aus Stahl in einer Aussparung des Zugbandes aus Beton, durch Vorspannung der Hauptträger mittelst Winden am Gewölbescheitel und durch Exzentrizität dieser Winden bezüglich der Bogenaxe, die sekundären Momente ausgeschaltet und die Hauptmomente abgemindert. Ein Vergleich der Spannungen in gewöhnlichen Konstruktionen mit denjenigen, die den eben beschriebenen Bedingungen unterworfen wurden, zeigt die Vorzüge dieser letztern.

Summary

The Pont des Arches is a continuous girder bridge with 3 spans. Its effective height in the middle of the central span (63^m75) is 0^m77 giving a thickness-span ratio of only 1/83.

On account of the magnitude of its width (19^m50), the Herstal bridge is an exception to the so called Bowstring bridge type.

In order to lessen the tensions in these structures, the following procedure for regulating tensions was adopted. For the Pont des Arches tensions due to constant load in the cross section of the middle of the bridge were eliminated by a temporary separation. In the case of the Herstal bridge the secondary moments were avoided by means of temporary separations at the crown of the arch and in the roadway by fitting a steel tie member in an opening of the concrete tie member, by pre-stressing the main girders by means of hydraulic jacks at the crown of the arch and by means of eccentricity of these hydraulic jacks to the axis of the arch. A comparison of the tensions in ordinary structures with those described above was in favour of the latter.

IId2

Passage supérieur près de Zwijndrecht de la route nationale au-dessus de la ligne de chemin de fer Rotterdam-Dordrecht

Überführung in der Nähe von Zwijndrecht im Zuge der Autostrasse über die Bahnlinie Rotterdam-Dordrecht

Motor road bridge near Zwijndrecht over the railway line Rotterdam-Dordrecht

Ir. C. F. VAN BERGEN
Scheveningen

Au nord de la rivière « Vieille Meuse », près du village de Zwijndrecht, la route nationale Rotterdam-Dordrecht passe au-dessus de la ligne de chemin de fer Rotterdam-Dordrecht sur un viaduc en béton armé. L'angle de croisement est de 38°. Normalement la surélévation de la route nationale, de chaque côté du croisement, aurait été réalisée sous forme de digues. Mais le sous-sol à cet endroit est formé de couches d'argile et de tourbe jusqu'à une profondeur de plus de 10 mètres; ces couches étant très peu aptes à supporter des surcharges, l'élévation d'une digue de sable à proximité du chemin de fer aurait occasionné, malgré toutes les précautions, des tassements, des déplacements horizontaux et des soulèvements du sol. De ce fait, l'équilibre du remblais du chemin de fer aurait été perturbé.

Il va sans dire qu'une telle situation n'aurait pas été admissible. On a donc décidé de construire un viaduc en béton armé, de chaque côté du chemin de fer, sur une longueur d'environ 170 mètres.

Cet ouvrage d'art est supporté par des pieux en béton armé, battus jusqu'à 15 à 19 mètres de profondeur.

Le viaduc complet, d'une longueur d'environ 400 mètres, se compose d'une partie centrale de 68 mètres de longueur, passant au-dessus du chemin de fer et de deux rampes de $156^{m}80$ et $172^{m}75$ de longueur.

La route nationale, destinée exclusivement au trafic motorisé, est composée de deux routes pour deux files de voitures chacune, séparées par un accotement central. Sur le viaduc, cette séparation est supprimée, de sorte que le tablier du pont est composé d'une chaussée de $14^{m}50$ de largeur, bordée de chaque côté d'une bordure surélevée de $0^{m}53$ de largeur.

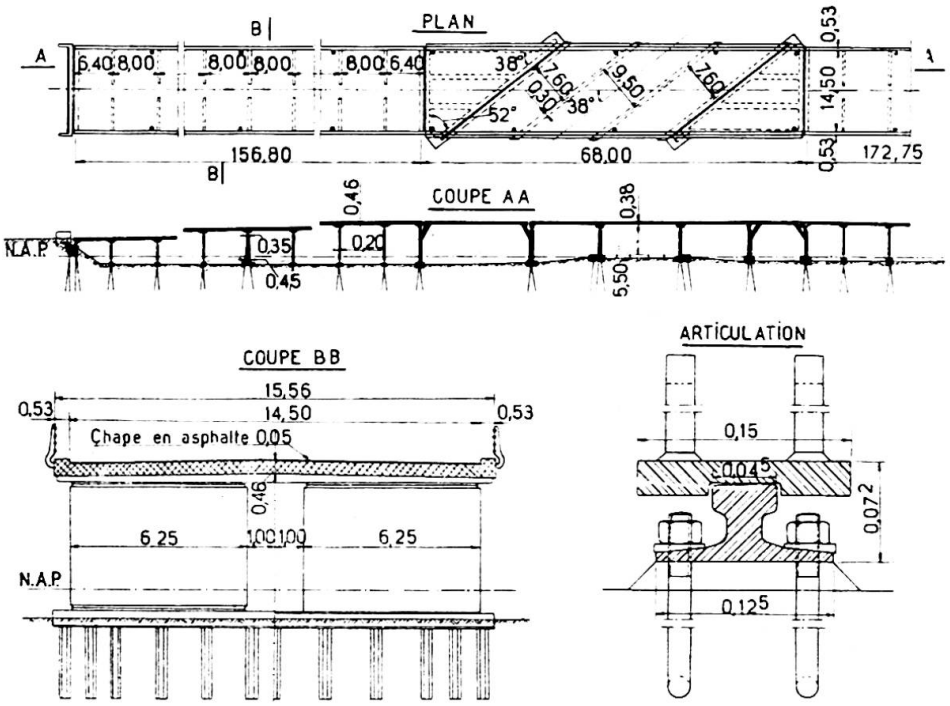


Fig. 1. Plan et élévation du passage supérieur avec ses rampes d'accès.

Des balustrades sont placées extérieurement à ces bordures. La chaussée du viaduc est couverte d'une chappe d'asphalte de 5 cm d'épaisseur.

Le gabarit du chemin de fer électrique exigeait un passage central d'une largeur libre de $9^{m}20$, mesurée perpendiculairement à l'axe du chemin de fer, et une hauteur libre de $5^{m}50$ au-dessus du rail.

Le tablier de cette partie centrale, de $0^{m}38$ d'épaisseur, est supporté par quatre piles, parallèles à l'axe du chemin de fer, délimitant des portées de $7^{m}20$, $9^{m}50$ et $7^{m}20$, tandis que les piles des rampes sont placées perpendiculairement à l'axe de la route et forment donc un angle de 52° avec les piles de ce tablier central.

La liaison, entre la pile de support parallèle à la voie et celle perpendiculaire à l'axe des rampes, est réalisée par un pilier creux dont la section est un triangle rectangle avec des angles de 52° et 38°. Le tablier de la partie centrale et les rampes reposent sur ces piles à l'aide d'appuis mobiles à rouleaux d'acier.

Les abords de l'ouvrage n'imposant pas d'exigences relatives à l'emplacement des appuis sous les rampes, on a conservé la distance de 8 mètres d'axe en axe de ces appuis, comme la plus économique.

Chacune des rampes consiste en une dalle continue sur toute la longueur, supportée par les appuis à l'aide d'articulations en acier. Les portées courantes de cette dalle continue sont, comme il a été dit, de 8 mètres, mais les portées d'extrémités sont réduites à $6^{m}40$. L'appui central est formé d'un voile, encastré dans le bloc de fondation, d'une épaisseur de $0^{m}35$ à $0^{m}45$. Les autres appuis sont des voiles de $0^{m}20$ d'épaisseur, supportés au moyen d'articulations en acier, par les blocs de fondation. Aux extrémités, les rampes reposent, par l'intermédiaire d'appuis mobiles à rouleaux d'acier, sur des culées de construction simple.

Puisque tous les appuis, sauf l'appui central, sont mobiles, les différences de température ne provoqueront pas de contraintes dans la construc-

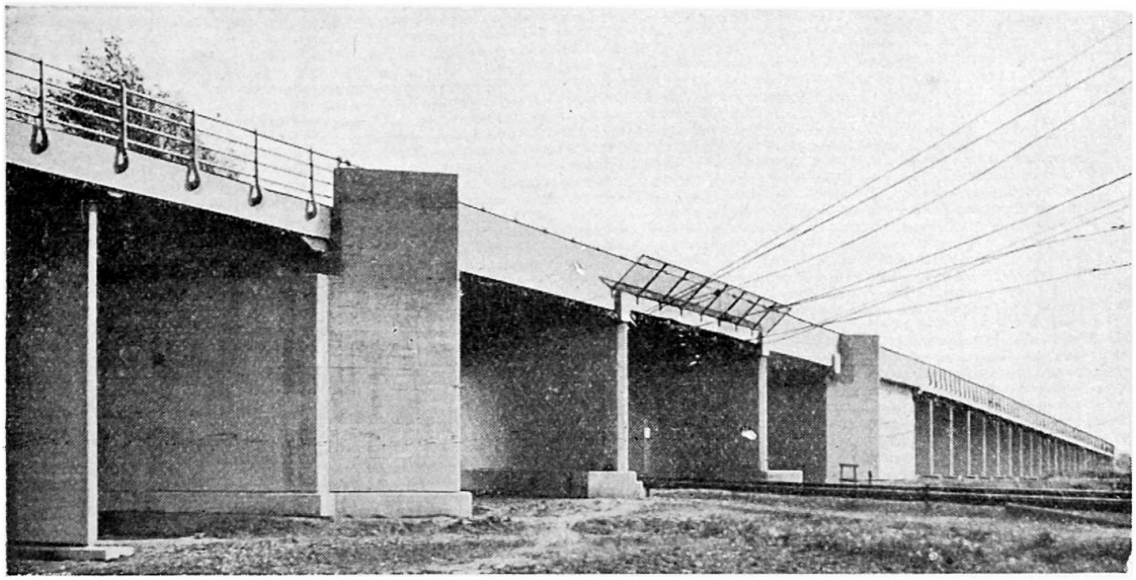


Photo C. Kramer

Fig. 2. Partie centrale du viaduc avec rampes.

tion, tandis que les forces de freinage des véhicules sont amorties par l'appui central.

Pour des raisons d'esthétique et d'économie, tous les appuis sont formés de deux voiles séparés par un intervalle libre de 2 mètres (fig. 3).

Les balustrades le long des rampes sont constituées par des tubes simples en acier, tandis que les balustrades de la partie centrale sont construites en béton armé. Au-dessus des voies, ces balustrades font office de poutres portantes, ce qui est nécessaire étant donné la position en biais des appuis sous le tablier.

La liberté de construction laissée par la situation de l'ouvrage a été utilisée pour parvenir à une simplicité extrême, rigoureusement appliquée dans tous les détails. Cela a donné lieu à un ouvrage qui se justifie esthétiquement et dont les frais de construction ont été très bas.

Pour terminer, voici quelques chiffres :

L'ouvrage d'art a été construit en 1937.

Nombre de pieux : 710. Charge maximum par pieu : 50 tonnes.

A part les pieux, on a mis en œuvre 4 570 m³ de béton, comportant 560 tonnes d'acier pour les armatures (120 kg par m³ de béton). Ce chiffre, bas pour la construction d'un viaduc, provient des faibles portées, et de la construction des appuis en forme de voiles.

La surface totale du viaduc est de 6 200 m².

Les frais de construction se sont élevés à environ 325 000 florins (environ 52,50 florins par m²).

Résumé

La route nationale et le chemin de fer de Rotterdam à Dordrecht se croisent sous un angle d'environ 38° près du village de Zwijndrecht. Ce croisement est réalisé de façon que la route nationale passe au-dessus du chemin de fer. A cet endroit, la nature du sol est mauvaise et ne permettait

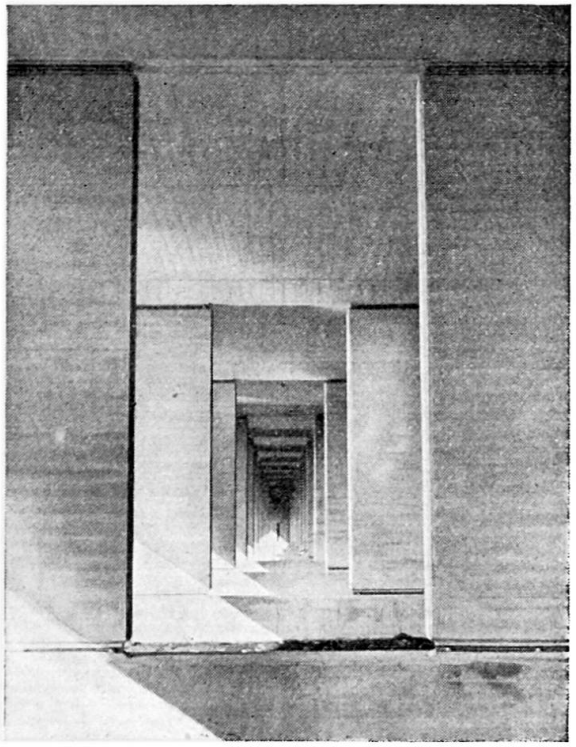


Photo **C. Kramer**

Fig. 3. Perspective des appuis sous la rampe, prise dans l'axe du viaduc.

pas de construire la route nationale sur un remblais à proximité du chemin de fer. Les parties de la route des deux côtés du chemin de fer sont réalisées sur une longueur d'environ 170 mètres sous forme de viaduc en béton armé. Le tout est fondé sur des pieux en béton armé, la longueur de ces pieux étant de 15 à 19 mètres.

Les appuis du tablier traversant le chemin de fer sont formés de deux voiles parallèles aux voies et placées de part et d'autre de ces voies et de deux piles de section triangulaire. Les deux rampes de chaque côté du passage supérieur sont construites en forme de dalles continues sur toute la longueur, soit environ 170 mètres. Cette dalle repose sur des appuis distants entre eux de 8 mètres, par l'intermédiaire d'articulations en acier. L'appui central est formé par un voile encastré dans le bloc de fondation, tandis que les autres appuis sont des voiles articulés sur les blocs de fondation à l'aide d'articulations en acier.

En ce qui concerne l'aspect extérieur, on s'est borné à une simplicité extrême. Cela a donné un ouvrage d'art qui se justifie au point de vue esthétique et dont le prix de construction a été très bas.

Zusammenfassung

Die Reichsstrasse und die Eisenbahnlinie Rotterdam-Dordrecht kreuzen sich unter einem Winkel von ungefähr 38° in der Nähe des Dorfes Zwijndrecht. Die Reichsstrasse wird als Viadukt in Eisenbeton über die Bahnlinie geführt. Der Boden ist an Ort und Stelle wenig tragfähig. Daher wurde das Aufwerfen eines Erddammes für die Reichsstrasse bis nahe an die Bahnlinie nicht zugelassen, und die Wegstrecken auf beiden Seiten der Bahnlinie über eine Distanz von ungefähr 170 m als Ueberführung in Eisen-

beton ausgeführt. Das ganze Bauwerk ist auf Eisenbetonpfählen fundiert, wobei die Pfahllängen etwa 15 bis 19 m betragen.

Die Fahrbahnplatte über der Bahnlinie ruht auf zwei neben den beiden Schienenwegen stehenden und zu diesen parallel laufenden Zwischenwänden, sowie auf zwei Pfeilern auf beiden Seiten der Bahnlinie, welche im Grundriss ein Dreieck bilden. Jede der Zufahrtsstrecken wird durch eine, über eine Länge von ungefähr 160 m durchlaufende, balkenlose Platte, welche mittelst Stahlgelenke in Abständen von je 8 m abgestützt ist, gebildet. Der mittlere dieser Stützpunkte besteht aus einer im Fundamentblock eingespannten Wand. Die übrigen sind als Scheiben (Pendelwände) ausgeführt, welche mittelst Stahlgelenke auf den Fundamenten ruhen.

Bei der Formgebung des ganzen Bauwerkes wurde bis in alle Einzelheiten grösste Einfachheit angestrebt, was zu einer ästhetisch annehmbaren Lösung führte, deren Baukosten gering ausfielen.

Summary

The government motor road is carried over the railroad Rotterdam-Dordrecht near the village of Zwijndrecht by a reinforced concrete viaduct. The angle of crossing is 38°. On account of the very low bearing capacity of the soil, it was not allowed to build an earthen embankment for the motor road too near the railroad. For that reason the motor road sections at both sides of the railroad have been built as reinforced concrete viaducts of about 170 m length. The whole structure is carried by reinforced concrete piles. The length of these piles varies between 15 and 19 m.

The floorslab above the railroad is supported on two intermediate walls, parallel to the tracks and on two piers, triangular in plan. At both sides of the railroad the approach is built as a continuous floor of about 160 m length, bearing with steel hinges on supports, spaced 8 m. The middle one of these supports is a panel, fixed in a foundation block. The other supports are panels, bearing with steel hinges on the foundation blocks (rocker panels).

The structure as a whole and in all its details have been designed with the utmost simplicity. In this way a good appearance and low buildingcost have been obtained.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId3

Caractéristiques essentielles de ponts importants construits en Espagne par l'auteur depuis 1936

Haupteigenschaften von wichtigen Brücken in Spanien, ausgeführt durch den Autor seit 1936

Chief characteristics of important bridges in Spain, built by the author since 1936

CESAR VILLALBA GRANDA
Ingénieur-Chef des Ponts et Chaussées, Canaux et Ports
Madrid

Parmi les ponts dont l'auteur a fait les projets et qu'il a construits depuis 1936 comme Ingénieur-Chef de la Direction des Ponts et des Constructions, nous allons décrire trois constructions dont les caractéristiques présentent un intérêt notable dans leur domaine.

Pont du Pedrido

Ce pont donne communication directe de la Corogne au Ferrol, sur le fleuve de Betanzos, en zone navigable. Il se compose de treize arches de béton armé, à tablier supérieur, chacune de 35 mètres d'ouverture et dont le surbaissement vaut 1/2; trois sont situées sur la rive droite et dix sur la gauche. La largeur de la chaussée est de $5^{m}50$ et celle de chaque trottoir de $0^{m}75$. Entre les deux groupes d'arches se trouve la travée principale qui franchit le lit du fleuve par un arc supérieur en béton armé de 75 mètres. La longueur totale de l'ouvrage est de $544^{m}89$.

Le pont franchit une plage étendue sur la rive gauche, puis le fleuve et sur la rive droite une zone rocheuse. Le tirant d'air est de $24^{m}60$ à marée basse pour permettre la navigation; celle-ci étant en partie assurée par des bateaux à voiles, il a fallu conserver ce tirant d'air sur toute la largeur du fleuve. Toutes ces circonstances ont déterminé la composition générale de la construction.

Les fondations offrent un exemple d'adaptation des divers systèmes aux données particulières de chaque cas. Pour la culée, les piles et les murs de la rive droite, c'est-à-dire au-dessus du roc, on a procédé par ouverture

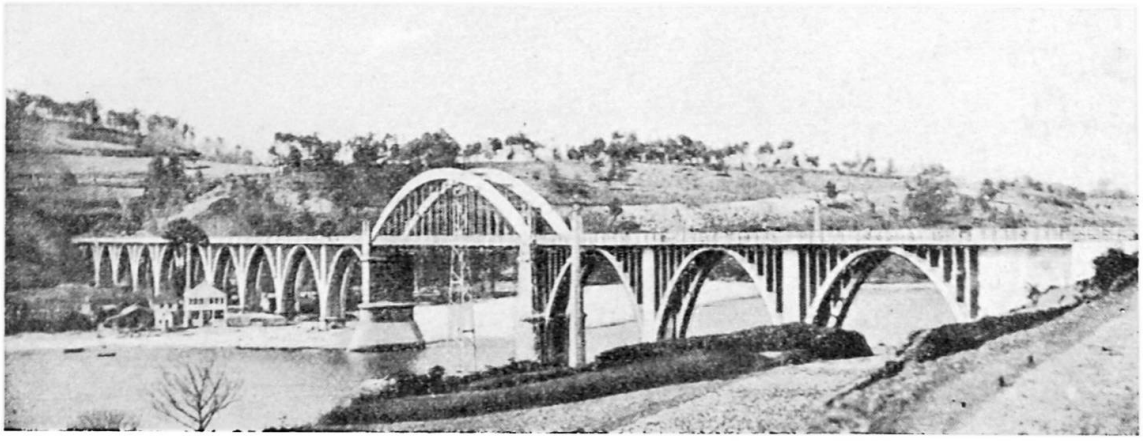


Fig. 1. Vue d'ensemble du pont de Pedrido.

directe; dans le cas des appuis latéraux où les profondeurs varient de 3 à 6 mètres, on s'est servi de caissons de béton armé, sans fond, avec drainage. Dans le cas des piles 3 à 10, où le terrain est formé d'une couche de boue très fluide sous un lit superficiel de sable et sur une autre couche de rocher à une profondeur pratiquement inaccessible, on a établi les fondations sur des pieux moulés *in situ*, avec un bulbe terminal, pour lesquels il est arrivé d'employer plus de 3 m³ de béton dans certains cas et, quand la fluidité de la boue l'exigea, des bulbes intermédiaires. Le nombre des pieux s'est chiffré à 24 par pile; on a employé 2 266^{m}4 de pieux, chacun de ceux-ci ayant une longueur moyenne de 11^{m}75. Les épreuves de charge ont donné un abaissement maximum de 3,10 mm pour 145 tonnes en huit jours. Bien qu'il s'agisse d'arches hyperstatiques et que les fondations soient faites en un terrain de boue fluide, on n'a observé aucun affaissement dans l'ouvrage. Le pied-droit de culée pour la travée centrale sur la rive droite, dont les fondations reposent sur le roc qui affleure à la surface mais seulement à un niveau de marée de 4^{m}60, a été établi sur une double file de palplanches de bois contenant de l'argile et un revêtement extérieur que placèrent des scaphandriers; un fort drainage y est pratiqué à l'intérieur. Enfin, on a dû réparer les fondations du pied de culée gauche, cimenté par air comprimé à 12^{m}27 car la décomposition du terrain avait provoqué des affaissements qui exigèrent l'emploi d'une ceinture de béton armé appuyée sur des pieux en colonne prenant leur base sur le roc. Ce travail a été décrit dans les *Mémoires de l'A. I. P. C.*, années 1937-1938, vol. V, pp. 314-317.

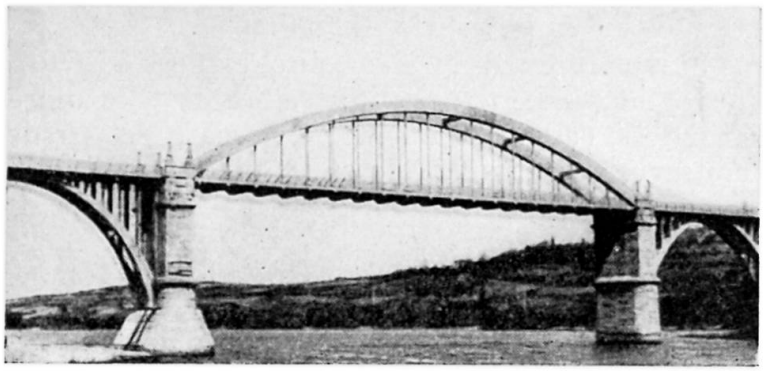


Fig. 2. Travée centrale de 75 mètres d'ouverture.

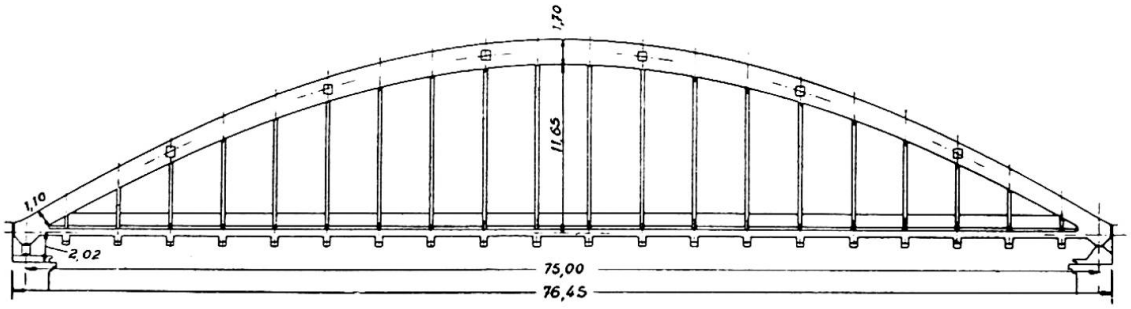


Fig. 3. Travée centrale du pont de Pedrido.

En résumé, à peu près tous les systèmes de fondation ont été employés selon les cas.

Dans l'élévation de l'ouvrage, les murs sont des éléments parallèles d'une épaisseur uniforme avec un remblai intérieur et extérieur pour éviter des poussées et un tablier formé d'une dalle de béton qui s'appuie sur ces murs.

Les arches latérales sont faites de voûtes jumelles de $1^{m}20$ de largeur, d'une courbe directrice parabolique de 4e degré. Les arches sont très sveltes : $0^{m}60$ d'épaisseur à la clef, et ont une mince armature : 2 barres de 30 mm à chaque plan à la base et 10 au sommet; les cloisons sont également très sveltes car celles de $10^{m}50$ de hauteur ont seulement $0^{m}25$ d'épaisseur. La dilatation est en rapport avec la flexibilité transversale des cloisons.

La partie centrale est une arche supérieure à tablier suspendu de béton armé de 75 mètres d'ouverture et de $12^{m}50$ de flèche.

On l'a étudiée pour pouvoir la construire sans échafaudage afin de laisser libre la navigation. L'armature principale est faite de profils laminés soudés électriquement. Le tirant est formé de 40 fers carrés de 50 mm (20 de chaque côté) soudés. Les barres de suspension sont formées de deux fers ronds de 35 mm avec un collier, destiné exclusivement à éviter la fissuration du béton qui forme les barres de suspension en une section de 18 × 10 cm.

On a réalisé le montage en divisant l'armature rigide en trois parties : on a construit les deux parties latérales sur les arches et on les a placées

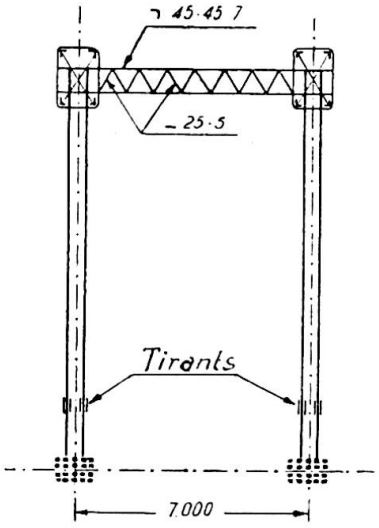


Fig. 4. Coupe transversale du pont de Pedrido.

Fig. 5. Coupe transversale du tablier au droit d'une entretoise.

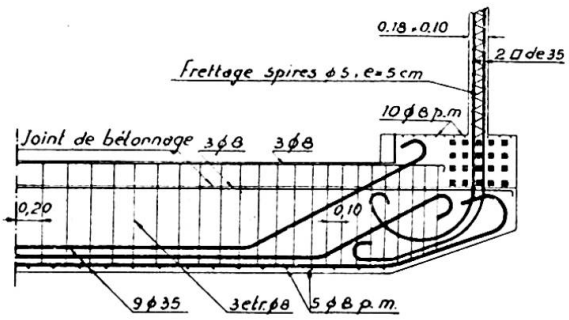
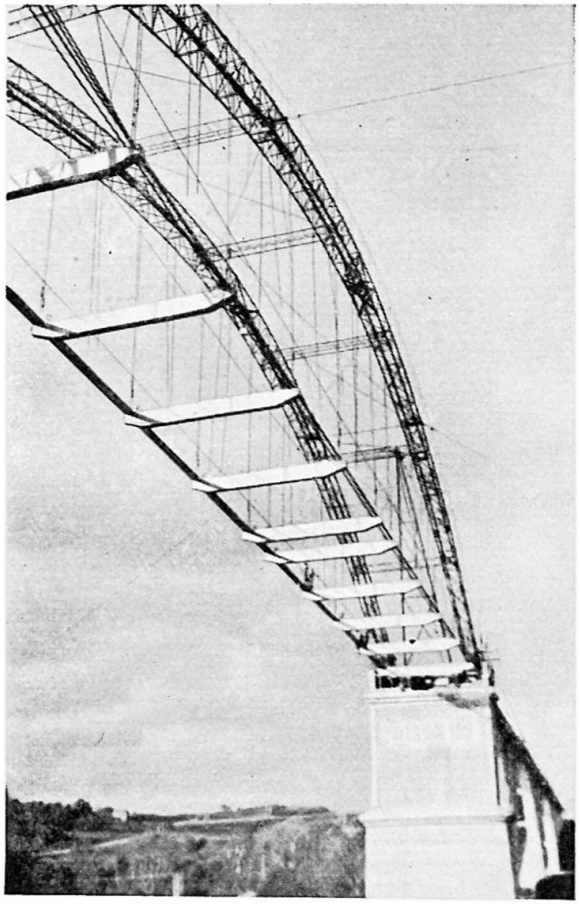


Fig. 6 (à droite). Travée centrale pendant la construction du tablier. Noter les entretoises bétonnées en chantier.



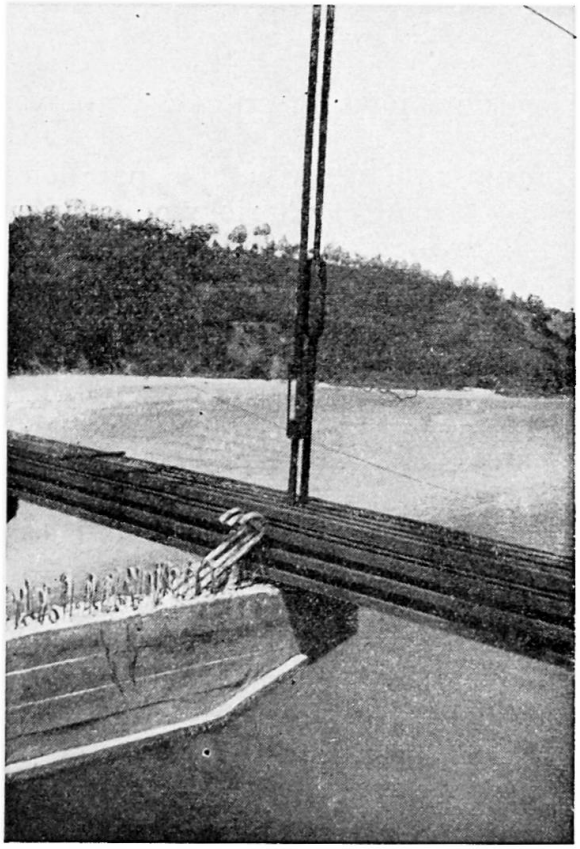


Fig. 7 (à gauche). Nœud d'attache de l'entretoise au tirant.

à l'aide de grues; le tronçon central, qui porte une articulation excentrique provisoire, a été construit sur la rive et hissé en place par des câbles fixés aux extrémités des autres parties. On a installé un système de suspension provisoire de câbles, placé les poutrelles bétonnées en atelier et cimenté l'arche en trois sections (cannelures) à armature supplétive, subdivisées à leur tour en voussoirs selon un ordre de bétonnage établi en vue des déformations de l'arche et de la réduction au minimum des efforts principaux pendant cette phase où l'armature de montage, qui conserve son articulation provisoire excentrique, est très légère. On a bétonné le tablier et on a réglé la tension par des manchons situés dans les barres d'appui, puis on a fermé l'articulation.

Ce mode de construction a permis de réaliser un pont pour lequel le poids mort produit à la section des reins un moment minimum et de signe contraire au maximum que produisent ensuite les surcharges.

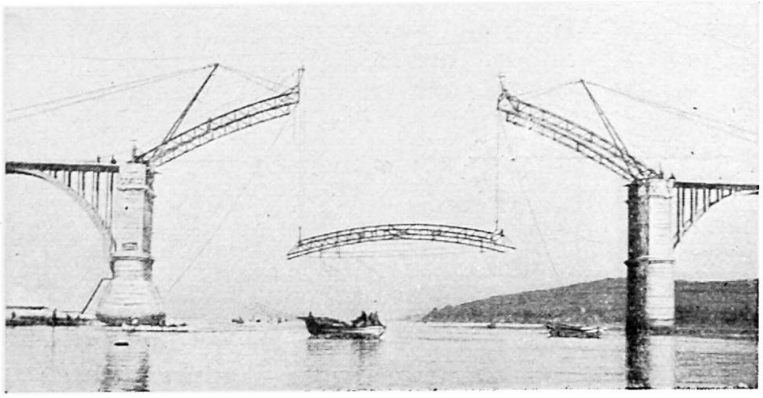
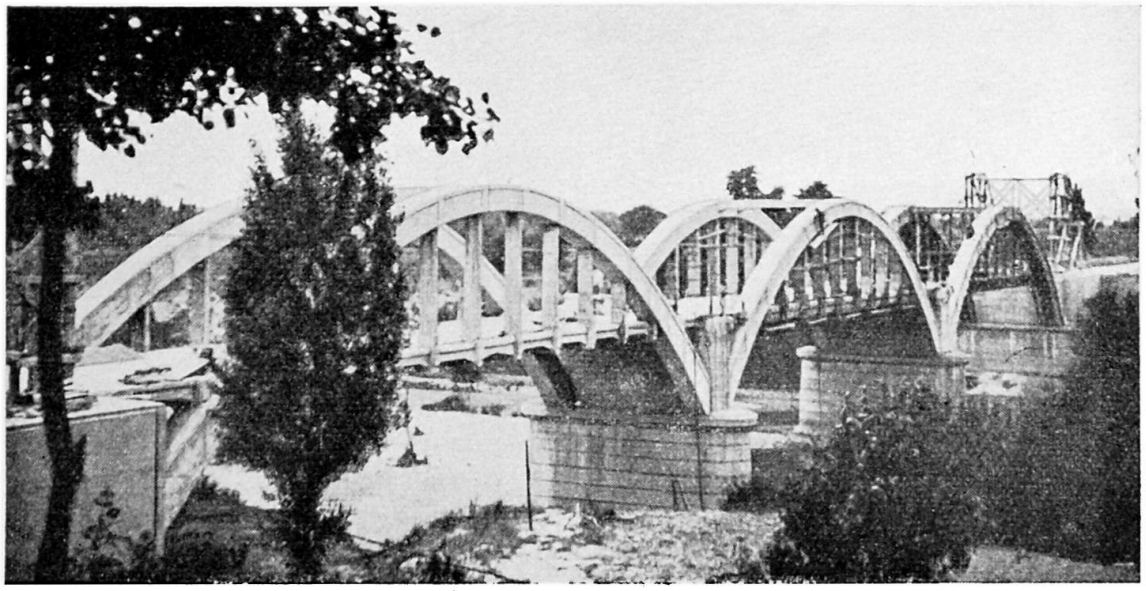


Fig. 8. Montage de l'ossature métallique de l'arc central.

Les appareils d'appui sont en béton armé. Il n'y a aucun élément dans l'ouvrage, y compris le garde-fou, qui ne soit recouvert de béton, pour éviter les oxydations dues à la proximité de la mer.

Pont du Duero à Peñafiel (Valladolid)



Trois travées en arche de béton armé, de 40 mètres d'ouverture chacune, un tablier intermédiaire, avec une armature rigide de montage en arc, des éléments verticaux et des poutrelles, ainsi que des fers ronds supplétifs qui permettent la construction complète du pont sans cintre. Les fondations sont faites au moyen de caissons en béton armé, fichés à 14 mètres par air comprimé. La chaussée a une largeur de 6 mètres et le trottoir de 1 mètre. La longueur de l'ouvrage entre les murs est de 156 mètres.

Les caractéristiques les plus notables sont :

1° Cimentation des culées et des murs avec des chambres jumelles. En raison de l'importance des dimensions et du prix élevé des fondations, on a réduit au minimum leur volume en employant pour chaque culée deux blocs jumeaux, en unissant leur niveau par une dalle en béton armé

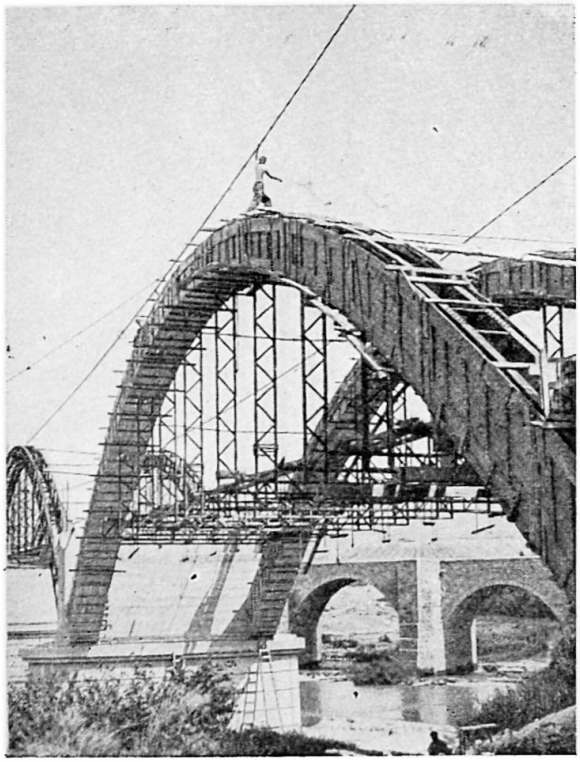


Fig. 10. Montage du pont du Duero sans appuis intermédiaires.

et en évitant l'affouillement sous la dalle au moyen d'un écran vertical de fermeture. Les murs d'accompagnement ont aussi pour fondation deux blocs parallèles reliés également par des dalles à ceux de la culée. Ce système est plus avantageux en général que celui des voûtes d'union que nous avons employées en d'autres cas où celles-ci donnent des poussées.

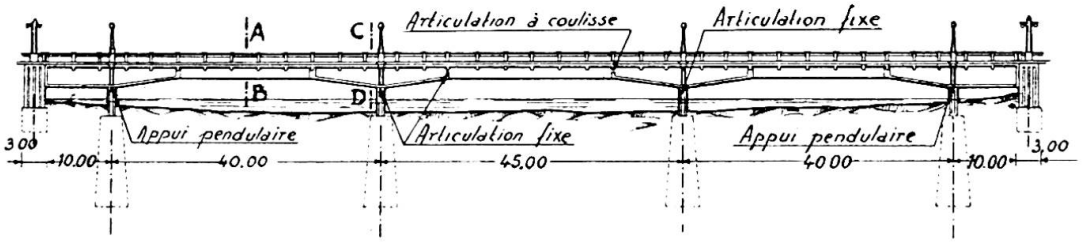
2° Disposition du tablier avec le joint central transversal : on l'établit par la dilatation du tablier entre les arches. Pour ces joints, on a l'habitude de mettre dans certains ouvrages des barres soutenant les extrémités du tablier, ce qui oblige à adopter des barres de soutien centrales et très proches; solution peu esthétique. Nous résolvons le problème en conservant la distribution générale adoptée pour les barres d'appui (de $3^{m}10$ d'espacement) et en établissant le joint par la prolongation du tablier en saillie de la dernière barre de suspension au centre du sommet, en limitant cet encorbellement transversalement par une demi-poutrelle qui relie les extrémités des longerons en saillie et limite l'armature de fer correspondante.

3° Solidarité de la structure. La solidarité des éléments d'une construction aux diverses forces qui s'exercent sur lui étant un des plus grands avantages et une des caractéristiques essentielles des constructions en béton armé, on a essayé d'arriver à une distribution des efforts et de réaliser le calcul correspondant à cette modalité. Il en résulte une répartition plus harmonieuse des masses avec un bénéfice esthétique et mécanique évident pour la construction. Dans une arche à tablier suspendu, par exemple, on a l'habitude d'assigner à l'arche le rôle unique de supporter les charges verticales transmises par les barres de suspension qui à leur tour ne participent pas aux efforts des poutrelles. Au contraire, quand les arches sont solidaires avec le tablier, on bénéficie des avantages de la conjonction des efforts. Dans notre cas, l'étude du tablier (poutrelles, trois longerons et

hourdis) solidairement, met en relations les hourdis, les longerons et les poutrelles. Etant donné que les portiques simples transversaux inverses que forment le tablier et les barres de suspension et que les portiques multiples longitudinaux inverses que forment le tablier complet et les barres de suspension établissent le cycle de l'assemblage, on a un ensemble plus harmonieux sans le mauvais effet esthétique que provoquent une arche et un tablier de forte masse et des éléments verticaux de section transversale exiguë.

4° Armature rigide de montage construite en atelier avec soudure électrique et montée avec des clavettes. Etant donné le régime des crues, on a utilisé un système de montage sans cintre en employant à cet effet une armature rigide stricte dans les arches, les barres de suspension et les poutrelles complétées au bétonnage par des fers ronds. On a adopté pour la première fois en Espagne le système de construction mixte de pièces soudées en atelier et du montage de l'ouvrage par des abouts à ferrures, des plaques et des boulons d'ancrage, ce qui facilite le travail dans des cas comme celui-ci, car la soudure en atelier permet une plus grande perfection en éliminant les soudures au plafond qui dans le montage de l'ouvrage sont inévitables et d'une exécution difficile.

Pont du Besós (Barcelone)



Situé dans une des artères de Barcelone où le trafic est le plus intense (intensité moyenne quotidienne 5 000 véhicules et 25 000 piétons), il franchit un large lit de torrent à fond de sable sur une couche de boue et un lit de sable d'une profondeur pratiquement indéfinie, lit très friable car on arrive à observer des trous de 8 mètres au pied des appuis. Il a fallu faire le passage à une faible hauteur car on était dans une zone de rues dont le niveau devait se conserver et d'autre part la possibilité de futurs élargissements du pont excluait toute solution d'étages inférieurs ou intermédiaires. Toutes ces conditions exigeaient un ouvrage ayant de grandes ouvertures, des travées à réactions verticales et un tablier supérieur, les sections étant de faible épaisseur. C'est pourquoi on adopta des travées droites, se faisant contrepoids et articulées, avec une section transversale alvéolaire.

Les caractéristiques essentielles sont : longueur totale de l'ouvrage entre ses murs 465^{m}88; longueur des travées 161 mètres.

Pont constitué par un système de deux poutres d'encorbellement se faisant contrepoids de 60 mètres de longueur chacune (10 de contrepoids, 40 entre les appuis et 10 en saillie) avec une travée centrale isostatique de 25 mètres. L'appareil porteur du pont est constitué par 5 portées de 10, 40, 45, 40 et 10 mètres sur quatre triples piliers armés dont deux pendulaires avec articulation à la base.

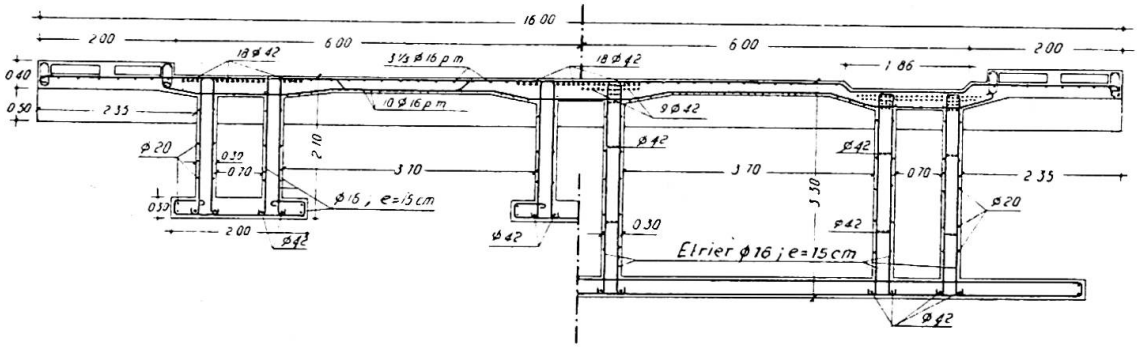


Fig. 12. Coupe transversale de la maîtresse-poutre.

Chaque travée comprend trois poutres de section alvéolaire de béton armé de $0^{m}30$ d'épaisseur et d'une nervure inférieure de largeur variable. L'armature est exclusivement composée de fers ronds avec des joints soudés électriquement car le grand nombre de fers ronds rendrait difficiles les assemblages surtout dans les zones d'appui.

La largeur de la chaussée est de 12 mètres et celle de chaque trottoir de 2 mètres.

Chacune des quatre piles (le pont n'a pas de culée) est cimentée par air comprimé par un caisson de ciment armé, allégé pour éviter d'excessives pressions sur le terrain de $14^{m}40 \times 5^{m}40$ de base à $24^{m}80$ de profondeur maxima qui traverse une couche de vase plastique à 15 mètres de $9^{m}50$ d'épaisseur maxima. Pour traverser celle-ci et éviter un brusque enfoncement du caisson, on a disposé sur son socle un système de sabots et de jambes de force.

Résumé

L'auteur décrit les caractéristiques principales des trois ouvrages importants qu'il a réalisés récemment en Espagne.

1. *Le pont sur le Pedrido*

La réalisation de ce pont nécessita divers procédés de fondation des piles suivant la nature du sol; la travée principale de 75 mètres est constituée

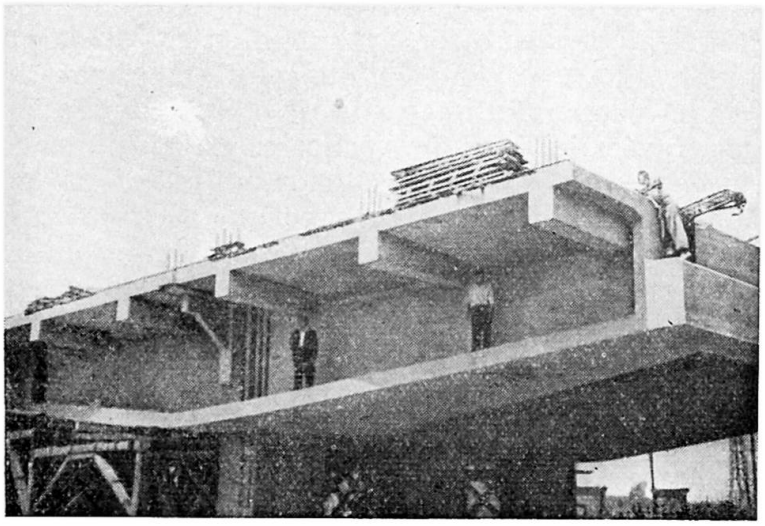


Fig. 13. Détail de l'appui de la partie centrale en cantilever.

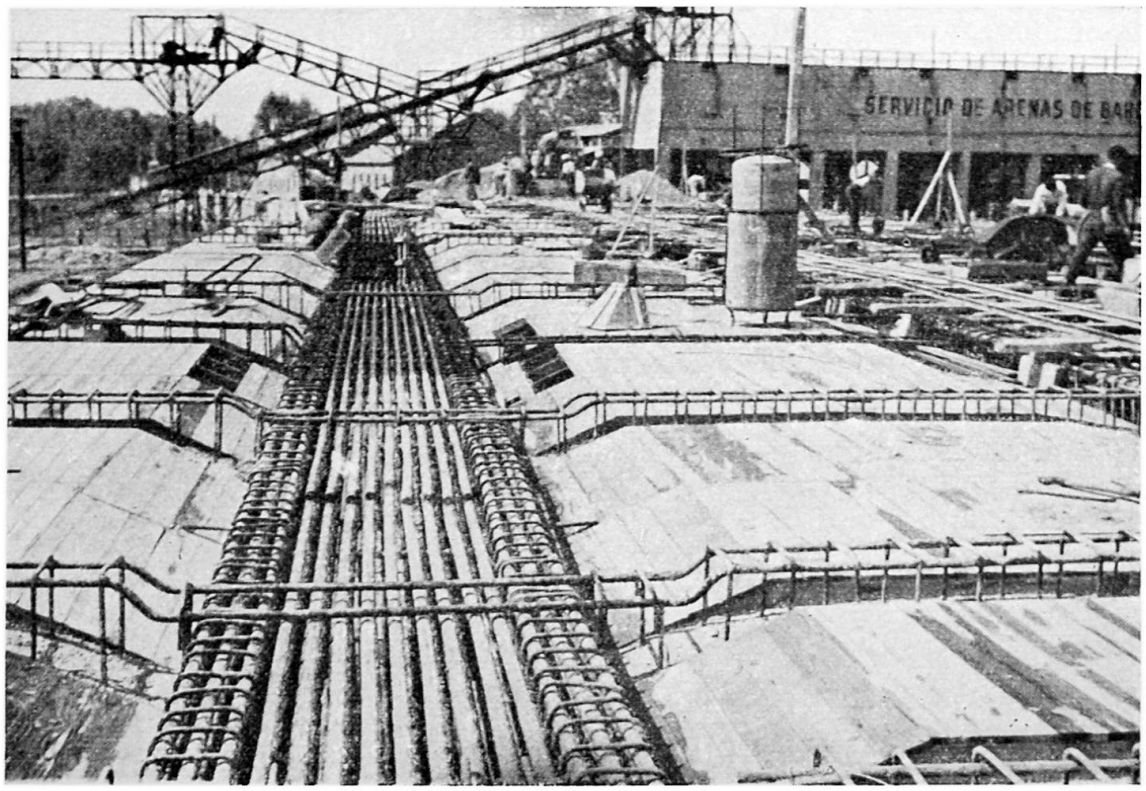


Fig. 14. Ferraillage assemblé par soudure avant bétonnage.

par un tablier suspendu à une superstructure en arc. Cet arc, de 24 mètres de hauteur, fut réalisé sans échafaudage, l'armature étant soudée à l'arc électrique.

2. *Le pont du Duero (Valladolid)*

Ce pont comporte une armature rigide en arc, des suspentes et des poutres continues de 40 mètres de portée soudées à l'atelier et assemblées sur chantier; il a été prévu en outre une armature réglable ainsi qu'un joint central perpendiculaire au tablier. La coopération du tablier et des suspentes fut vérifiée.

3. *Le pont Besós (Barcelone)*

Pont du type Gerber de 60 mètres de longueur. La poutre centrale de 25 mètres a été calculée statiquement. Les portées sont de 10, 40, 45, 40 et 10 mètres. La section en caisson comporte trois cellules. Le sous-sol est variable. Les appuis comportent deux appuis fixes et deux appuis pendulaires. L'armature est en fers ronds soudés à l'arc électrique.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt die Hauptcharakteristiken von drei wichtigen Bauwerken, die er kürzlich in Spanien erstellt hat :

1. *Die Brücke über den Pedrido*

Zur Anwendung gelangten zahlreiche Fundierungsmethoden, die den lokalen Bedingungen jeder Stütze entsprachen, sowie die Charakteristiken

eines Bogenträgers von 75 m Spannweite mit aufgehängter Fahrbahn. Dieser Bogen wurde ohne Gerüst in einer Höhe von 24 m erstellt, wobei eine steife, elektrisch geschweisste Armierung zur Anwendung kam.

2. *Pont du Duero (Valladolid).*

Mit einer steifen Bogenarmierung, Aufhängestangen und Laufträgern von 40 m Spannweite, die in der Werkstatt geschweisst und an Ort und Stelle eingebaut worden ist; ferner wurde eine zusätzliche regulierbare Rundeisenarmierung, sowie ein Mittelstoss in Querrichtung der Fahrbahn vorgesehen. Das Zusammenwirken von Fahrbahn und Hängestangen wurde untersucht.

3. *Besós - Brücke (Barcelona)*

Gerberträger von 60 m Länge. Statisch bestimmter mittlerer Träger von 25 m. Die Oeffnungen betragen 10, 40, 45, 40 und 10 m; dreiteiliger zellenförmiger Kastenquerschnitt. Veränderlicher Untergrund; zwei Pendelstützen und zwei feste Auflager. Elektrisch geschweisste Rundeisenarmierung.

Summary

The author describes the chief characteristics of three important structures which he recently built in Spain :

1. *Bridge over the Pedrido*

Numerous methods of foundations were used, in keeping with the conditions of each support, and the characteristics of an arched girder having a span of 75 m and a suspended roadway. This arch was erected to a height of 24 m without any centering, and for which a stiff, arc-welded reinforcement was used.

2. *Duero bridge (Valladolid)*

With a stiff arch reinforcement, suspension bars and continuous beams having a span of 40 m, welded in the workshop and put together on the site. In addition, there was a round-iron reinforcement that could be regulated, and a cross-head transversal to the roadway. The working together of roadway and suspension bars was investigated.

3. *Besós bridge (Barcelona)*

Girder of the Gerber type, 60 m long. Statically calculated middle girder of 25 m. The spans are 10, 40, 45, 40 and 10 m long; three cell box shaped beam section; a changeable subsoil; two hinged piers and two fixed bearings. Electrically welded round bar reinforcement.

IId4

Le pont de La Coudette

Die Brücke von La Coudette

The « La Coudette » bridge

J. FOUGEROLLE & N. ESQUILLAN

Directeur général des Entreprises Boussiron
Paris

Directeur technique des Entreprises Boussiron
Paris

Cet ouvrage commencé à la fin de l'année 1938, a été interrompu par la guerre, puis repris en 1941 et achevé en 1943. Il franchit le Gave de Pau à sa jonction avec le Gave d'Oloron. Destiné à remplacer un pont suspendu devenu insuffisant, tout en rectifiant la route qui présentait auparavant deux coudes à angle droit, il a une portée de 111^{m}28. L'ouvrage établi en travée droite pour des questions d'esthétique et de facilité de réalisation, dépasse ainsi de 12 mètres environ la distance des berges mesurée sur l'axe du tracé qui coupe la rivière suivant un biais prononcé de 42°.

Caractéristiques techniques

Le pont est un bow-string à liaisons triangulées (fig. 1) dont les avantages sur d'autres solutions possibles étaient les suivants :

a) Un bow-string classique, réduit à l'arc et au tirant reliés par des suspentes verticales aurait été très lourd pour la portée envisagée;

b) Un arc, encastré ou non, aurait nécessité des culées considérables et d'exécution difficile étant donné la nature du sous-sol;

c) Une poutre à treillis, à hauteur constante ou variable (qui est plus une solution métallique qu'une solution béton armé) aurait entraîné une exécution onéreuse et son aspect dans ce site agreste aurait laissé à désirer.

Le système réalisé a le double avantage d'économiser au maximum la matière et de diminuer l'importance des fondations.

Surcharges

Le pont est calculé, soit pour la circulation de deux files de deux

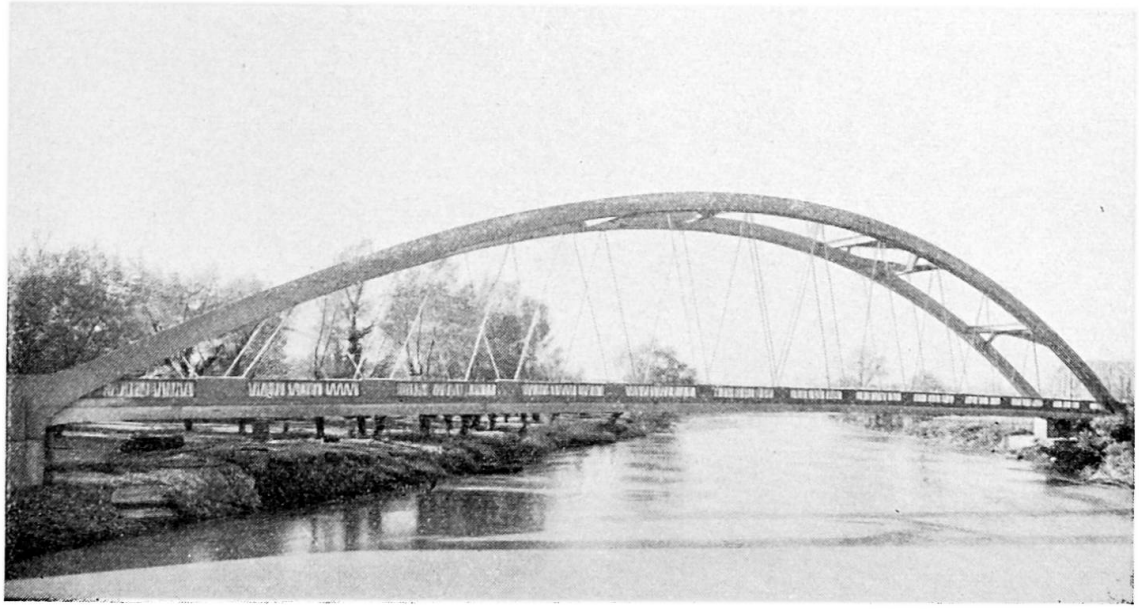


Photo Industrielle du Sud-Ouest

Fig. 1. Vue générale d'amont du pont de La Coudette.

camions de 16 tonnes, soit pour une surcharge de 500 kg/m² sur chaussée et de 400 kg/m² sur les trottoirs surcharges majorées d'un coefficient dynamique.

L'effet du vent sur l'ouvrage non surchargé est assimilé à une action horizontale de 250 kg/m² sur le premier arc et de 190 kg/m² sur le deuxième.

Contraintes admissibles

Tablier : acier doux (R = 42 kg/mm²; Re = 24 kg/mm²; A = 25 %; taux de travail = 13 kg/mm²).

Tirant et arc : acier mi-dur (R = 55 à 64 kg/mm²; Re = 36 kg/mm²; A = 16 %; taux de travail = 18 kg/mm²).

Suspentes : acier *Ac* 54 (R = 54 kg/mm²; Re = 36 kg/mm²; A = 16 %; taux de travail = 18 kg/mm²).

Bétonnage : béton de ciment 20/25 dosé à 400 kg/m³.

(Sous efforts principaux seuls R_b = 90 kg/cm²; sous efforts principaux et efforts secondaires R_b = 100 kg/cm².)

Description

a) Tablier

Le tablier supporte une chaussée de 6 mètres de largeur encadrée par deux trottoirs de 1 mètre de largeur chacun. Sous les revêtements un hourdis en béton armé repose sur une poutraison composée de pièces de pont espacées de 8^{m}56 d'axe en axe, d'un longeron médian et de deux longerons de rive formant bordure de trottoirs.

b) Arcs et tirants

Les deux poutres parallèles en béton armé sont constituées chacune par une membrure supérieure en forme d'arc (section 1,25 × 1,10) sous-tendue par un tirant dont les aciers étaient mis en tension préalable pour éviter toute fissuration ultérieure du béton. L'armature de chaque tirant (section 1,06 × 0,49) comprend 368 ronds de 14 mm en acier mi-dur filants d'une seule longueur développée avant pose de 114^{m}30 et disposés en huit nappes verticales réunies par deux.

Les tirants et le tablier sont reliés aux arcs par un treillis de suspentes obliques en barres d'acier de 66 à 72 mm de diamètre, non enrobées à larges mailles. Ces suspentes restent toujours tendues grâce à la combinaison de deux procédés :

Le grand espacement des pièces de pont augmente la charge permanente suspendue à chacun des nœuds;

Le tracé de la fibre moyenne des membrures supérieures en arc a été déterminé par approximations successives pour éviter la naissance de compressions quels que soient la suspente et le cas de charge dissymétrique envisagés

Plusieurs précautions ont été prises pour diminuer la corrosion des barres nues :

Emploi d'acier *Ac* 54 Martin;

Peinture à trois couches (minium — anti-rouille — aluminium);

Double larmier à la pénétration des ronds dans l'arc afin d'assurer la protection contre les eaux de ruissellement;

Pénétration à la base sur un glacis disposé en crête du garde-corps, partie non vitale qui pourrait être démolie le cas échéant pour procéder à des vérifications.

c) Contreventement

Les contreventements ont été étudiés pour dégager au maximum la vue et pour éviter des pièces lourdes qui, le plus souvent, détruisent l'esthétique de ce genre d'ouvrages. Ils sont constitués par quatre panneaux : deux en forme de K à chaque entrée qui dégagent une hauteur de 8^{m}70 dans l'axe de la chaussée et deux panneaux en double K de part et d'autre de la clef. Les sections de toutes les barres de contreventement sont en I pour paraître moins massives (fig. 1 et 9).

Tel qu'il est réalisé le contreventement du pont est le plus léger qu'il ait été possible de lui donner pour permettre de résister à l'action du vent et au flambage des arcs, compte tenu de la portée de l'ouvrage d'une part, et de la section des membrures supérieures d'autre part.

d) Culées

Du côté de l'appui fixe les culasses des arcs reposent sur les sommiers par l'intermédiaire d'une articulation à étranglement, du type Freyssinet; du côté de l'appui mobile des bielles en béton fretté de 2^{m}15 de hauteur assurent le libre jeu des variations linéaires.

Chaque culée en béton armé est constituée par deux massifs prismatiques réunis par une paroi de retenue des terres. Un groupe de quinze pieux forés, de 60 tonnes de force portante chacun, ancrés dans les couches résistantes du sol, supporte chaque massif.

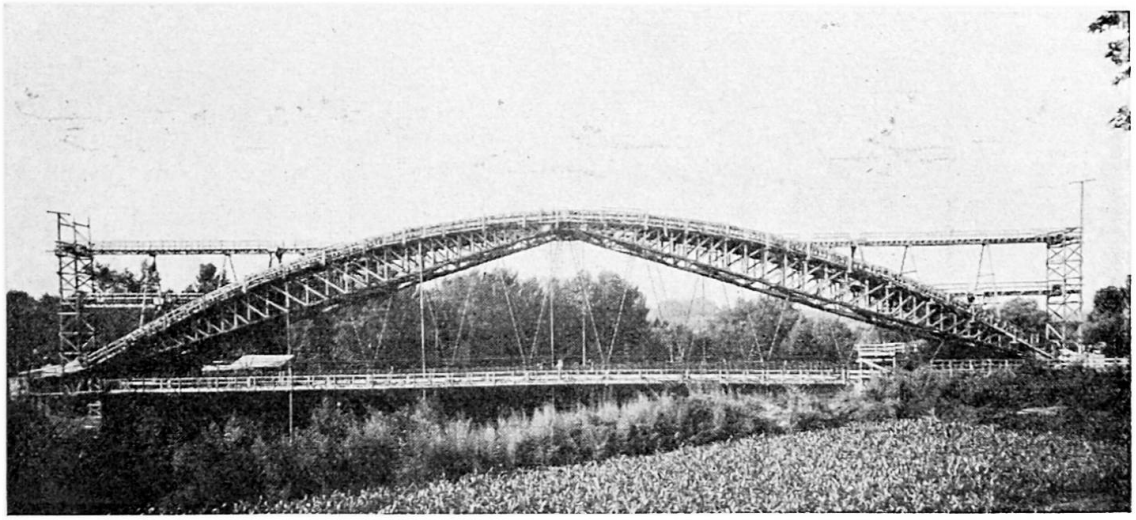


Fig. 2. Pont de La Coudette, en cours de construction.

Le pont proprement dit, à l'exclusion des appuis et culées, n'a nécessité que 261,5 tonnes d'acier et 728 m³ de béton, vibré ou pervibré, dosé à 400 kg/m³, pour une surface projetée en plan de 1 000 m².

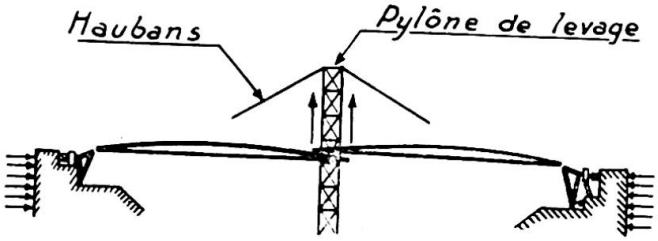
Procédés d'exécution

Cintre

Le risque considérable découlant de crues soudaines et violentes a conduit à franchir la rivière sans appui intermédiaire. Le cintre (fig. 2) fut constitué par deux demi-arcs à treillis en bois prenant appui, vers les culées, sur des butées en charpente. Sur la culée rive droite l'appui était fixe. Sur la culée rive gauche il était mobile et maintenu par quatre vérins de 100 tonnes. Sous chacun des deux arcs en béton deux fermes articulées à la clef et aux naissances comprenaient chacune une membrure supérieure courbe formée de deux groupes de pièces de 30 × 12 jumelées et une membrure inférieure, rectiligne, pour faciliter les opérations de montage et de levage, formée de deux madriers 23 × 8. Des étrésillons appropriés reliaient les deux fermes entre elles et l'ensemble des quatre fermes du cintre était fortement contreventé dans les plans principaux.

Exécution des travaux

Toutes les phases de l'exécution firent l'objet d'un planning rigoureux dont les 40 phases peuvent être résumées en quatre périodes principales :



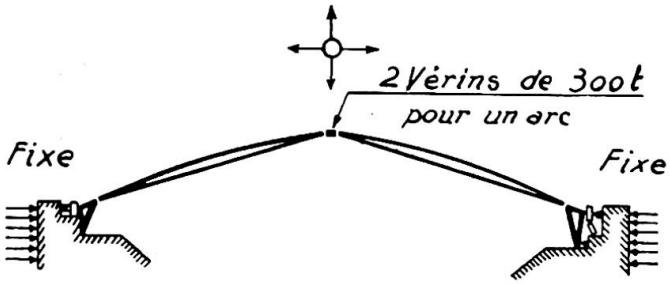
a) Construction, montage et levage du cintre

(fig. 3 — schéma I)

Les fermes du cintre furent construites sur les deux rives, amenées par tronçons et montées sur une estacade légère en rivière. Leur levage s'effectua grâce à un pylône central haubanné de 31m70 de hauteur équipé de deux palans de 20 tonnes.

b) Cintre buté sur appuis fixes

(fig. 4 — schéma II)



Le cintre clavé à la clef par les vérins de 300 tonnes et prémuni contre l'amorçage de déplacements relatifs dangereux par des dispositifs de guidage métalliques et rigides (fig. 5) prenait appui aux naissances sur les culées et murs en retour. Pendant cette période on construisit à l'avancement le platelage sous tablier suspendu par des ronds auxiliaires, on mit en place les suspentes, les aciers du tirant, on ferrailla et bétonna les culasses des arcs. Les vérins compensaient les variations linéaires du système : allongement du tirant — raccourcissement de la charpente.

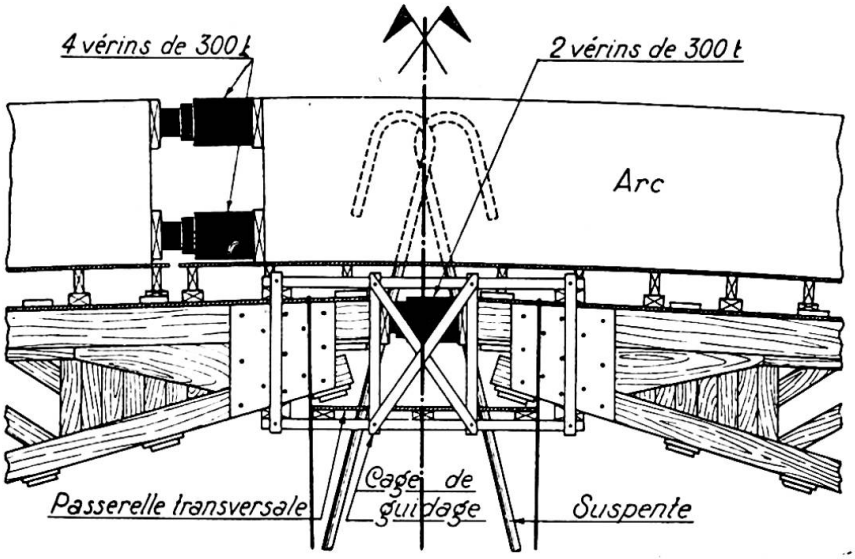
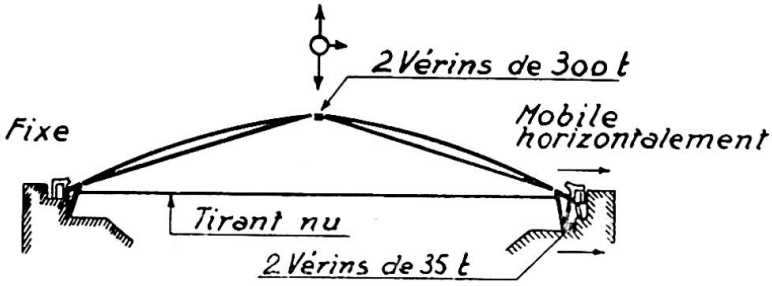


Fig. 5. Disposition des vérins à la clef.

c) Cintre buté sur les tirants

(fig. 6 — schéma III)



Après prise du béton des culasses, la poussée du cintre leur fut transférée et les aciers du tirant mis en tension sous le poids propre du cintre.

La membrure supérieure en arc fut alors coulée en quatre phases : d'abord un noyau central qui relié au cintre permit le bétonnage de trois rouleaux successifs. Chaque rouleau terminé, des vérins placés à la clef permettaient de libérer le cintre de la charge correspondante au béton coulé (fig. 7). Enfin, on exécuta les contreventements des arcs puis les pièces de pont jusqu'au niveau inférieur du hourdis de tablier.

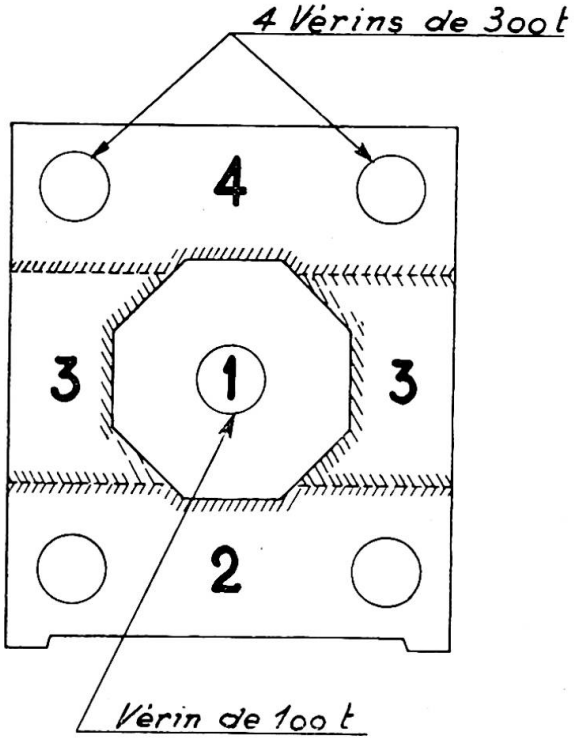
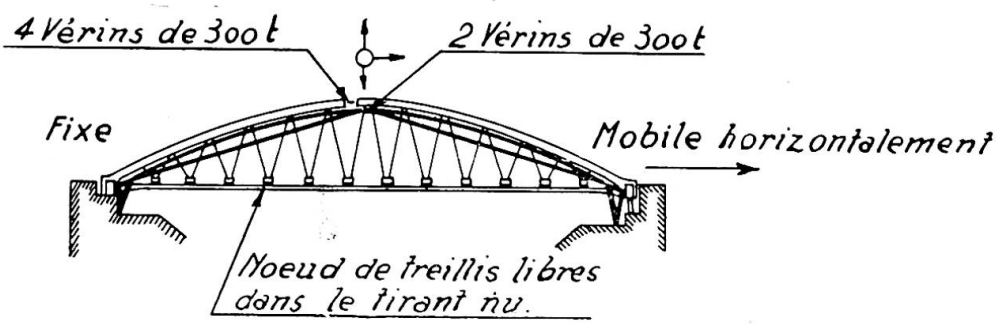


Fig. 7.

d) Cintre en bois et arc en béton liés (fig. 8 — schéma IV)



Les arcs achevés un changement de suspension fut opéré. Par l'intermédiaire des plots du garde-corps les charges du tablier furent accrochées directement aux suspentes définitives. Le tablier fut alors réalisé hormis la partie supérieure du tirant et les trottoirs afin de permettre l'allongement des aciers jusqu'à la limite des possibilités.

A l'obligation de maintenir, dès la période *c*, la compatibilité de déformation des deux systèmes étroitement liés (cintre-arc) s'ajoutait, après changement de suspension, celle, capitale, de l'entière liberté des suspentes obliques par rapport aux aciers du tirant jusqu'à l'achèvement presque com-

plet du pont. Sinon, certaines suspentes auraient accusé une surtension tandis que les autres auraient présenté « du mou » et seraient devenues inefficaces. Pendant cette période, comme durant la précédente *c*, la membrure en béton armé étant relativement mince par rapport à la portée et fonctionnant en bow-string pur, le cintre faisait office de raidisseur absorbant les moments de flexion dus aux charges dissymétriques et empêchant tout flambage.

Les aciers du tirant, avant enrobement, supportèrent ainsi 14,2 kg/mm², alors qu'en service et sans surcharge la contrainte ne dépasse pas 13,9 kg/mm².

Malgré sa grande portée, le cintre, grâce au bétonnage par rouleaux décintrés successivement et à la combinaison ultérieure cintre-arcs en béton, n'a nécessité que 26,4 tonnes d'acier (goussets — couvre-joints — suspentes — boulons et clous) et 321 m³ de bois équarri.

Essais, épreuves et contrôle

Essais

Des essais furent entrepris pour juger du meilleur ancrage à donner aux treillis nus dans le béton (barre avec crochet — barre terminée en spirale d'Archimède — barre munie d'une tête). Il fut finalement reconnu que le rond muni d'un crochet circulaire de 0m35 de diamètre intérieur, prolongé par une partie droite de 0m55 à 0m65 présentait toutes garanties tout en offrant les facilités indispensables d'exécution en forge.

En cours d'exécution les essais concernèrent les caractéristiques mécaniques des bois de charpente et la résistance à la compression et à la flexion des bétons : les premiers furent exécutés en laboratoire et les seconds, en grand nombre, au chantier.

Epreuves

En pleine guerre il était impossible de réunir les 22 camions de 16 tonnes permettant de réaliser les épreuves réglementaires. L'Administration autorisa le remplacement de ces épreuves par un essai sous charge d'eau. Des batardeaux provisoires furent donc placés sur le tablier pour former réservoir et contenir cette surcharge (fig. 9). Les faibles pentes du profil en long facilitèrent la solution. On chargea ainsi le pont en totalité, d'abord d'une charge de 800 kg par mètre courant correspondant au poids de la chaussée non encore exécutée, puis d'une surcharge de 3 800 kg par mètre courant appliquée par tronçons suivant les hypothèses de charge les plus défavorables et enfin uniformément sur toute la portée. Le remplissage des bassins s'effectua très rapidement avec trois pompes de 200 mm alimentées directement par la rivière, la vidange s'opérait par les gargouilles d'écoulement des eaux de pluie.

Les mesures de flèches enregistrées par des appareils Richard (fig. 10) démontrèrent leur bonne concordance avec les flèches calculées et que,

Fig. 9. Essais de réception par surcharge hydraulique.

malgré sa légèreté apparente, l'ouvrage est très rigide : la flèche sous charge uniforme totale de la chaussée est inférieure à $\frac{1}{10\,000}$ de la portée.

Contrôle des déformations

Il a paru intéressant de pouvoir suivre les déformations locales et cela au cours du temps. On noya donc au centre des membrures cinq témoins sonores du type Coyne : trois dans l'arc, deux dans le tirant. Au surplus, on établit sur les parements, au voisinage des fibres extrêmes, 23 bases de 254 mm pour déformètre Whittmore-Huggenberger. Ainsi l'ouvrage a-t-il pu être ausculté en cours d'exécution, pendant les épreuves et au cours du temps. Entre le 30 juin 1943 et le 19 avril 1947 notamment, le pont, non encore en service faute de rampes d'accès, n'a subi strictement que les effets de son poids propre, des conditions climatiques et des phénomènes internes du béton : les trois témoins sonores placés dans l'arc accusent des raccourcissements compris entre 6 et 8 dix millièmes.

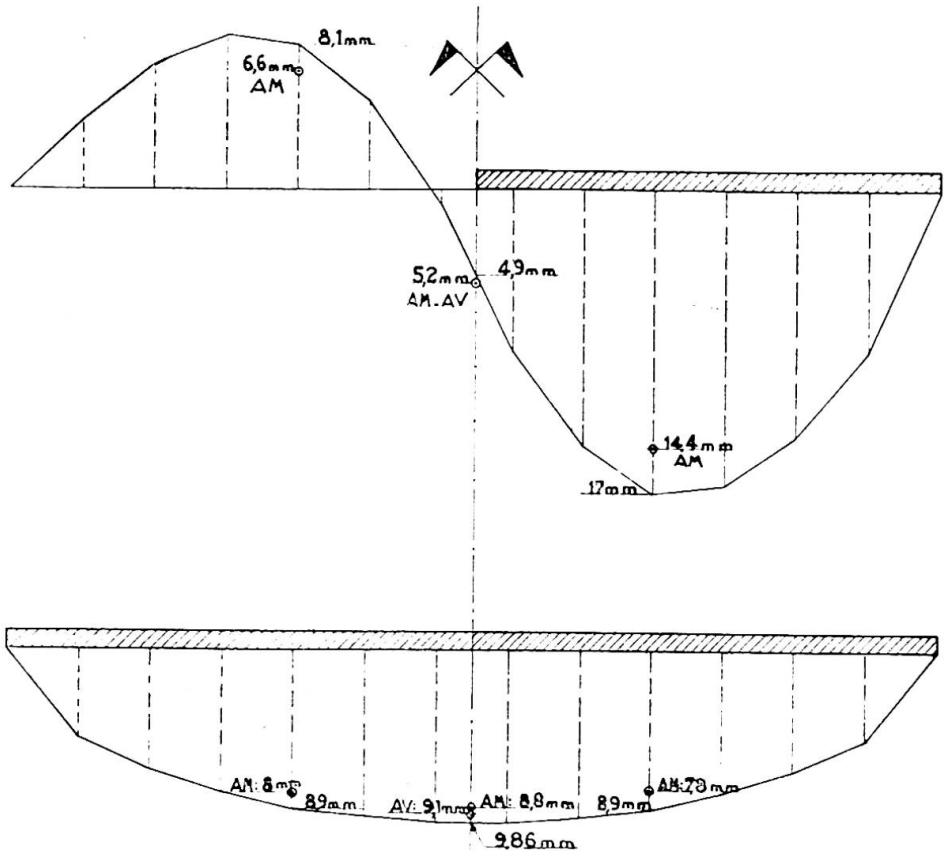


Fig. 10. Flèches enregistrées durant les essais.

Résumé

Le pont de La Coudette constitue un exemple intéressant de l'utilisation de l'association béton-fer pour un ouvrage de grande portée. Etudié avec le double souci d'employer les matériaux dans des conditions optima et de donner à l'ouvrage un aspect agréable, il était à la date de son achèvement (1943) le record mondial des ponts en béton armé en arc avec tirant. Nous ne pensons pas qu'il ait été dépassé depuis.

Zusammenfassung

Die Brücke de La Coudette ist ein interessantes Beispiel für die Anwendung des Verbundes Beton und Eisen für ein Bauwerk von grosser Spannweite. Massgebend waren zwei Gesichtspunkte, nämlich die optimale Ausnützung der Baustoffe und das gefällige Aussehen des Bauwerkes. Im Zeitpunkt ihrer Fertigstellung bedeutete die Brücke den Weltrekord des Eisenbetonbogens mit Zugband. Wir glauben kaum, dass dieser Rekord bis heute gebrochen wurde.

Summary

The La Coudette bridge is an interesting example of the use of

combined concrete and iron for a structure having a large span. Two standpoints were decisive, viz. to make the best use of the building materials and to give the structure a pleasant aspect. At the time when it was completed this bridge was a world record for a reinforced concrete arch with a tightening band. We scarcely think this record has been broken up to the present time.

IId5

Contribution à l'étude des arcs en béton et des cintres de grande portée

Beitrag zum Studium von Betonbogen und von weitgespannten Lehrgerüsten

A contribution to the study of concrete arches and large-span centerings

SOCIÉTÉ CONSTRUCTIONS EDMOND COIGNET
Paris

Différents ouvrages ont été réalisés en France ces dernières années comportant l'exécution d'arcs de grande portée en béton, ce qui a permis d'utiliser avec amélioration les procédés modernes concernant la construction des arcs eux-mêmes, ainsi que la constitution et le montage des grands cintres correspondants sans appui intermédiaire. Nous examinons ici deux de ces ouvrages, le pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire et le pont de Savoie à Bellegarde.

Pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire

Caractéristiques de l'ouvrage

Ce pont qui franchit l'Isère entre les villages de Saint-Hilaire (Isère) et de Saint-Nazaire-en-Royans (Drôme) à 30 mètres au-dessus de cette rivière remplace un pont suspendu détruit au moment de l'invasion. Cet ouvrage comporte :

1° Un arc en béton de 108 mètres de portée théorique et de 25 mètres de flèche;

2° Une superstructure sur arc comprenant sur chaque rein cinq piles de hauteur variable (1 à 17 m), supportant 6 voûtes en plein cintre de 5 mètres d'ouverture. La largeur du pont est de 7 mètres (chaussée de $5^{m}50$ et deux trottoirs de $0^{m}75$);

3° Deux ouvrages de jonction, un sur chaque rive, comportant chacun une grosse pile reposant sur culée nouvelle et une voûte en plein cintre de 7 mètres d'ouverture raccordant l'ouvrage nouveau avec les viaducs d'accès qui avaient subsisté et ne furent qu'élargis.

Constitution de l'arc

L'arc est en béton non armé de section rectangulaire pleine; sa largeur est constante ($5^{m}70$). C'est un arc encastré; il s'appuie, à chaque rive, sur une retombée prolongeant, en porte à faux sur la rivière, un massif culée en béton qui repose lui-même sur le rocher compact et dont les fondations furent exécutées au moyen d'un caisson à air comprimé. Le béton est au dosage de 350 kg de ciment; le revêtement des faces latérales a été particulièrement soigné par l'emploi de plaquettes préfabriquées en béton travaillé en surface.

La fibre moyenne de l'arc a été établie de façon à épouser le tracé du polygone funiculaire des charges permanentes totales de la demi-charge routière uniformément répartie. L'épaisseur de l'arc varie de $3^{m}00$ aux naissances à $1^{m}80$ à la clé; cette variation de section correspondant fidèlement à la variation de l'effort normal.

Système de construction

La principale difficulté de réalisation de tels ouvrages consiste dans l'exécution du cintre, dont la conception peut avoir une influence sur les dispositions mêmes de l'ouvrage. En raison de la présence d'une rivière à fortes crues, il a été prévu un cintre retroussé d'une seule portée, placé sous l'arc à construire et n'ayant donc aucun appui intermédiaire. Etant donné l'importance de l'arc en béton, celui-ci a été réalisé en trois rouleaux, le cintre étant capable de supporter le premier rouleau, puis en liaison avec ce dernier de supporter le deuxième rouleau. L'ensemble des premier et deuxième rouleaux était alors suffisamment résistant pour porter le troisième rouleau.

Bien entendu chacun des rouleaux a été exécuté par voussoirs de manière à permettre la répartition judicieuse des charges sur le cintre et de façon à annuler une partie du retrait.

Disposition des rouleaux de l'arc

En général, les arcs sont découpés en rouleaux parallèles et à peu près homothétiques. Il n'a pas été possible ici d'adopter cette solution simple. En effet, la fibre moyenne de l'arc correspond, comme nous l'avons dit précédemment, à la courbe des pressions des charges permanentes totales augmentées de la demi-surcharge routière, mais non pas à celle de la seule charge dudit arc; ces courbes des pressions sont assez différentes dans les deux cas, à cause de la présence des piles en maçonnerie, de hauteur très variable, dont les charges importantes ont été prises en compte dans le tracé de l'arc. Or, cet arc, étant mince, sa courbe des pressions, sous son seul poids propre, s'écarterait assez de sa fibre moyenne pour donner des

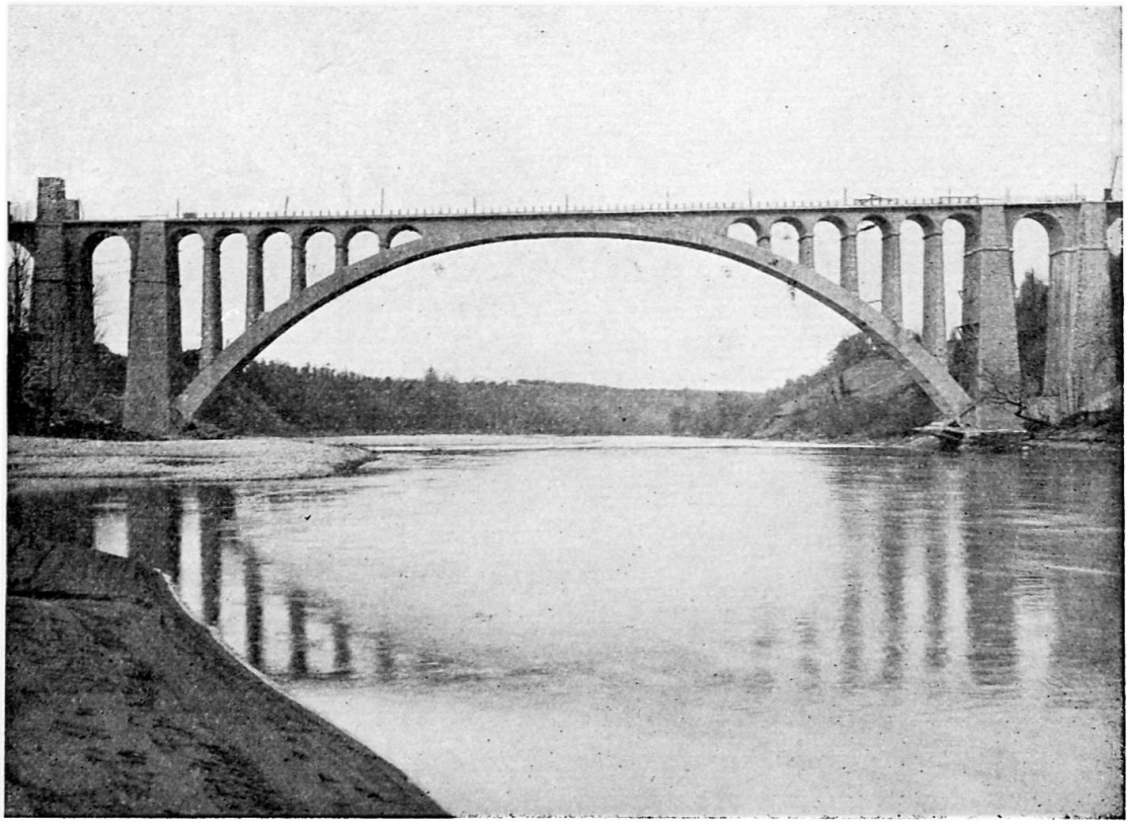


Fig. 1. Pont de Saint-Hilaire-Saint-Nazaire.

tensions importantes inacceptables lorsque le cintre ne le supporterait plus; il en serait à fortiori, de même pour des rouleaux parallèles encore plus minces. Il a donc fallu donner une forme spéciale à ces rouleaux, en faisant varier leur inertie de façon que les fibres moyennes s'écartent le moins possible des courbes de pression dans chacune des phases de construction, et édifier en même temps que le troisième rouleau une partie des piles.

Conception du cintre

Le cintre en sapin du commerce est un arc encastré aux naissances; il a $103^{m}60$ de portée et $25^{m}00$ de flèche. Il est constitué de 11 fermes arquées de hauteur constante ($2^{m}70$) écartées de $0^{m}57$ d'axe en axe et composées chacune d'une membrure basse et d'une membrure haute, réunies entre elles par des treillis en croix de Saint-André. L'ensemble est contreventé horizontalement et transversalement.

Les membrures sont formées de madriers cintrés à plat suivant le gabarit de l'arc et cloués les uns sur les autres, à la fois pour maintenir la courbure et pour s'opposer au glissement; les joints d'about entre madriers régulièrement décalés étaient bourrés au mortier de ciment. La section transversale composée de 3 à 5 madriers ainsi solidarisés est équivalente à une pièce de même section constituée d'un seul bois.

Les treillis verticaux en croix de Saint-André résistant aux efforts tranchants, sont réalisés par un double rang de planches de 4 cm d'épaisseur clouées de chaque côté des membrures sur leurs tranches.

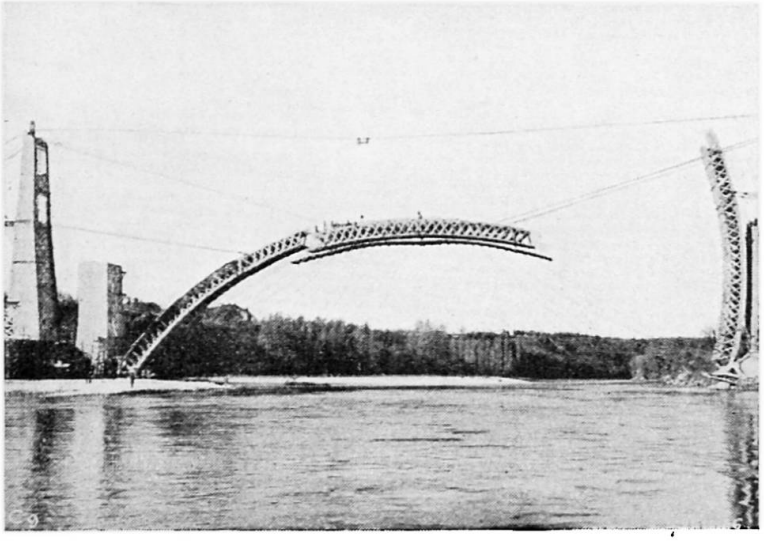


Fig. 2. Montage du cintre du pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire.

Des contreventements transversaux en madriers sont disposés tous les 10 mètres environ.

Enfin, deux contreventements horizontaux sont constitués, l'un sous les membrures inférieures par des traverses et diagonales en planches de 4 cm, l'autre par le couchis cloué en deux couches orthogonales disposées diagonalement aux membrures.

Montage du cintre

Un procédé maintenant classique consiste à construire verticalement sur chaque rive une moitié du cintre, puis à rabattre chacun de ces deux éléments jusqu'à leur jonction au milieu de la portée.

Ici le cintre a été mis en place en trois tronçons sensiblement de même développement. Deux tronçons ont été dressés verticalement sur chaque rive, adossés aux deux grosses piles sur culées, et reposant chacun sur une console en béton armé faisant provisoirement corps avec les culées. Le troisième tronçon a été monté à son emplacement définitif au milieu de la rivière, sur une passerelle très légère accrochée à des câbles reposant sur les pylônes de l'ancien pont suspendu.

Les deux tronçons latéraux, qui étaient munis à leur base, d'articulations provisoires réalisées par un axe en acier, furent rabattus au moyen de deux treuils et raccordés au tronçon central.

Celui-ci, une fois construit sur passerelle avait été préalablement suspendu aux câbles porteurs en six points seulement, de façon que son emplacement en niveau puisse être réglé, au dernier moment, à sa position exacte au moyen de tiges filetées et de boulons.

La conjonction des trois tronçons fut d'une exactitude presque absolue et l'opération de rabattement réalisée le 21 novembre 1946 ne dura que cinq heures.

Exécution de l'arc. Décintrement

Après installation des coffrages verticaux sur le cintre, et la pose en

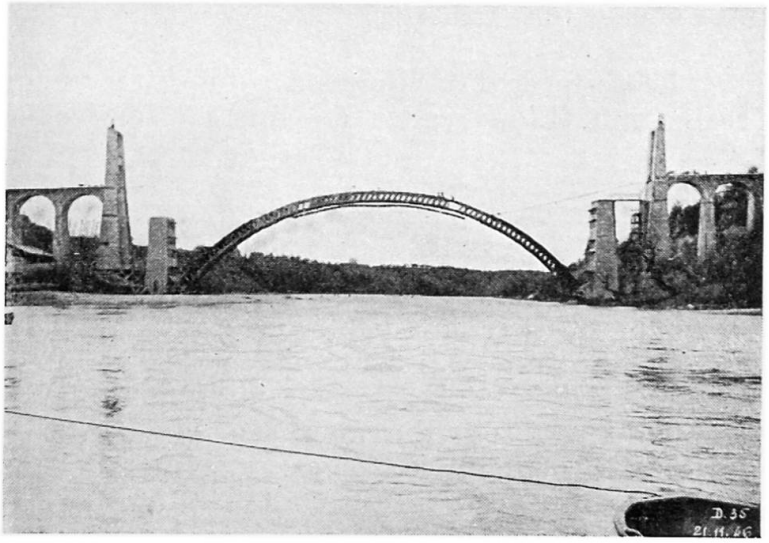


Fig. 3. Cintre après montage du pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire.

faces vues, des plaquettes de parement préfabriquées, le premier rouleau fut coulé par voussoirs disposés symétriquement et dans un ordre déterminé par le calcul de manière à n'apporter à chaque instant dans l'arc que les moments fléchissants minima. Le deuxième rouleau fut exécuté en suivant la même méthode, puis le décintrement fut opéré dès que le béton du deuxième rouleau eut acquis une résistance suffisante. Un joint et des niches pour vérins avaient été ménagés à la clé.

L'arc fut d'abord mis en charge au moyen de 10 vérins disposés en deux lignes travaillant chacun à environ 125 tonnes; l'ouverture du joint de clé fut limité à 0,5 cm. On opéra ensuite une compensation par moment négatif contre l'action du retrait et de la température en augmentant la pression sur les vérins inférieurs de façon que leur poussée soit toujours dans un rapport déterminé avec celle des vérins supérieurs et jusqu'à une ouverture de joint de 4,5 cm. Cette compensation tenait compte de la confection ultérieure du troisième rouleau et de la superstructure. La poussée totale théorique calculée était de 1 250 tonnes; ce chiffre fut vérifié à l'ouverture du joint; la poussée totale constatée en fin de compensation a été de 1 600 tonnes; la différence donne l'importance des effets perturbateurs du cintre, qui ont d'ailleurs disparu après enlèvement de celui-ci. Il fut alors procédé au matage du joint de clé. Ces opérations furent effectuées le 8 mai 1947 en quelques heures.

Enlèvement du cintre

Aussitôt après, le coulage du troisième rouleau fut entrepris, en même temps que la construction d'une partie des piles sur reins. Pendant la même période on procéda à l'enlèvement du cintre qui fut d'abord suspendu en quatre points de l'arc (constitué seulement des premier et deuxième rouleaux) puis coupé à la clé; on lui fit faire ensuite de chaque côté une rotation du même sens que le rabattement, afin de le dégager suffisamment pour enlever les couchis; les fermes furent alors découpées soigneusement en tronçons, par sciage au milieu d'un joint et expédiées sur un autre chantier où leur réemploi est prévu pour un ouvrage de même importance.

Achèvement des travaux

Le reste de l'ouvrage ne comportait aucune difficulté particulière de réalisation. L'ouvrage a été mis en service en mars 1948.

Mesures

Une maquette du premier rouleau de l'arc a été construite au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics. Cette maquette réalisée en béton a été chargée par la tension de cordes à piano dont on mesurait la traction au moyen d'une valise Coyne. Les contraintes produites ont été mesurées au moyen de strains-gages. Dans l'ensemble les résultats des essais ont été comparables à ceux du calcul sauf quelques divergences aux reins dans des cas de chargements extrêmes.

Les contraintes de l'arc ont été mesurées par l'emploi de témoins Coyne noyés dans le béton.

Enfin des essais mécaniques ont été effectués pour déterminer la résistance des bois employés pour la construction du cintre, la résistance des assemblages par clouage et le meilleur système de clouage évitant la fissuration des bois.

Pont de Savoie

Caractéristique de l'ouvrage

Ce pont enjambe le Rhône à quelques kilomètres en amont du barrage de Génissiat, dans la petite ville de Bellegarde. Le tablier qui pendant la première partie de la construction était à environ 90 mètres au-dessus du niveau du Rhône n'est plus qu'à 30 mètres depuis que la mise en service de la retenue de Génissiat a relevé le niveau du fleuve. Cet ouvrage comporte :

1° Une grande arche de 80 mètres de portée et de 27 mètres de flèche, composée de deux arcs jumeaux en béton, surmontés chacun de piles et voûtelettes et réunis par un tablier en béton armé;

2° Une petite arche en maçonnerie en plein cintre de 24 mètres de portées sur la rive droite;

3° Entre les deux ouvrages ci-dessus et par conséquent sur la rive droite une grosse pile culée en maçonnerie.

Constitution des arcs

Chacun des arcs est en béton non armé de section rectangulaire pleine, à largeur et épaisseur variable. Ce sont des arcs encastrés qui s'appuient, sur chaque rive, sur une retombée prolongeant en porte à faux sur la rivière deux massifs de culée fondés sur rocher compact. Le béton est au dosage de 350 kg de ciment; comme dans l'ouvrage précédent les faces vues sont réalisées au moyen de plaques préfabriquées en béton travaillé en surface. La fibre moyenne des arcs a été établie de façon à épouser le tracé du polygone funiculaire des charges permanentes totales et de la demi-charge routière uniformément répartie.

La largeur de l'arc varie de $4^{m}30$ aux naissances à $3^{m}00$ à la clé, en même temps que son épaisseur varie de $2^{m}70$ aux naissances à $1^{m}40$ à la clé.

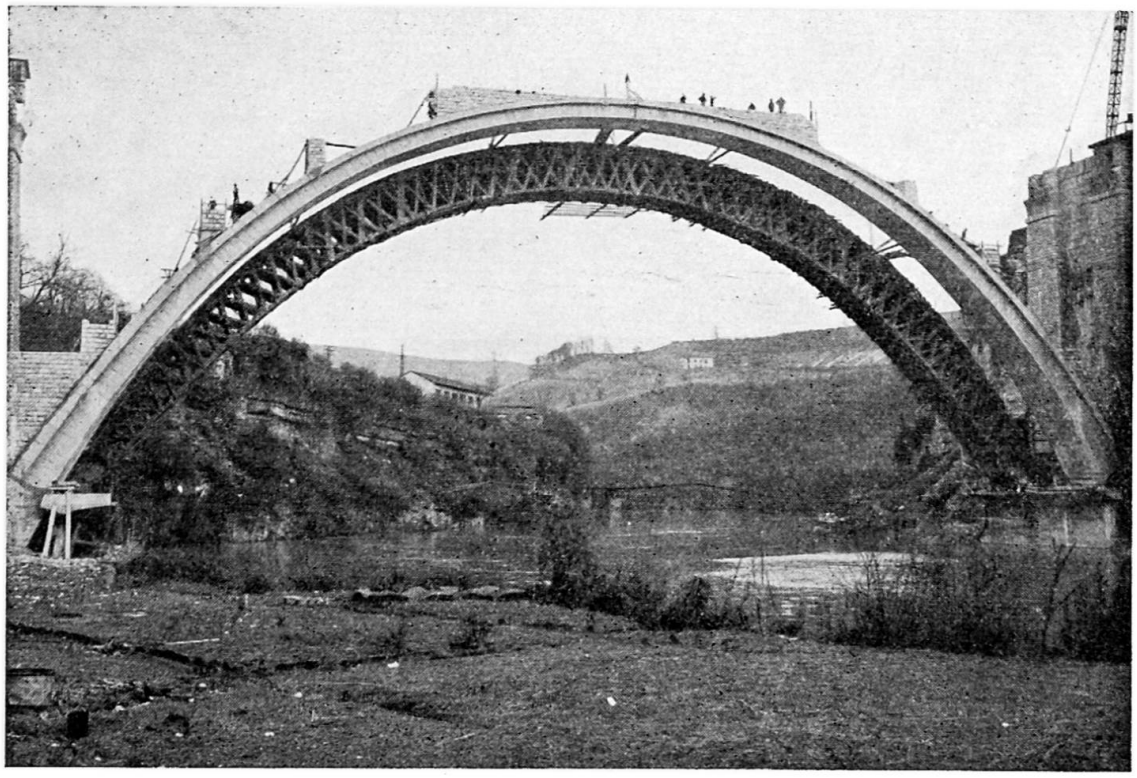


Fig. 4. Pont de Savoie en cours de construction.

Ces variations de sections correspondent sensiblement à la variation des efforts normaux.

Système de construction

En raison de la profondeur de la gorge il ne pouvait être employé qu'un système de cintre retroussé franchissant le Rhône d'une seule portée; et d'autre part ce cintre a dû être établi pour supporter l'arc dans toute son épaisseur, car celle-ci était trop faible pour que l'arc puisse être découpé en plusieurs rouleaux. La confection du béton a été effectuée par voussoirs, de façon à répartir judicieusement les charges sur le cintre et à annuler une partie du retrait.

Une particularité du système de construction employé est qu'il n'a été utilisé qu'un seul cintre, qui a servi à exécuter d'abord le premier arc, puis ensuite, par ripage, le deuxième arc.

Conception du cintre

Le cintre en sapin du commerce est un arc articulé aux naissances; de $75^{m}00$ de portée et $25^{m}00$ de flèche, il est constitué de 7 fermes en bois arquées, de hauteur constante (sauf près des naissances), écartées de $0^{m}57$ d'axe en axe et composées chacune d'une membrure basse et d'une membrure haute, réunies entre elles par des treillis en croix de Saint-André. Cette charpente est constituée de la même manière que celle du pont de Saint-Hilaire qui vient d'être précédemment décrite.

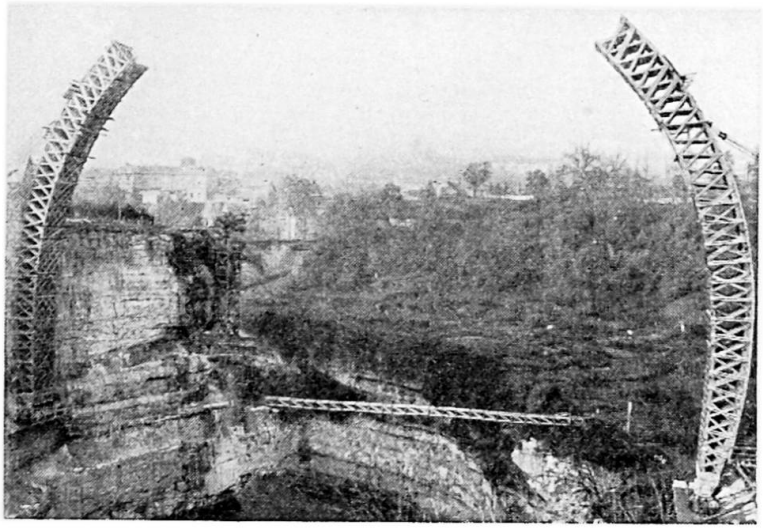


Fig. 5. Montage du cintre du pont de Savoie.

Montage du cintre

Le cintre a été mis en place en deux tronçons. Chacun d'eux a été dressé verticalement, sur chaque rive, adossé à la grosse pile culée rive droite et à la paroi rocheuse rive gauche, en reposant par l'intermédiaire de grosses poutres chevêtres en béton armé sur des plates-formes provisoires également en béton armé.

Les deux tronçons furent rabattus autour des articulations et raccordés au milieu. Ce rabattement fut d'une exactitude parfaite et l'opération réalisée le 25 septembre 1947 ne dura que deux heures.

Exécution de l'arc

L'arc fut coulé par voussoirs disposés symétriquement dans l'ordre déterminé par le calcul, en ménageant une articulation provisoire aux naissances, un joint et des niches pour vérins à la clé.

Décintrement

L'arc fut d'abord mis en charge au moyen de quatre vérins disposés en deux lignes, travaillant chacun à environ 100 tonnes; l'ouverture du joint de clé fut limitée à 35 mm; les joints de clé furent alors comblés par un matage provisoire en mortier de ciment.

Il se trouve qu'en raison des caractéristiques de l'arc aucune compensation n'était ensuite nécessaire pour combattre l'action du retrait ou des charges ultérieures. Mais une compensation très faible destinée à réduire les effets de la température devait être effectuée une fois supprimés les efforts résultant de l'adhérence du cintre. Ces efforts d'adhérence étaient très sensibles, puisque au moment de la mise en charge de l'arc la poussée totale constatée a été de 600 tonnes au lieu de 400 tonnes poussée totale théorique. On procéda, en conséquence, au décintrement en dégageant le cintre, par abaissement des chevêtres en béton armé sur lesquels il reposait.

Ces chevêtres, constitués d'une forte poutre en béton armé, avaient été construits de manière à être indépendants des plates-formes, sur lesquelles

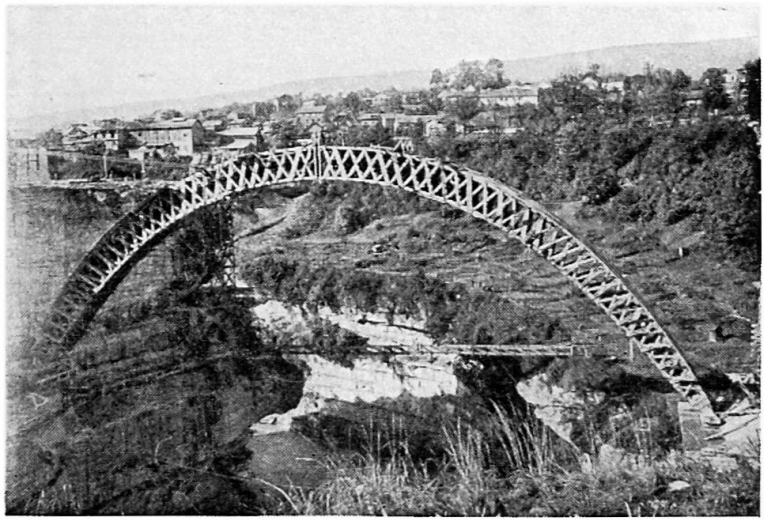


Fig. 6. Vue du cintre du pont de Savoie.

ils s'appuyaient par l'intermédiaire d'une série de cales en chêne de $0^{m}20$ d'épaisseur. Les chevêtres étant posés sur vérins, les cales en chêne furent enlevées; les vérins, en s'abaissant, permirent la descente conjointe des chevêtres et du cintre qui se décolla sans aucune difficulté.

L'arc en béton étant devenu libre, fut à nouveau mis en charge au moyen de vérins et la poussée constatée fut bien cette fois celle résultant des calculs, soit 400 tonnes. Les articulations provisoires furent alors bloquées par matage au mortier de ciment; quelques jours après il était procédé à la légère compensation nécessaire et qui a conduit à une poussée totale de 225 tonnes sur la ligne supérieure des vérins et à une poussée totale de 170 tonnes sur la ligne inférieure. Il fut alors procédé au matage du joint de clé; cette dernière opération fut effectuée le 2 février 1948 pour l'arc aval.

Ripage du cintre

Préalablement au ripage, le cintre fut muni de tirants constitués de câbles fixés par mouflage sur les chevêtres et la partie basse des fermes. Ces tirants étaient destinés à annuler la poussée du cintre de façon à n'obtenir que des réactions d'appui verticales, et en même temps, à dégager légèrement les chevêtres des culées pour permettre leur déplacement.

Les chevêtres ayant été placés sur une série de rouleaux en acier de 35 mm de diamètre, furent poussés au moyen de vérins agissant horizontalement, jusqu'à l'emplacement du deuxième arc à construire.

Pendant ce ripage toute tendance au renversement du cintre était contenue par des poutres métalliques fixées rigidement d'une part à l'arc exécuté, et d'autre part au moyen d'un dispositif à coulisseaux, sur le cintre en déplacement.

Le ripage de 8 mètres fut exécuté le 2 février 1948, en 24 heures de travail.

Résumé

Ce mémoire traite de la construction des deux ponts en arc de grande portée en béton non armé : le pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire sur l'Isère et le pont de Savoie à Bellegarde sur le Rhône.

L'arc du pont de Saint-Hilaire - Saint-Nazaire, de 108 mètres de portée a été coulé en trois rouleaux et par voussoirs : le cintre en bois cloué a été réalisé d'une seule portée et en trois tronçons, les deux tronçons latéraux ont été construits verticalement puis rabattus ultérieurement à leur emplacement définitif; le tronçon médian a été construit à son emplacement définitif sur une passerelle légère accrochée à des câbles.

Le pont de Savoie, de 80 mètres de portée comporte deux arcs jumeaux. Chaque arc a été coulé en un seul rouleau et par voussoirs; le cintre en bois cloué a été réalisé d'une seule portée et construit en deux tronçons édifiés verticalement, puis rabattus à leur emplacement définitif. Un seul cintre a été exécuté; posé sur chevêtre en béton armé, il a été ripé par roulage à l'emplacement du deuxième arc.

Zusammenfassung

Diese Arbeit beschreibt den Bauvorgang folgender weitgespannter, nicht armierter Bogenbrücken : Die Brücke von Saint-Hilaire - Saint-Nazaire über die Isère und die Savoie-Brücke über die Rhône in Bellegarde.

Der Bogen der Saint-Hilaire - Saint-Nazaire-Brücke von 108 m Spannweite wurde betoniert in 3 Ringen und in Lamellen; das Lehrgerüst in genagelter Holzkonstruktion wurde freitragend in drei Teilstücken ausgeführt, wobei die beiden seitlichen Teilstücke senkrecht aufgebaut und nachträglich in ihre endgültige Lage umgeklappt wurden; das mittlere Teilstück wurde am Verwendungsort auf einem leichten, an Kabeln aufgehängten, Montagegerüst erstellt.

Die Savoie-Brücke von 80 m Spannweite wurde als Zwillingsbogen ausgeführt. Jeder Bogen wurde nur in einem Ring mit Lamellen betoniert. Das Lehrgerüst in genagelter Holzkonstruktion wurde wie beim andern Gerüst, allerdings nur in 2 Teilstücken, ausgeführt.

Summary

This report describes the constructional methods used for the following large-span, non-reinforced arched bridges : the Saint-Hilaire - Saint-Nazaire bridge over the Isère and the Savoy bridge over the Rhone at Bellegarde.

The arch of the Saint-Hilaire - Saint-Nazaire bridge, with a span of 108 m (354 ft), was concreted in 3 rings and in segments. The centering, a nailed wooden structure, was completed in three suspended parts, the two side-parts being built up perpendicularly and then lowered into their permanent position. The middle part was produced on the site of work, suspended by cables, and erected on a light truss frame.

The Savoy bridge, having a span of 80 m (262 ft), was built in the form of twin arches. Each arch was concreted in only one ring with segments. The centering, a nailed wooden structure, was made in the same manner as the above mentioned one, but in two parts.

IId6

Les grands ponts-routes en béton armé en Tchécoslovaquie

Grosse Strassenbrücken in Eisenbeton in der Tschechoslowakei

Large reinforced concrete road bridges in Czechoslovakia

DÉPARTEMENT DES PONTS DU MINISTÈRE DE LA TECHNIQUE

Prague

Le pont-route sur la rivière Vltava à Podolsko (fig. 1 et 2)

Le nouveau pont-route national sur la rivière Vltava à Podolsko, remplaçant le vieux pont suspendu de $87^{m}15$ d'ouverture d'une largeur et d'une capacité portante insuffisantes situé $0^{m}43$ au-dessus du niveau des grandes eaux, conduit la route nationale de Písek à Tábor 56 $^{m}45$ au-dessus du niveau normal de l'eau. Les parties dangereuses de la route nationale, conduisant au vieux pont suspendu, furent ainsi éliminées; la communication des rives fut raccourcie de 2 147 mètres.

Le projet général fut élaboré en 1935 par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague (conseiller ministériel Ing. Dr. V. Janák et conseiller supérieur Ing. A. Brebera). Le projet détaillé fut élaboré par l'Ing. Dr. J. Blažek, ingénieur civil à Prague.

Le nouveau pont est horizontal et a 9 travées; la travée principale, au-dessus de la rivière, a une ouverture de 150 mètres et les petites travées latérales, au nombre de 8 (6 sur la rive droite et 2 sur la rive gauche), ont chacune une ouverture de $35^{m}65$.

Le pont d'une largeur de $8^{m}50$ comporte une chaussée de $6^{m}50$ et deux trottoirs de $1^{m}00$.

Pour chacune des travées, la superstructure est constituée par des voûtes à plein cintre; la grande voûte est encastrée, les petites voûtes sont à deux articulations.

Le tablier repose sur des voiles prenant appui sur les voûtes. Pour éviter des voiles trop élevés dans la travée principale on a prévu deux voûtes secondaires d'une portée identique à celle des travées latérales et également munies d'articulations aux naissances.

La largeur de la grande voûte dans la travée principale est de $7^{m}50$ à

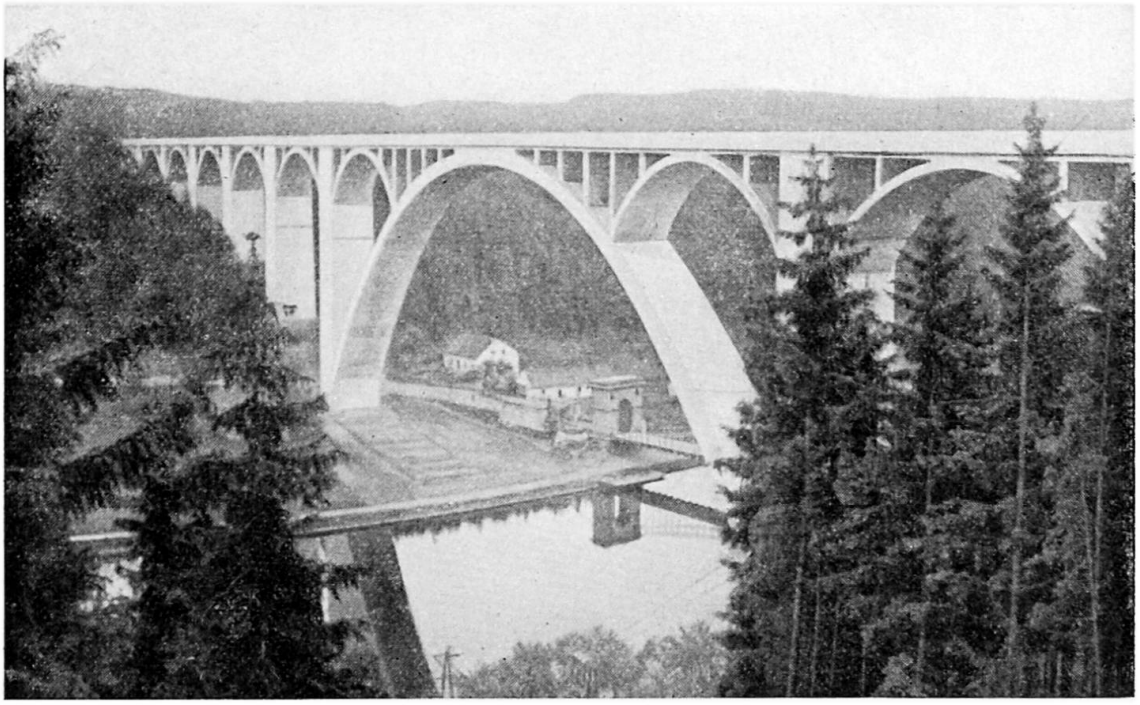


Fig. 1. Pont-route sur la rivière Vltava, à Podolsko.

la clé et de 9^{m}50 aux naissances. La largeur des petites voûtes dans les travées latérales et principale est constante et égale à 7^{m}50.

La flèche de l'arc principal mesure 41^{m}80; la flèche des arcs dans les travées latérales mesure 9^{m}885. Le surbaissement des diverses travées est du même ordre de grandeur.

La fibre moyenne de la grande voûte est composée de trois segments de parabole du troisième degré qui se raccordent; forme, qui s'approche de la courbe de pressions pour le poids mort. La fibre moyenne des voûtes dans les travées latérales et celle des voûtes secondaires dans la travée principale est formée par des arcs de cercle.

L'épaisseur des voûtes est constante et égale à 2 mètres pour la voûte principale et à 0^{m}75 pour les voûtes secondaires.

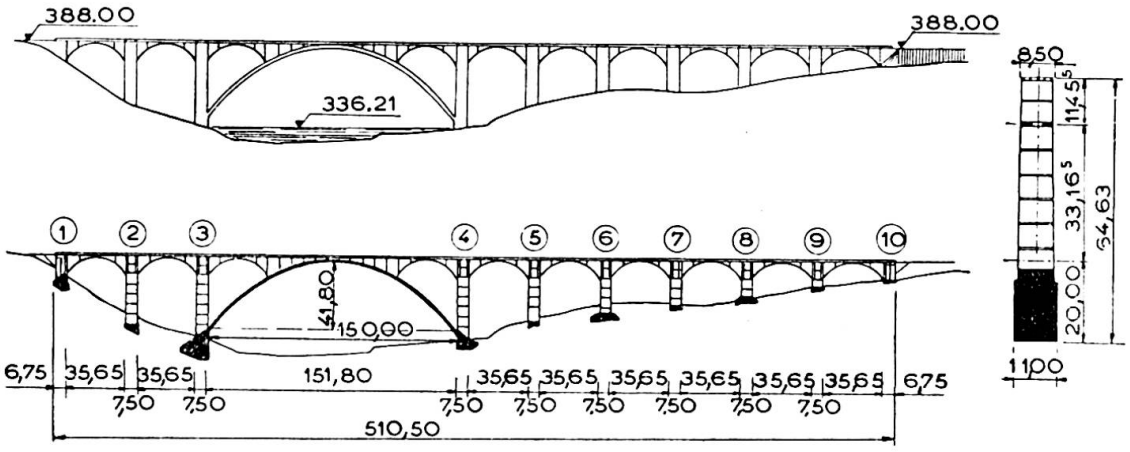


Fig. 2. Elévation du nouveau pont-route sur la Vltava.

La voûte principale et les voûtes dans les travées latérales sont armées par l'acier « Roxor » de haute résistance. Le pourcentage de l'armature de la voûte principale est de 0,95 %. Les voûtes secondaires sont armées par des barres rondes de 37 kg/mm² de résistance à la traction; l'armature ne dépasse pas 1 %.

Les piles de $7^{m}40$ de largeur sont creuses et renforcées par des cadres horizontaux.

Le calcul statique fut établi pour une surcharge mobile de 24 tonnes et pour une charge uniformément répartie de 500 kg/m².

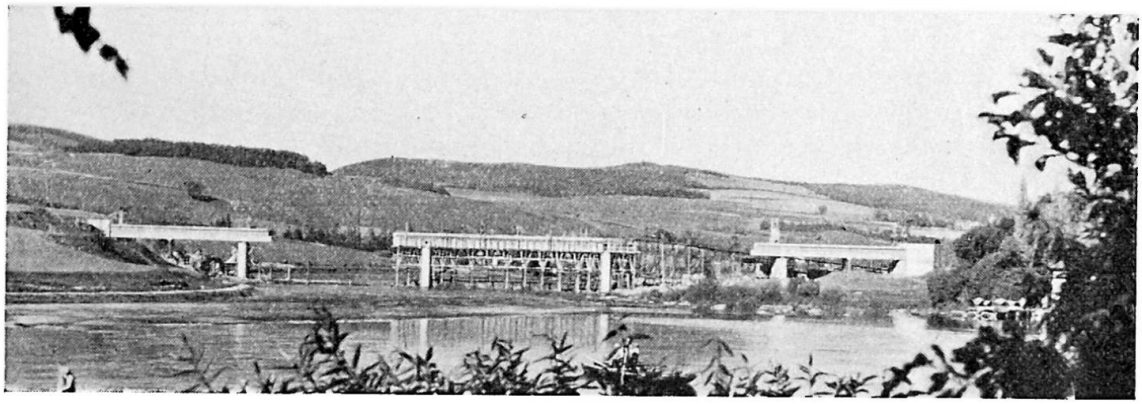
La résistance à la compression du béton utilisé pour la voûte principale après 10 mois de durcissement variait entre 342 kg/cm² et 434 kg/cm².

La résistance moyenne à la traction dans les éprouvettes fléchies fut de 41,7 kg/cm².

Le module d'élasticité du béton varie de 202 000 kg/cm² à 317 000 kg/cm².

Le pont fut construit en 1938-1942 par l'ingénieur B. Hlava, l'Entreprise du Bâtiment à Prague. Pour les armatures on utilisa 1 200 tonnes d'acier Roxor à haute résistance et d'acier doux de 37 kg/mm², 6 920 tonnes de ciment Portland, 6 300 m³ de bois et 20 900 m³ de béton.

Pont-route sur la rivière Vltava près de Vestec



Le pont a 5 travées ($34^{m}50 + 3 \times 50$ m $+ 34^{m}50$).

La superstructure en béton armé est formée par quatre dalles continues de $36^{m}85 + 3 \times 52^{m}50 + 36^{m}85$ de portée avec deux articulations dans la 2e et la 4e travée. Ce type de construction fut choisi parce qu'il s'incorporait le mieux dans une vallée plate.

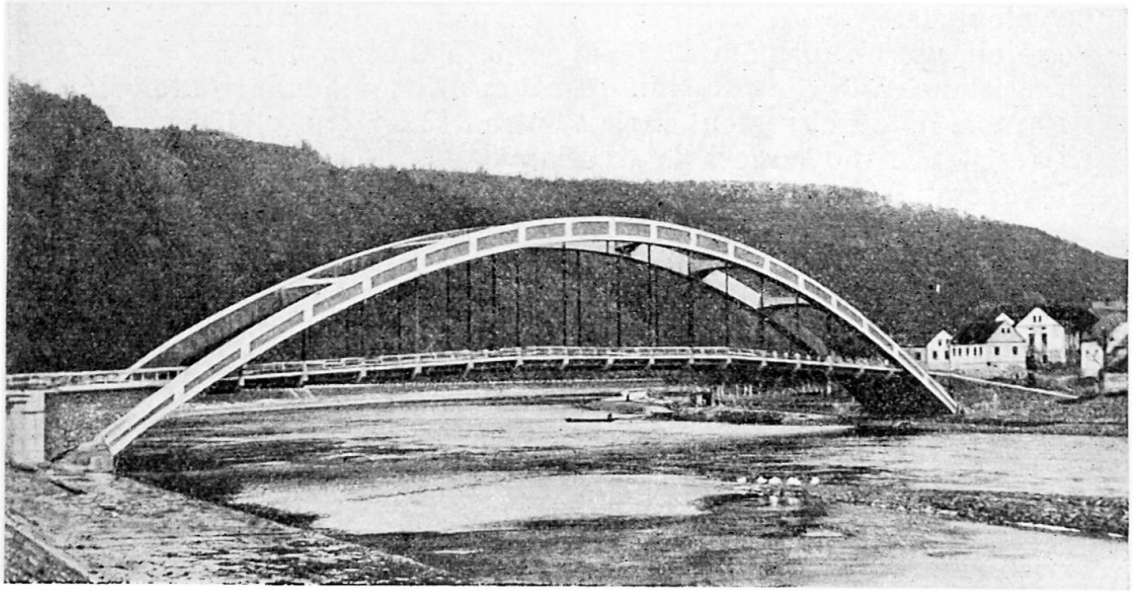
Les dalles ont été réalisées en béton, dosé de 400 kg/cm³ de ciment Portland, dont la résistance moyenne après 28 jours fut 402 kg/cm². Les barres d'acier Roxor soudées avaient une limite élastique de 38 kg/mm², limite de rupture de 50 kg/mm².

La largeur utile du pont est $7^{m}50$ et comporte une chaussée pavée de $5^{m}50$ et deux trottoirs de $1^{m}00$.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague (Ing. Dr. Václav Janák, conseiller ministériel, et Ing. Antonín Brebera, conseiller supérieur). Le projet détaillé fut livré par l'Ing. Dr. J. Blažek, Atelier d'Etudes à Prague.

Construit en 1936 et 1937 par l'ingénieur B. Stěrba, Entreprise du Bâtiment à Prague.

Pont-route « Dr. Eduard Benes » sur la rivière Vltava à Stechovice (fig. 4 et 5)



Ce pont constitue actuellement le plus grand pont-route national en béton armé du type en arc à tablier suspendu. Il a une travée de 114 mètres de portée; la flèche de son arc est de 18 mètres.

La superstructure est constituée par deux poutres principales en arcs encastrés, avec tablier suspendu dans la partie centrale et appuyée dans la partie d'encastrement. Les poutres en arc sont en caisson et ont une section à la clef de $1^{m}30 \times 2^{m}20$; les dimensions des sections aux naissances sont $2^{m}50 \times 1^{m}30$.

Les suspentes ont une section de 25×25 cm, armée par 7 barres d'acier « Roxor » de 30 mm de diamètre.

La largeur utile du pont est $9^{m}75$, dont $6^{m}00$ pour la chaussée et $1^{m}875$ pour chaque trottoir.

La tension à la compression de l'arc est 58 kg/cm². La résistance à la compression en moyenne s'élève à 430 kg/cm².

Ce pont a survécu à la grande crue du printemps de 1940 sans subir le moindre dégât, bien que le niveau des eaux atteignit une hauteur de $2^{m}00$ au-dessus du pont.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague. Le projet détaillé fut élaboré par Ing. D. J. Blažek, Atelier d'Etudes à Prague. Les travaux furent exécutés en 1937-1939 par l'Entreprise des Bâtiments, Ing. F. Kindl et Cie à Prague.

Pont-route sur la rivière Ohre à Loket (fig. 6 et 7)

La superstructure en béton armé de ce pont à 3 travées ($14^{m}00 + 60^{m}00 + 14^{m}00$), constituée par des voûtes pleines encastrées avec tympans

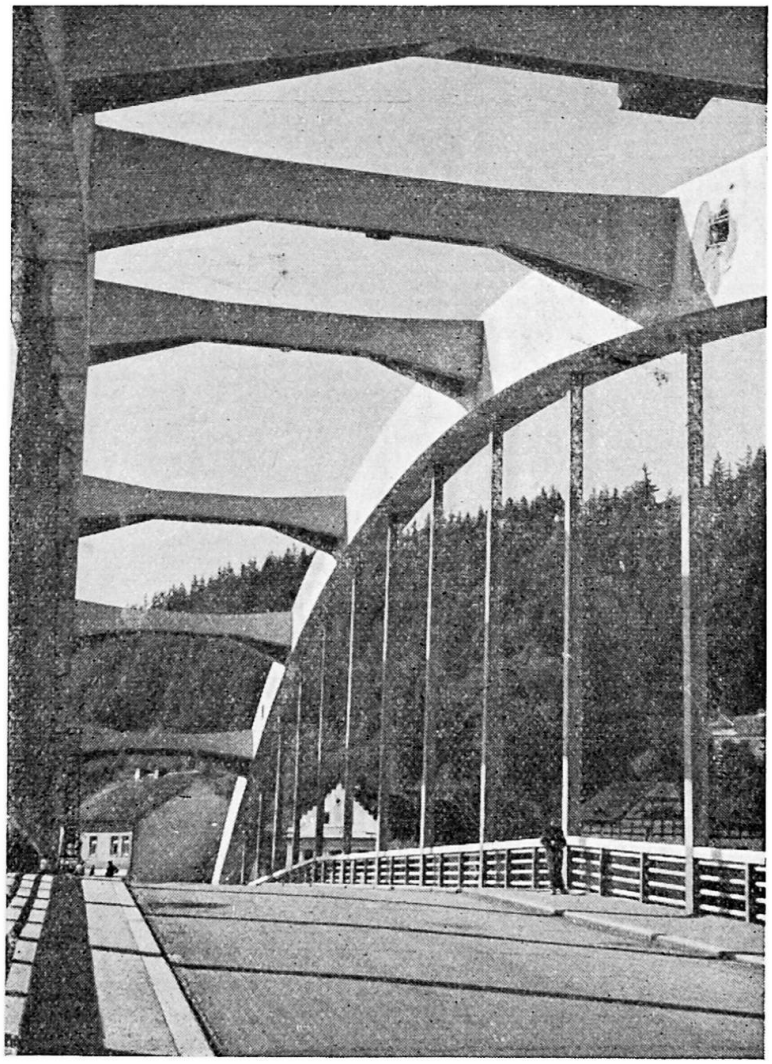


Fig. 5. Vue d'enfilade du pont-route « Dr. Eduard Benes ».

en béton armé, fut choisie en harmonie avec le caractère moyenâgeux du château Loket.

Largeur utile : $1^{m}95 + 6^{m}00 + 1^{m}95 = 9^{m}90$.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts du Ministère des Travaux Publics à Prague (Ing. Dr. Václav Janák, conseiller ministériel). Le projet détaillé fut élaboré par le Département de Ponts de l'Administra-

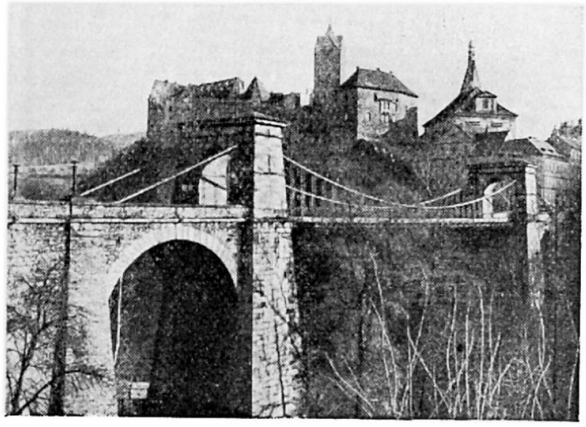


Fig. 6. Le vieux pont-route suspendu sur la rivière Ohre, à Loket.

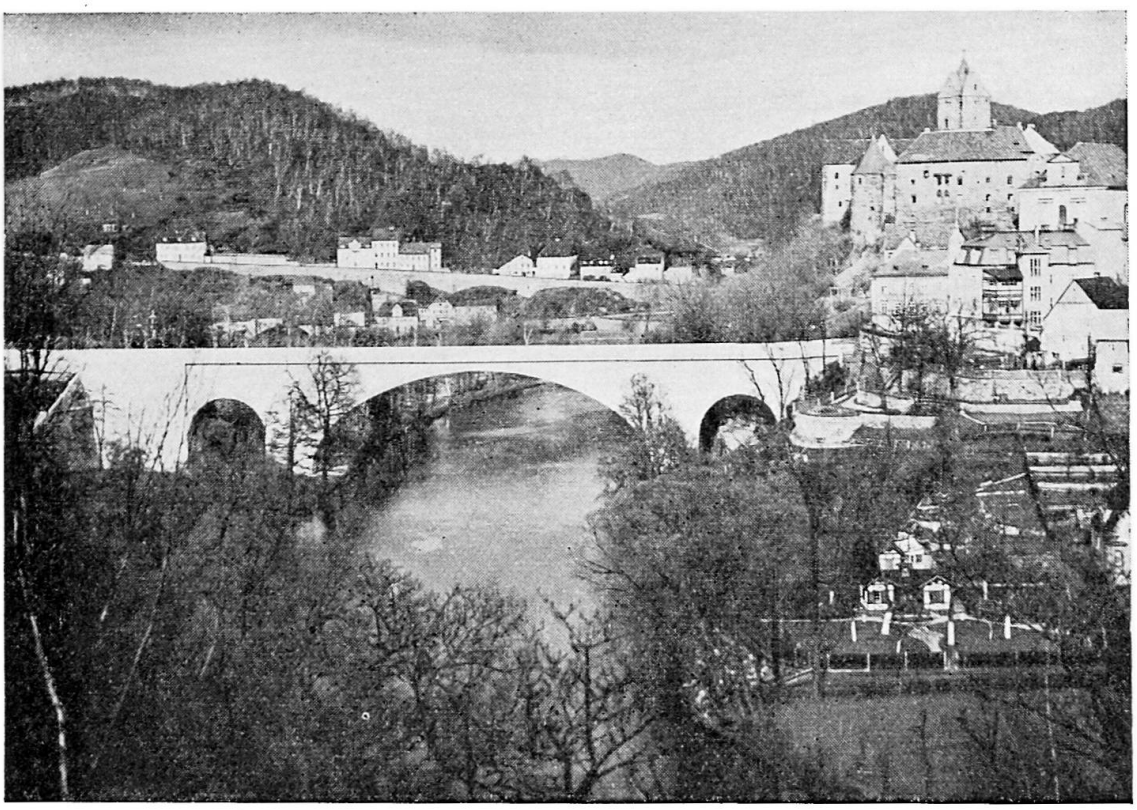


Fig. 7. Nouveau pont-route national sur la rivière Ohre, à Loket.

tion des Travaux Publics en Bohême. Le pont fut construit en 1934-1936 par Ing. Jakub Domanský, ingénieur civil à Prague.

Pont-route sur la vallée de Smejkalka à Senohraby
de l'autoroute Praha-l'Est (fig. 8, 9 et 10)

La superstructure de la travée centrale de 120 mètres de portée est formée par deux poutres en arc de 25^{m}54 de flèche. L'épaisseur des arcs est de 1^{m}20 à la clef et de 1^{m}84 aux naissances; l'épaisseur des poutres rai-

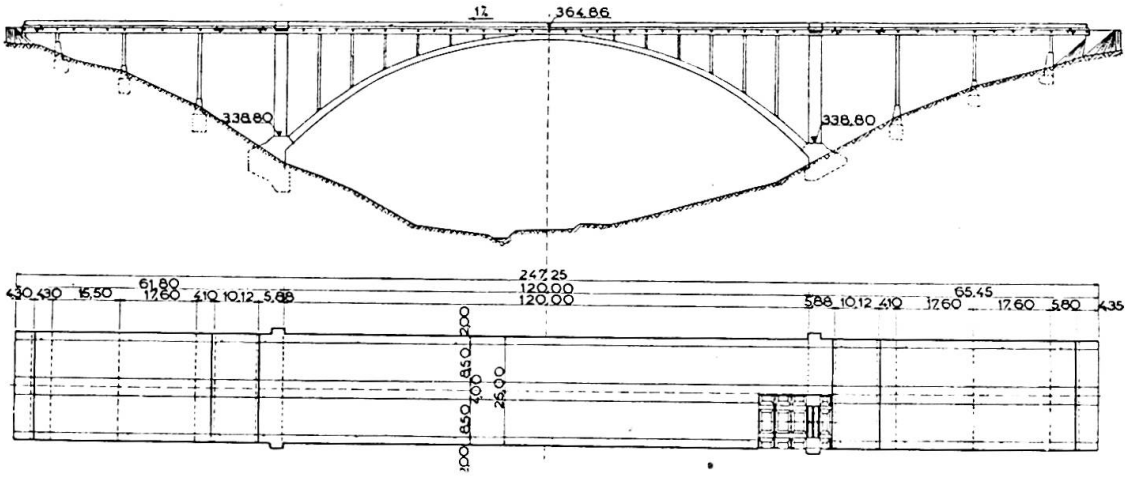


Fig. 8.

Fig. 9. Pont-route sur la vallée Smejkalka, à Senohraby, en cours de construction.

dissantes est de 1^m75. La sollicitation des arcs est 60 %, celle des poutres raidissantes 40 %. La sécurité des arcs contre le flambement s'élève à 6,88. Les cadres continus constituent les viaducs; sur la rive gauche avec une longueur de 58^m95 et sur la rive droite avec une longueur de 66^m38. La hauteur de la chaussée sur le pont au-dessus de la vallée est de 46 mètres.

La largeur utile du pont est 24^m50.

La longueur totale du pont est de 248^m75.

La résistance du béton à la compression fut en moyenne de 320 kg/cm².

La tension à la compression des arcs ne surpasse pas 73 kg/cm².

Les matériaux utilisés sont : 10 000 m³ de béton; 700 tonnes d'acier; 4 800 tonnes de ciment Portland; 3 000 m³ de bois.

Le projet général fut établi par le Département de Ponts de l'Autoroute Praha-l'Est à Prague. Le projet détaillé fut livré par l'Entreprise et Atelier d'Etudes Ing. Dr. Skorkovský à Prague. Le pont fut construit en 1939-1946 par l'Entreprise du Bâtiment Ing. Dr. Skorkovský, Prague.

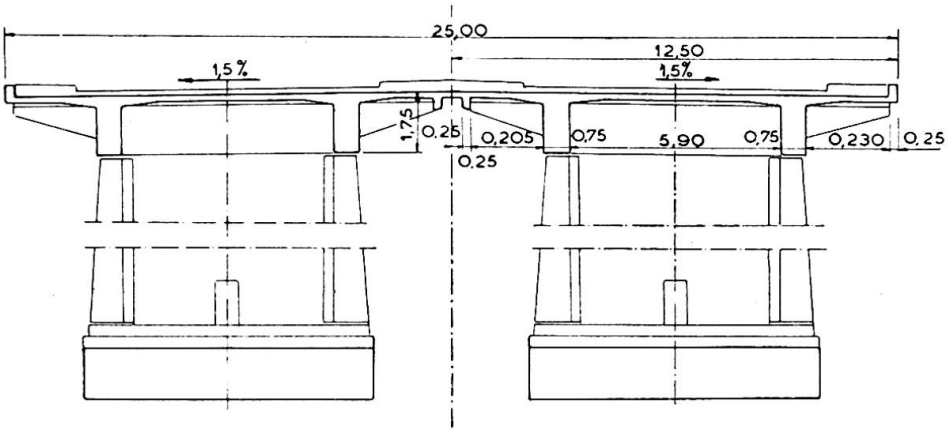


Fig. 10. Section transversale du pont-route à Senohraby.

Résumé

Description des ponts-routes en béton armé sur la Vltava à Podolsko, sur la Vltava près Vestec, sur la Vltava à Štěchovice, sur la Ohře à Loket, sur la vallée de Šmejkalka à Senohraby.

Zusammenfassung

Beschreibung der Strassenbrücken in Eisenbeton über die Vltava in Podolsko, über die Vltava bei Vestec, über die Vltava in Štěchovice, über die Ohře in Loket, über das Tal von Šmejkalka in Senohraby.

Summary

Description of reinforced concrete road bridges over the Vltava at Podolsko, over the Vltava near Vestec, over the Vltava at Štěchovice, over the Ohře at Loket, over the Šmejkalka valley at Senohraby.

IId7

Ponts de grande portée en béton précontraint réalisés en Belgique

Brücken mit grosser Spannweite in vorgespannten Beton in Belgien

Large span bridges of pre-stressed concrete in Belgium

A. PADUART
Ingénieur A. I. Br.
Agrégé de l'Enseignement Supérieur
Directeur technique de la Société d'Etudes et de Travaux
Bruxelles

Deux ouvrages de grande portée en béton précontraint ont été réalisés récemment en Belgique, l'un à caractère expérimental, l'autre à caractère définitif, par la Setra, suivant une technique nouvelle inventée par l'ingénieur C. Wets. Il s'agit de poutres en arc à tirant rectiligne en prétraction dont la forme longitudinale est représentée à la figure 1. Cette forme se caractérise par le fait qu'elle permet de réaliser, en toute section, l'excentricité optima du tirant rectiligne par rapport à la fibre moyenne de la poutre.

L'utilisation d'un tirant rectiligne présente plusieurs avantages et apporte une simplification importante dans la technique du béton précontraint : elle permet d'utiliser des barres de gros diamètre, ce qui facilite la mise en tension; elle supprime les nombreux guidages qui sont nécessaires lorsque l'on utilise des câbles curvilignes; elle supprime le frottement sur le tirant pendant sa mise en tension; elle évite enfin les tensions secondaires du tirant. En un mot, cette technique nouvelle conduit simultanément à une amélioration de la qualité d'exécution et à une économie substantielle d'acier et de béton.

Ainsi que l'on peut s'en rendre compte par la figure 1 et les photographies insérées dans le texte, l'extrados et l'intrados de la poutre sont parallèles et la contreflèche, qui est en général comprise entre 1/60 et 1/90 de la portée, donne à l'ensemble des ouvrages un aspect d'extrême légèreté.

La précontrainte de ces poutres a été réalisée au moyen de tirants de 40 mm de diamètre en acier spécial traité thermiquement. Cet acier contient 0,4 à 0,5 % de carbone et 2 % de manganèse; il présente une résistance à la rupture par traction de 115 kg/mm², une limite élastique Afnor de 95 kg/mm² et une limite de fluage de 75 kg/mm². Comme la tension de service de cet acier ne dépasse jamais 70 kg/mm², on remarque

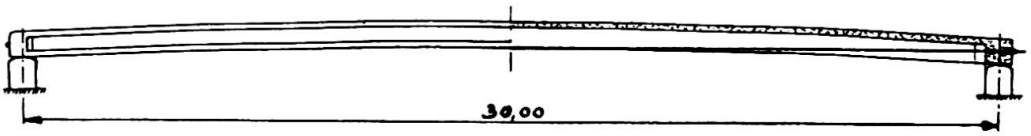


Fig. 1.

donc que la déformation différée des barres par fluage est rigoureusement nulle ce qui n'est pas le cas pour la plupart des aciers tréfilés au carbone qui fluent souvent déjà sous la moitié de leur tension de service.

Les tirants sont composés de barres de 5 mètres de longueur réunies entre elles au moyen de manchons d'accouplement filetés. Les extrémités des barres sont refoulées au préalable afin d'éviter un déforcement local des tirants. Il a été constaté au cours de nombreux essais de traction à outrance que la rupture des tirants se produit toujours en dehors de la zone d'accouplement. Les extrémités des tirants sont également refoulées, filetées et ancrées au moyen d'un écrou prenant appui contre un sabot métallique de répartition noyé dans les abouts de la poutre. Les tirants sont libres sur toute la longueur de la poutre et traversent les extrémités de celle-ci dans des gaines ménagées lors du bétonnage.

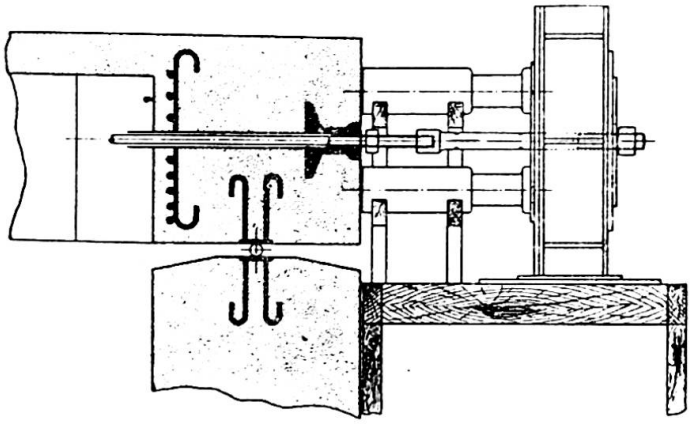


Fig. 2.

La mise en tension se fait au moyen de deux vérins hydrauliques de 50 tonnes branchés sur la même pompe d'alimentation et placés de part et d'autre de la barre de traction, qui se visse sur une des extrémités des tirants, ainsi que le montre la figure 2.

Les poutres que nous décrivons ci-dessous ont été bétonnées avec le mélange suivant :

560 l de pierrailles de porphyre 20/40;
356 l de pierrailles reconcassées de 5/20;
213 l de grenailles 2/5;
206 l de sable du Rhin 0/2;
450 kg de ciment P. A. H. R.

La mise en place et le serrage du béton furent réalisés par vibration, ce qui permit d'utiliser une consistance sèche. Le bétonnage, au moyen d'une telle consistance, était facilité par le fait que la partie courante des poutres ne *renfermait aucune armature ni aucune gaine.*

La résistance moyenne du béton à la compression sur cubes de 20 cm de côté trouvée à trois mois d'âge était voisine de 600 kg/cm² et la tension admissible était limitée à 120 kg/cm².

Tous les essais sur bétons furent effectués par M. Dutron, directeur du Laboratoire de Recherches et de Contrôle du Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique.

La construction des deux poutres dont nous donnons la description

ci-après fut commandée par le Service des Canaux Houillers, sous la direction de M. H. Santilman, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

La poutre expérimentale, bétonnée le 27 novembre 1945 et essayée au début de 1946, a une portée de 30 mètres et sa section transversale est représentée à la figure 3. Sa hauteur n'est que de 80 cm soit le 1/37,5 de la portée et elle a été calculée pour pouvoir porter une charge de service de 400 kg/m². Elle est précontrainte par quatre tirants de 40 mm ∅. Plusieurs moyens de contrôle, très différents l'un de l'autre, furent utilisés pour déterminer la tension appliquée aux tirants et donnèrent des résultats très concordants. Ces moyens de contrôle ont comporté des lectures au manomètre de la pompe d'alimentation, des mesures de la course des vérins, des mesures de l'allongement de la barre de traction et des mesures de dilatation des tirants à l'aide de comparateurs et de « strain gages ».

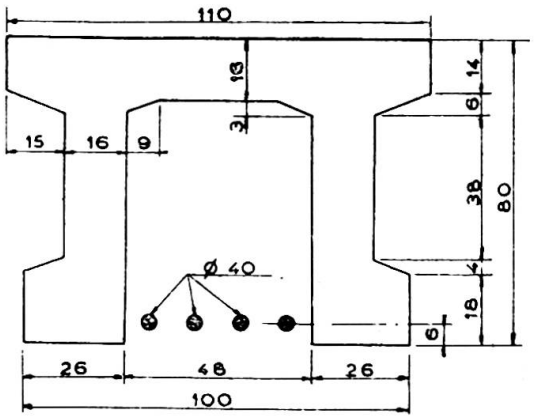


Fig. 3.

Après achèvement, l'on procéda sous le contrôle de M. le professeur Baes à divers essais de chargement de la poutre, d'abord jusqu'à la charge de service, ensuite jusqu'à l'apparition des premières fissures. La flèche mesurée sous la charge de service était de 31,5 mm ou 29,5 mm selon que les tirants étaient laissés libres sur toute leur longueur ou qu'ils étaient contraints de participer à la déformation verticale de la poutre par leur solidarisation en quatre points intermédiaires. Le module d'élasticité moyen que l'on trouve par la confrontation des flèches mesurées et calculées est de l'ordre de 520 t/cm², valeur qui confirme les résultats des essais sur prismes faits en laboratoires.

Les premières fissures apparurent au moment où la charge appliquée à la poutre atteignait 965 kg/m² soit 2,41 fois la charge de service. La flèche totale valait à ce moment 108 mm et après un quart d'heure elle avait atteint 122 mm, les fissures s'ouvrant légèrement sous charge constante.

Lors du déchargement, les fissures se refermèrent progressivement et

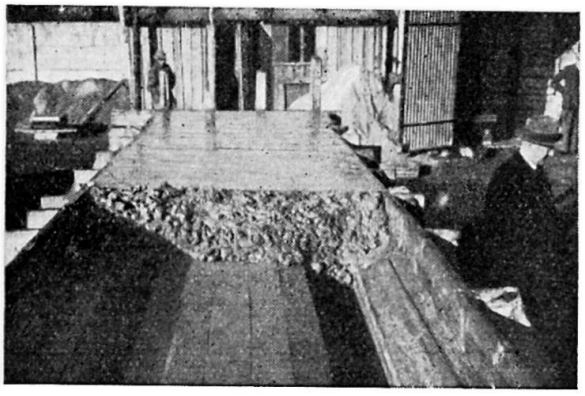
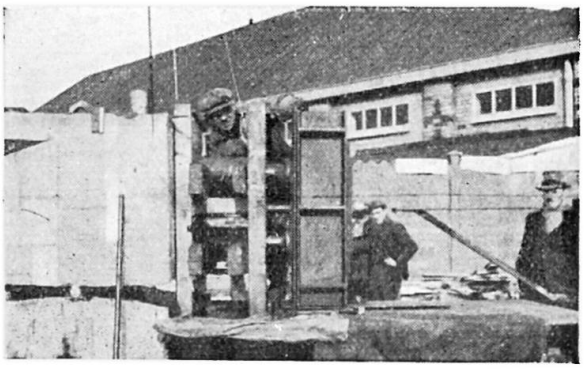


Fig. 4. Poutre expérimentale de 30 mètres de portée en cours de bétonnage.

Fig. 5. Mise en tension des tirants de la poutre expérimentale de 30 mètres de portée.



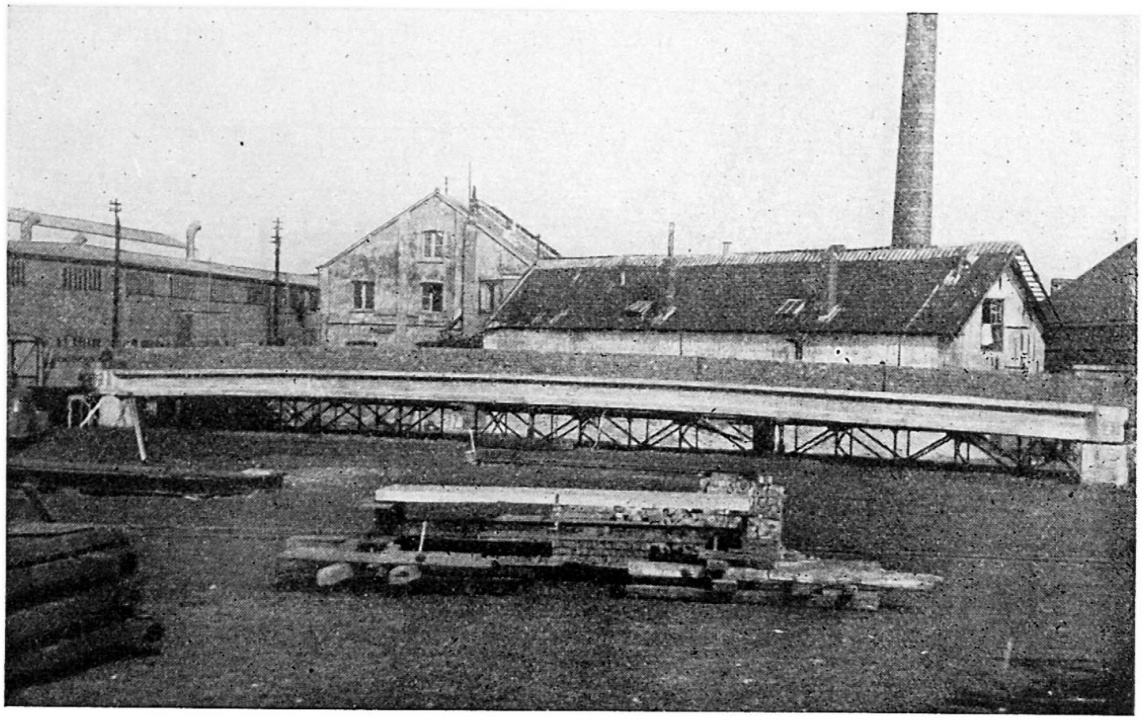


Fig. 6. Vue de la poutre chargée au double de sa charge de service.

elles avaient complètement disparu avant que la surcharge fût ramenée à sa valeur normale de 400 kg/m².

Les variations de tensions dans le béton et dans les tirants relevées au cours des essais concordent avec les données du calcul et permettent une nouvelle vérification du module d'élasticité du béton.

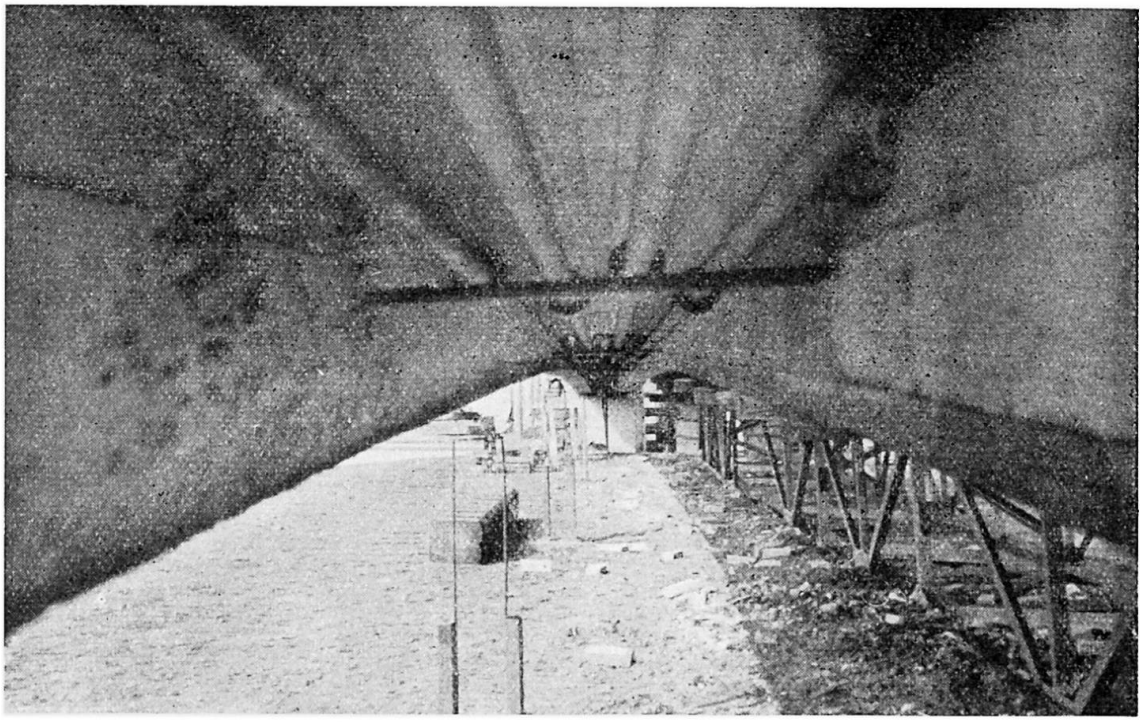


Fig. 7. Vue de la poutre par en dessous montrant les tirants métalliques.

Une série d'essais dynamiques fut ensuite effectuée par MM. les professeurs Van den Dungen et Van Eepoel. Ces essais permirent de déterminer la fréquence de la vibration propre qui fut égale à 139 oscillations par minute pour la poutre non chargée et à 101 oscillations lorsque la poutre portait la charge de service; l'on enregistra également un coefficient d'amortissement de 0,007. Il fut en outre procédé à la mesure d'effets d'impact produits par des charges roulantes constituées soit par un chariot de 7 850 kg passant à des vitesses comprises entre 1 et 2 m/sec soit par un chariot de 310 kg lancé à des

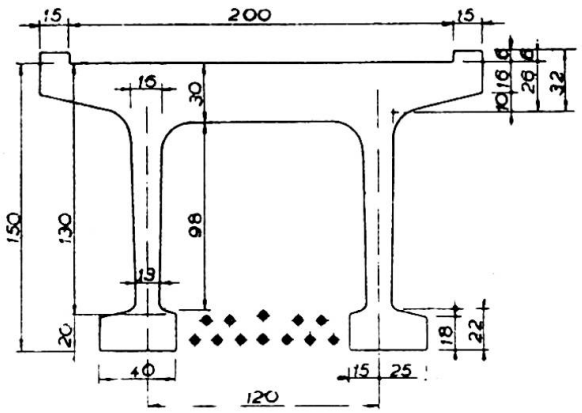
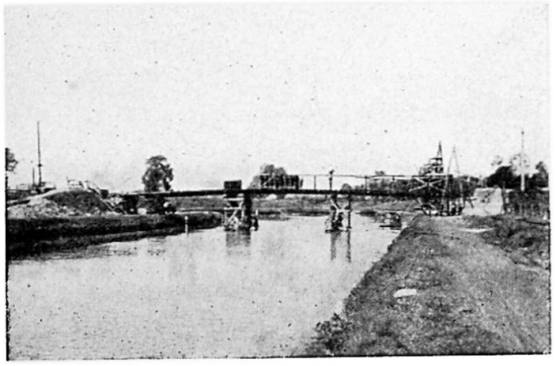


Fig. 8.



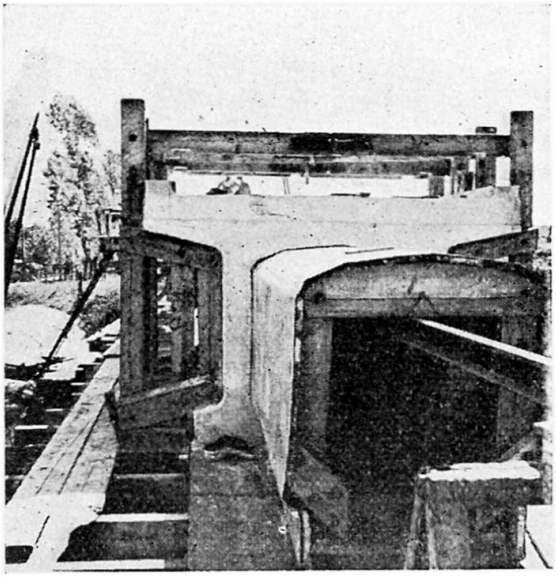
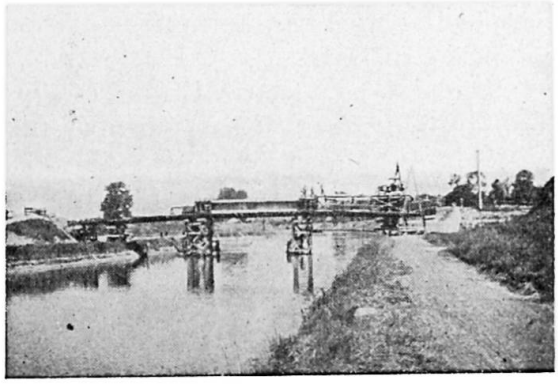
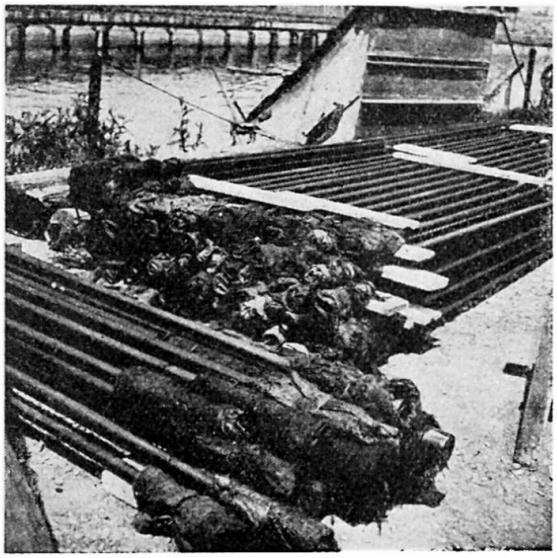


Fig. 9 à **12.** Divers stades de bétonnage de la passerelle de Malheyde.





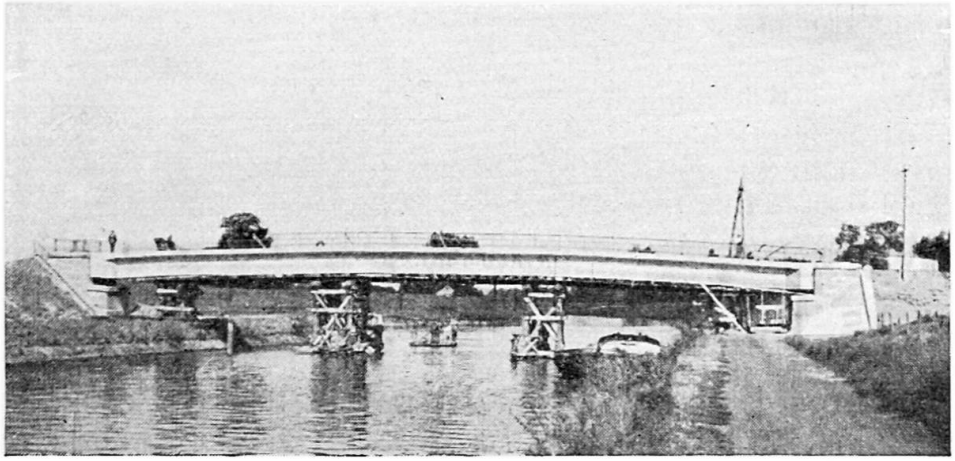


Fig. 13. Vue de la passerelle de Malheyde après bétonnage.

vitesses atteignant 8,50 m/sec et des renseignements intéressants purent en être déduits au sujet des majorations dynamiques à introduire dans les calculs.

*
* *

La deuxième poutre fut réalisée à la lumière des enseignements donnés par les essais de la poutre expérimentale. Elle constitue une passerelle de $44^{m}50$ de portée et de 2 mètres de largeur utile franchissant le canal de Bruxelles à Charleroi près de Malheyde. Ainsi que le montre la figure 8 la hauteur sous chaussée est égale à $1^{m}50$.

La poutre fut bétonnée au début de l'été 1947 sur cintre en place, au moyen de deux moules métalliques de $2^{m}10$ de longueur que l'on ripa vers les appuis au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage. La précontrainte du béton est réalisée à l'aide de 12 tirants de 40 mm. Ceux-ci sont guidés transversalement par quatre entretoises en béton solidaires de la poutre. Les tirants sont protégés contre l'oxydation par un enrobage de bandes passivantes Denso.

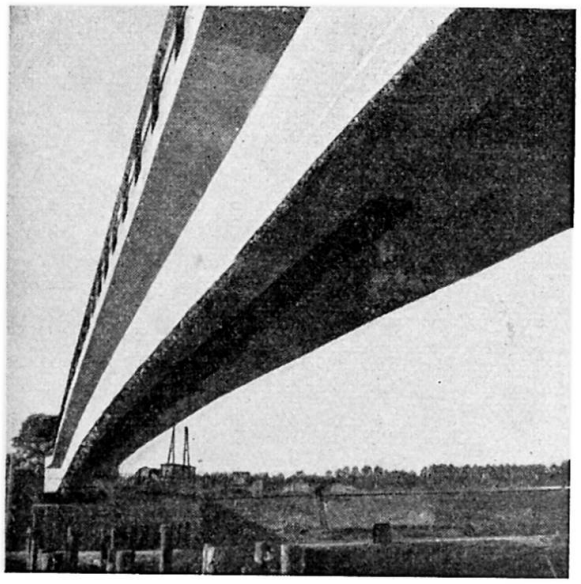


Fig. 14. Passerelle de Malheyde.

Le décintrement de la poutre eut lieu le 5 septembre 1947 et il fut aussitôt procédé aux essais statiques de la passerelle. La flèche mesurée sous la charge de service fut de 32 mm, ce qui correspond à un module d'élasticité moyen du béton de 450 t/cm². Vingt-quatre heures après le déchargement, la passerelle avait exactement repris sa position initiale.

Ces deux réalisations et les essais qui les ont accompagnées ont mis en évidence la bonne concordance entre les prévisions théoriques et les constatations expérimentales, et ont montré que le béton précontraint obéit parfaitement aux théories de la résistance des matériaux. Elles ont également

permis de mettre au point une technique nouvelle qui, ainsi que le montrent les illustrations, conduit à des ouvrages, non seulement économiques, mais aussi très satisfaisants au point de vue de l'esthétique.

Résumé

Les poutres en arc à tirant rectiligne en prétraction ont la forme d'un arc extrêmement surbaissé, dont la flèche est généralement comprise entre 1/60 et 1/90 de la portée. Ces poutres sont précontraintes au moyen d'un tirant rectiligne qui occupe, en chaque section transversale, la position la plus favorable. Dans les applications qui sont décrites, le tirant est réalisé au moyen de barres de 40 mm ∅ en acier spécial traité thermiquement. Cette technique présente, par rapport aux autres procédés, de grands avantages tant au point de vue de la sécurité qu'à celui de l'économie.

Une poutre expérimentale de 30 mètres de portée a été exécutée à la demande du Service des Canaux Houillers. La hauteur de cette poutre est de $0^{m}80$ et la flèche de l'arc est égale à 34 cm. Elle est calculée pour une charge de service de 400 kg/m² et est précontrainte par quatre tirants de 40 mm ∅. La poutre a été bétonnée en un jour. Le béton, vibré, a donné à trois mois d'âge une résistance dépassant 600 kg/cm². Les tirants ont été mis en tension au moyen de vérins hydrauliques, et différents procédés de mesure des efforts ont été employés simultanément. Au cours des essais statiques la déformation sous la charge de service fut de l'ordre de 30 mm dans la section médiane. Les premières fissures apparurent sous une charge valant 2,41 fois la charge de service; ces fissures se refermèrent dès le début du déchargement de la poutre. Des essais dynamiques ont également été effectués afin de déterminer la fréquence de la vibration propre de la poutre et l'effet d'impact d'une charge roulant sur celle-ci.

Une seconde poutre fut réalisée selon le même procédé sur le canal de Bruxelles-Charleroi, près de Malheyde. Cette poutre constitue une passerelle de $44^{m}50$ de portée et de 2 m de largeur utile. Le bétonnage a été effectué par claveaux d'environ 2 m de longueur, coulés en place. La précontrainte est réalisée au moyen de douze tirants de 40 mm ∅. Les essais de chargement statiques de la passerelle ont donné entière satisfaction et ont permis de déduire une valeur moyenne du module d'élasticité du béton égale à 450 t/cm².

Zusammenfassung

Die vorgespannten gewölbten Balkenträger mit geradlinigem Zugband haben die Gestalt eines Bogens mit sehr kleinem Pfeilverhältnis (im allgemeinen 1/60 - 1/90 der Spannweite). Diese Balken werden mittelst eines geradlinigen Zugbandes vorgespannt, das in jedem Querschnitt die günstigste Lage inne hat. In den beschriebenen Anwendungen besteht das Zugband aus Rundeisen von 40 mm Durchmesser aus thermisch behandeltem Sonderstahl. Diese Technik bietet im Vergleich zu anderen Verfahren grosse Vorzüge in wirtschaftlicher Hinsicht, wie auch in bezug auf die Sicherheit. Ein Probebalken von 30 m Spannweite wurde auf Veranlassung des Services des Canaux Houillers ausgeführt. Die Balkenhöhe

beträgt 0,80 m und der Bogenpfeil 34 cm. Er ist für eine Gebrauchslast von 400 kg/m² gerechnet und mittelst 4 Zugbänder von 40 mm Durchmesser vorgespannt. Der Balken wurde in einem Tage betoniert. Der Beton wurde vibriert und erreichte nach 3 Monaten eine Festigkeit von über 600 kg/cm². Die Zugbänder wurden mittelst hydraulischer Winden vorgespannt und verschiedene Messverfahren für die Spannungen wurden gleichzeitig angewandt. Bei den statischen Versuchen betrug die Formänderung unter Gebrauchslast ca. 30 mm im mittleren Querschnitt. Die ersten Risse erschienen unter einer 2,41 fachen Last; diese Risse schlossen sich wieder, sobald der Balken entlastet wurde. Es wurden ebenfalls dynamische Versuche unternommen, welche Aufschluss geben sollten über die Eigenschwingung des Balkens und über die Stosswirkung einer beweglichen Last.

Ein zweiter Balken wurde im gleichen Verfahren über den Canal de Bruxelles-Charleroi erstellt und dient als Fussgängersteig von 44ᵐ50 Spannweite mit einer nutzbaren Breite von 2 m. Die Betonierung wurde in Lamellen von ca. 2 m Länge vorgenommen. Die Vorspannung wird mittelst 12 Zugstangen von 40 mm Durchmesser eingeführt. Die statischen Belastungsproben des Fussgängersteges haben voll befriedigt und ergaben einen mittleren Elastizitätsmodul für den Beton von 450 t/cm².

Summary

The pre-stressed arched beams with a straight tie rod have the shape of an arch with a very low rise-span ratio (usually 1/60 to 1/90). These beams are pre-stressed by means of a straight tie rod, which in each cross section has the most advantageous position. In the cases described the tie rod consists of reinforcement bars of 40 mm diameter, made of special heat treated steel. In comparison to other processes, this technique has great advantages from an economic standpoint, and equally from a safety point of view. A test beam 30 m in length was prepared on instructions from the Service des Canaux Houillers (Coalfield Canals). The depth of the beam is 0ᵐ80 and the rise of the arch 34 cm. It is calculated for a working load of 400 kg/m² and is pre-stressed by means of 4 tie rods of 40 mm diameter. The beam was concreted in one day. The concrete was vibrated and after 3 months reached a strength of over 600 kg/cm². The tie rods were pre-stressed by means of hydraulic jacks whilst various recordings were made for the stresses. In the static trials the alteration of shape under a working load amounted to about 30 mm in the middle cross section. The first cracks appeared under a 2,41 fold load; they closed again when the load was removed. Dynamic tests were also made to elucidate oscillation of the beam and the effect of thrust from a moveable load.

A second beam over the Brussels-Charleroi canal was made on the same process and forms a footbridge having a span of 44ᵐ50 and an effective width of 2 m. Concreting was done in slabs 2 m long. The prestressing is done by means of 12 tie rods having a diameter of 40 mm. The static load tests of the footbridge were eminently satisfactory and showed an average modulus of elasticity of the concrete of 450 t/cm².

IId8

Les applications du béton précontraint en Belgique

Die Anwendungen des vorgespannten Betons in Belgien

The use of pre-stressed concrete in Belgium

G. MAGNEL
Professeur à l'Université de Gand
Membre de l'Académie Royale de Belgique

Peu de problèmes techniques éveillent en ce moment autant l'attention des ingénieurs du Génie Civil que celui du Béton Précontraint. L'idée de la précontrainte est aussi vieille que celle du béton armé, mais les ingénieurs ne sont arrivés à des résultats pratiques dans ce domaine que depuis que M. Freyssinet a montré qu'il n'y a pas de précontrainte permanente sans l'emploi d'aciers à très haute limite élastique, tendus à des tensions de l'ordre de 70 à 90 kg/mm². La raison en est que les pertes de précontrainte dues au fluage du béton et de l'acier et celles dues au retrait du béton font perdre une partie de l'effort initial, ce qui a d'autant plus d'importance relative que la tension de l'acier est plus basse.

C'est donc à M. Freyssinet que revient l'honneur d'avoir pu faire les premiers travaux pratiques en béton précontraint; il a d'ailleurs imaginé pour cela un outillage qui est d'usage général en France.

En Belgique, nous appliquons les idées de principe de M. Freyssinet, mais nous utilisons un outillage tout différent créé au cours de l'occupation de notre pays. Nous nous servons de ce qu'on appelle maintenant assez généralement le « câble sandwich » dont voici une courte description.

Les fils, de 5 ou 7 mm, sont classés dans le câble par couches de 4 et sont tenus à distance de 5 mm des voisins, grâce à des séparateurs. Aux extrémités, le câble est saisi dans des ancrages métalliques : deux couches de quatre fils chacune sont fixées à une « plaque sandwich » avec quatre clavettes fixant chacune deux fils dans des rainures en forme de trapèze prévues à cet effet, à raison de deux par face principale de la plaque.

La précontrainte se fait par un petit appareil fort léger tirant sur deux fils à la fois; dès que deux fils sont tendus, on les fixe à l'aide de la clavette correspondante.

On utilise à chaque extrémité du câble autant de plaques sandwich

superposées qu'il y a de fois huit fils dans le câble. Ces plaques sont tirées par les fils contre le béton de la poutre, mais entre elles et le béton on interpose une plaque de répartition destinée à régler la pression locale sur le béton.

Plaques sandwich, clavettes et plaques de répartition sont faites en grande série en acier coulé sans aucun usinage, et cela aussi bien pour des fils de 5 mm que pour les fils de 7 mm. L'emploi de fils de 7 mm est très économique pour les grandes poutres, car d'une part cela réduit la place occupée par les câbles et d'autre part la mise en tension d'un fil de 7 mm et sa fixation ne coûtent pas beaucoup plus que pour un fil de 5 mm.

Pour éviter que le béton ne s'introduise dans le câble, il y a deux procédés : ou bien on entoure le câble d'une gaîne étanche en tôle mince et on bétonne autour de la gaîne; ou bien on laisse un trou dans le béton et on enfile le câble après durcissement.

Dans les deux cas, pour protéger le câble contre la rouille et établir une adhérence entre les fils et le béton, nous injectons de la pâte de ciment sous pression dans les vides autour des fils.

Il n'entre pas dans notre intention de comparer ici l'outillage de M. Freyssinet avec celui que nous venons de décrire. Rien n'est définitif en béton précontraint, car cette technique est trop jeune. Disons simplement que le câble sandwich a été soumis d'abord minutieusement à des essais de laboratoire, puis à des essais de chantier et qu'il présente toute sécurité. C'est grâce à lui que les entrepreneurs belges ont pu réaliser bon nombre d'ouvrages en béton précontraint, dont certains de très grande importance.

Ce sont ces travaux que nous nous proposons de décrire brièvement dans le présent mémoire, en les classant non pas chronologiquement, mais par types de construction.

Ponts et passerelles

A. Pont de chemin de fer

La Belgique est le premier pays où on a construit un pont de chemin de fer en béton précontraint. Il s'agissait d'un pont biais à six voies parallèles; on nous a autorisés à le construire sous forme de six dalles indépendantes, chacune pour une voie; les dalles ont 20 mètres de portée. Certaines de ces dalles ont été faites en béton armé ordinaire, en admettant une tension de sécurité de 70 kg/cm² pour le béton; d'autres ont été faites en béton précontraint avec 150 kg/cm².

Voici un tableau qui donne la comparaison entre ces deux genres de dalles :

	Béton armé ordinaire	Béton précontraint
Epaisseur . . . . m	1,85	1,15
Cube de béton. . . m³	145	85
Acier doux . . . . t	26	0,7
Acier en fil. . . . t	—	5,5
Acier pour ancrages. t	—	2,6
Coût . . . . . fr.	232.000	197.000

Il suffit de consulter ce tableau pour se rendre compte des immenses avantages du béton précontraint, qui, d'autre part, présente une sécurité plus grande, surtout à la fissuration, que le béton armé ordinaire. La grande réduction d'épaisseur (0^m70 sur 1^m85) est également à noter comme étant très importante dans de multiples cas de la pratique courante.

Avant de construire ces tabliers en précontraint, on en a construit une tranche de 0^m65 de largeur, dans le but de l'essayer jusqu'à rupture. D'autre part, une série d'essais accessoires ont été faits sur le béton et l'acier mis en œuvre (essais de fluage, de retrait, de résistance, mesure des modules d'élasticité, etc.). Notre collègue M. Baes, Professeur à l'Université de Bruxelles, publiera un de ces jours un compte rendu détaillé de ces essais. Les conclusions générales qui s'en dégagent sont les suivantes :

1° On est absolument maître du calcul d'ouvrages de ce genre;

2° Les déformations mesurées sont beaucoup mieux en concordance avec celles résultant du calcul, que dans les ouvrages en béton armé ordinaire;

3° La précontrainte se fait très facilement et avec une grande précision;

4° La sécurité vis-à-vis de la fissuration du béton est de l'ordre du double de ce qu'elle est en béton armé ordinaire;

5° La sécurité vis-à-vis des charges de rupture (la poutre d'essai de 20 m s'est rompue par écrasement du béton et non par dépassement de la résistance des fils) est très élevée; la charge à appliquer à la dalle pour provoquer la rupture est de l'ordre de quatre fois la charge de service.

B. Pont-route de Zammel

C'est un petit pont de 13 mètres de portée pour 12 mètres de largeur. Il a été précontraint dans le sens transversal aussi bien que dans le sens longitudinal.

Le béton y travaille à 123 kg/cm², et les fils ont été précontraints à 85 kg/mm².

Les quantités de matériaux utilisés sont les suivantes, comparées à celles qu'il aurait fallu en béton armé ordinaire :

	Béton armé ordinaire	Béton précontraint
Béton . . . . . m³	112,5	92,5
Acier doux . . . . t	18,6	—
Aciers en fil . . . t	—	5,6
Acier pour ancrages et accessoires . . t	—	3,4

C. Pont-route d'Eecloo

C'est un pont de 20 mètres de portée pour une largeur totale de 4^m80. Il est constitué en ordre principal de deux poutres maîtresses de 1^m10 de hauteur au milieu, pour 88 cm de largeur. Dans chaque poutre, il y a huit câbles de 40 fils de 5 mm. Le béton travaille à 141 kg/cm².

D. Passerelles diverses

Plusieurs passerelles pour piétons ont été construites en béton précontraint avec des poutres de 20 à 45 mètres de portée. Les tensions admises dans le béton sont le plus souvent de 120 kg/cm²; les aciers sont tendus à 85 kg/mm².

Planchers et terrasses

A. Petits ouvrages

On a construit en Belgique une série de bâtiments d'importance secondaire, comportant des poutraisons en béton précontraint pour planchers et terrasses. On a employé généralement des poutres en double T non symétriques, précontraintes soit par des câbles situés de part et d'autre de l'âme, soit dans des trous longitudinaux laissés dans l'âme.

Quand il s'agit de terrasses, on profite le plus souvent des pentes qu'on doit donner aux toitures pour faire des poutres non entièrement rectilignes, ce qui permet de prévoir des câbles droits, ne donnant donc aucun frottement lors de la mise en précontrainte.

Les poutres sont en général fabriquées à terre et puis mises en place à l'aide de grues ou de mâts de montage. Les portées réalisées dans ces petits ouvrages sont de l'ordre de 10 à 12 mètres.

Sur les poutres en béton précontraint, on dépose alors des éléments légers en dalles préfabriquées, tant comme couverture extérieure, que comme faux plafond. Dans l'espace d'air compris entre ces deux couches dures, on met de la laine de verre, ou tout autre isolant adéquat.

B. Usine textile à six étages

On a construit à Bruxelles un bâtiment à six étages. Chaque hourdis comporte des poutres principales de 12^{m}33 de portée, réalisées en poutres continues en béton armé ordinaire; ces poutres sont espacées de 12^{m}75; elles sont munies latéralement de consoles tous les 2 mètres sur lesquelles on vient placer des poutres précontraintes fabriquées à terre. Au-dessus de ces dernières poutres, on place des dalles préfabriquées agencées de façon à ce qu'elles travaillent solidairement avec les poutres précontraintes sous l'action des surcharges.

Au moment de la mise en précontrainte, le béton travaille à 140 kg/cm² aux fibres inférieures. Sous surcharge complète, la tension de compression du béton ne dépasse pas 44 kg/cm².

C. Usine textile à Gand couvrant 35 000 m²

Le plus grand travail de bâtiment exécuté dans le monde entier en béton précontraint, est en ce moment en exécution à Gand.

Il s'agit d'une usine textile sans étage couvrant 35 000 m². La poutraison de l'immense terrasse est en béton précontraint, les éléments étant

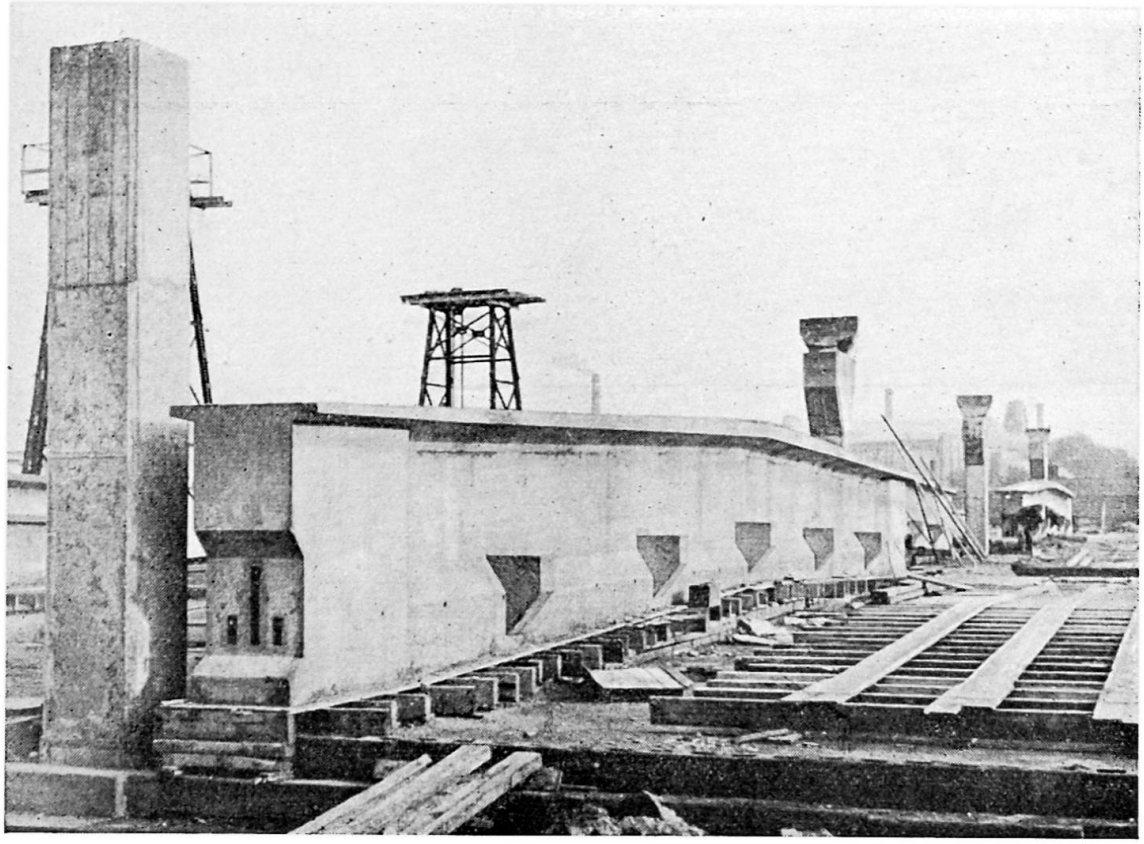


Fig. 1. Poutre utilisée pour une importante usine textile à Gand.

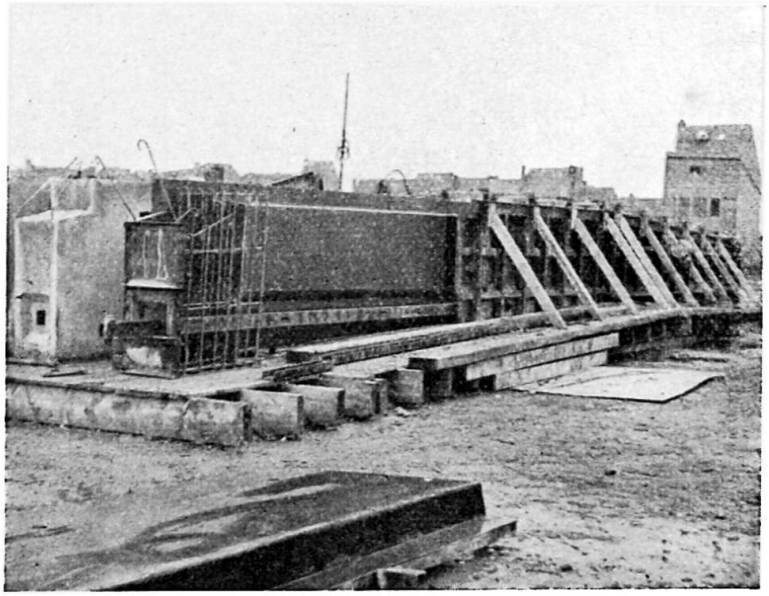
fabriqués à terre, puis montés. Les colonnes sur pieux forment un réseau à mailles de $21^{m}60 \times 14^{m}40$.

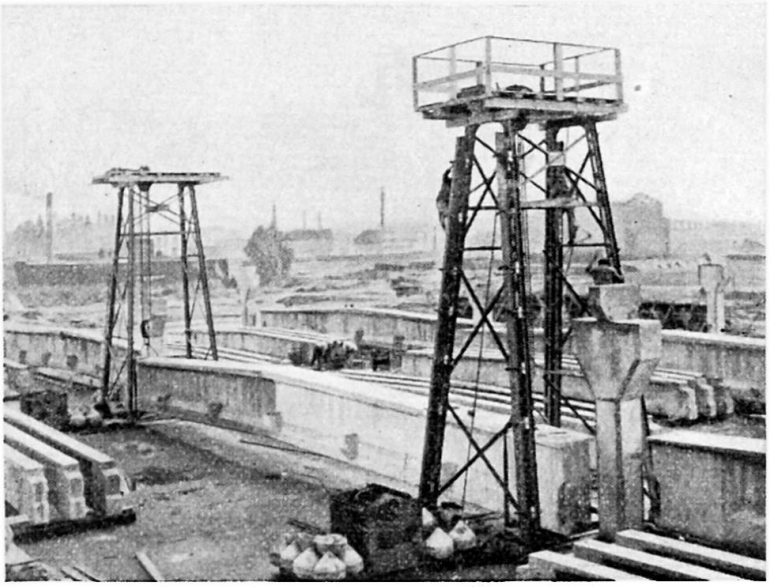
Les poutres principales de $20^{m}80$ de portée sont précontraintes et s'appuient sur des consoles bétonnées en même temps que les colonnes; elles ont une hauteur au milieu de $1^{m}75$.

De part et d'autre de leur âme de 20 cm d'épaisseur, elles portent des consoles sur lesquelles viennent reposer les poutres secondaires de $13^{m}70$ de portée théorique; celles-ci sont également précontraintes et ont une hauteur de $1^{m}00$ avec une âme de seulement 10 cm d'épaisseur; elles sont distantes d'axe en axe de $3^{m}60$.

Ces poutres secondaires portent tous les mètres environ des poutres tertiaires de $3^{m}60$ de largeur, faites en grande série en béton armé ordinaire; elles sont en forme de double T, ce qui permet d'y poser des dalles préfabriquées comme couverture extérieure et d'autres dalles préfabriquées comme faux plafond; entre ces deux dalles l'espace est rempli par une matière formant isolant thermique.

C'est une structure fort élégante et économique exécutée sans avoir recours à aucun bois de coffrage. Les poutres faites dans des moules métalliques sont particulièrement soignées; cela est économique étant donné que le nombre de poutres principales à construire est de l'ordre de cent et le nombre de poutres secondaires de l'ordre de six cents. Les poutres tertiaires auraient pu être faites en béton Hoyer, basé sur l'adhérence, mais nous n'avons pas en ce moment en Belgique de fabrique qui soit équipée pour ce genre de fabrication en série.





Les tensions de compression dans les poutres sont les suivantes :

a) Pour les poutres principales :

127 kg/cm² au moment de la précontrainte,

110 kg/cm² à la longue sous surcharge complète.

b) Pour les poutres secondaires :

90 kg/cm² au moment de la précontrainte,

78 kg/cm² à la longue sous charge complète.

Lors de la mise en précontrainte, les aciers sont tendus à 100 kg/mm².

Les figures 1, 2, 3 et 4 donnent quelques vues du chantier.

Les poutres principales sont bétonnées à côté des colonnes sur lesquelles elles doivent prendre appui; chaque poutre pèse environ 40 tonnes; elles sont montées grâce à deux châssis métalliques de montage, portant un palan de 20 tonnes; ce palan une fois la poutre montée, peut rouler

Fig. 2 à **4.** Chantier pour la construction d'une importante usine textile à Gand.

transversalement par rapport à la poutre, de façon à l'amener exactement au-dessus de sa position définitive.

Les poutres secondaires sont déplacées à l'aide d'une grue sur chenilles.

Les poutres sont toutes à câbles restilignes, ce qui a l'avantage de permettre de laisser dans le béton des trous pour le passage des câbles grâce à un mandrin métallique, placé dans le coffrage et retiré à l'aide d'un cabestan une heure après le bétonnage.

Bâtiments industriels

A. Silos à ciment

Il a été construit à Tournai quatre cellules pouvant renfermer chacune 1 000 tonnes de ciment.

Les fûts sont en béton précontraint; leur diamètre extérieur est de 8 mètres et leur hauteur $16^{m}72$.

Les parois sont composées de claveaux préfabriqués ayant 12 cm d'épaisseur, 45 cm de hauteur et 50 cm de longueur. Ces claveaux sont superposés pour former des anneaux avec interposition de mortier dans les joints.

Des rainures prévues dans les claveaux sur leur face extérieure permettent le placement de fils de 5 mm; ces cerces en fil sont précontraintes par un appareil spécial fort simple.

La condition qu'on s'est imposée est de créer une compression suffisante dans les anneaux afin que, le silo étant chargé, il reste une compression d'au moins 4 kg/cm² dans le béton.

Les fils ont été maintenus pendant deux minutes à la tension de 105 kg/mm², puis relâchés et fixés à 92 kg/mm².

Le frottement des fils contre le béton fait évidemment perdre ici une bonne partie de la précontrainte; pour diminuer cette perte le plus possible, on a décalé les joints entre deux cerces successives de 90°.

B. Hangars pour avions avec poutres de 50 m de portée

Ce sont les plus grandes portées réalisées jusqu'ici dans le bâtiment avec le béton précontraint.

Il s'agissait de construire quatre hangars comportant chacun quatre poutres de 50 m de portée, distantes d'axe en axe de 10 m.

Les poutres sont en forme de caisson avec parois latérales de 16 cm d'épaisseur; elles ont en leur milieu une hauteur totale de $2^{m}50$, soit un vingtième de la portée. Chaque poutre pèse environ 270 tonnes.

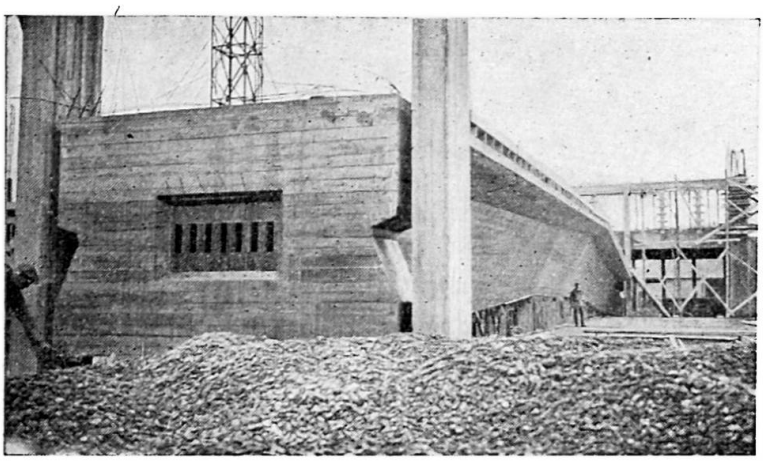
Les quantités de matériaux sont par poutre : 112 m³ de béton; 6,6 t de câbles; 6,0 t d'acier doux.

Les câbles sont rectilignes grâce au fait que les poutres ont la forme d'un V très ouvert et renversé; cela donne automatiquement les pentes pour l'écoulement des eaux. Dans chaque poutre il y a 7 câbles comportant en tout 424 fils 7 mm.

C'est le premier ouvrage en précontraint où l'on se sert de fils de 7 mm; la Belgique est, pensons-nous, le seul pays fabriquant de tels fils en ce moment.

Les poutres sont bétonnées et précontraintes à terre, exactement en dessous de leur emplacement final, c'est-à-dire entre les quatre colonnes (deux à chaque extrémité), sur lesquelles elles doivent finalement prendre appui par un dispositif spécial qui est monté une fois que la poutre est à sa hauteur définitive. La levée de la poutre se fait avec des vérins par reprises successives.

Le béton mis en œuvre donne à 28 jours une résistance sur cubes de 20 cm de côté de l'ordre de 470 kg/cm². Le projet est fait en prenant comme tensions de sécurité 140 kg/cm² pour le béton et 85 kg/mm² pour les fils.



Ce travail a été obtenu en adjudication publique en concurrence contre le béton armé ordinaire et la charpente métallique.

La solution, outre qu'elle est économique, est aussi élégante en ce que les hangars s'élèvent le moins haut possible, ce qui est de toute première importance sur un grand champ d'aviation. Les figures 5 et 6 donnent des vues du chantier.

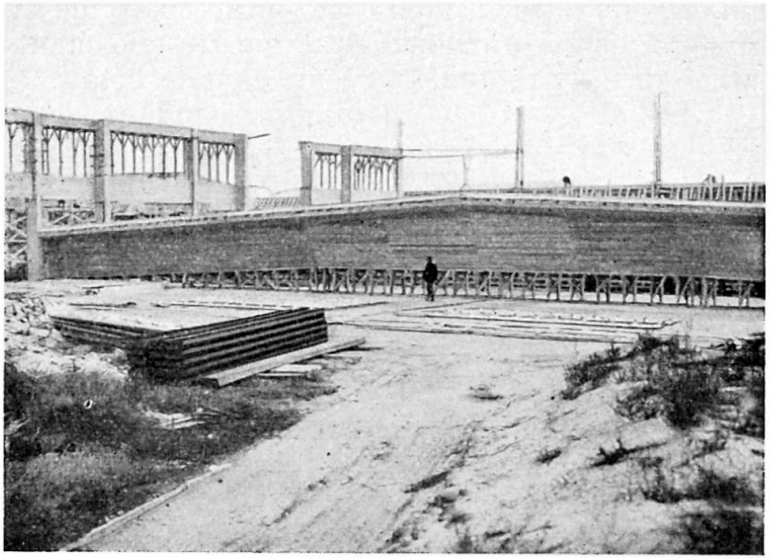


Fig. 5 et **6.** Chantier pour la construction d'un hangar d'aviation avec poutres de 50 mètres de portée.

C. Ouvrages divers

Nous ne pouvons que signaler ici la construction d'une tour d'extinction; d'un château d'eau, etc.

Applications diverses

A. Reprise en sous-œuvre

L'emploi du béton précontraint est particulièrement précieux dans les travaux de reprise en sous-œuvre.

Supposons qu'on doive démolir la partie inférieure d'un mur, dont la partie conservée est en mauvais état, et ce dans le but par exemple de réunir en une seule, deux salles séparées par le mur à démolir.

On n'a qu'à pratiquer dans le mur un premier trou de dimensions assez réduites pour ne pas compromettre la stabilité; dès que cela est fait, on remplace la maçonnerie enlevée par du béton, dans lequel on laisse des tubes horizontaux en tôle mince; puis on pratique un autre trou de dimensions réduites, on le remplit aussi de béton dans lequel on met des tubes se plaçant en ligne avec ceux du premier bloc. Si on procède ainsi de proche en proche, on finit par obtenir un prisme en béton remplaçant un certain volume de maçonnerie. Ce prisme n'est pas armé, mais simplement muni de tubes longitudinaux. On enfilera alors des câbles en fils de 5 mm dans ces tubes et on fera la précontrainte de l'ensemble.

Dès ce moment, on a une poutre en béton précontraint et plus rien ne s'oppose à ce qu'on démolisse carrément la maçonnerie en dessous de cette poutre; on doit évidemment lui laisser des appuis suffisants.

La plus belle application de ce système a été faite au relèvement des tours du Pont des Trous à Tournai.

Il s'agit pour une des tours médiévales, de la relever de $2^{m}40$; la partie à soulever pèse 2 800 tonnes.

On y a construit vers le bas deux grilles en béton précontraint; chaque grille est composée de deux séries à angle droit de poutres parallèles. Les deux grilles sont distantes de 20 cm.

Dans la grille supérieure se trouvent emprisonnés 26 vérins de 150 tonnes chacun, dont les pistons sortent vers le bas et posent par l'intermédiaire d'une plaque de répartition articulée sur le béton de la grille inférieure.

Une salle des machines est installée dans la tour; elle comprend deux pompes à moteur et toute la canalisation d'huile avec ses robinets et manomètres; on peut ainsi isoler chaque vérin et également agir par un robinet unique sur les groupes de vérins.

Le soulèvement se fait par 20 cm à la fois; après chaque opération on fait reposer la tour sur des empilements de dalles en béton; cela permet de relever les pistons des vérins en dessous desquels on place également les empilements de dalles en béton; l'opération suivante peut ainsi recommencer.

Sans l'emploi de béton précontraint, ce travail n'aurait été que difficilement réalisable.

B. Divers

Nous ne faisons que signaler des pilots en béton précontraint, des tuyaux précontraints et des traverses de chemin de fer.

Conclusions

Le rapide coup d'œil que nous venons de jeter sur les applications du béton précontraint en Belgique, montre qu'elles sont à la fois diverses et importantes. Les entrepreneurs belges ont compris toutes les ressources de cette nouvelle technique, qui a certainement un bel avenir.

Résumé

L'auteur commence par expliquer le système de béton précontraint employé en Belgique. Il est caractérisé par l'emploi d'un câble, le *câble sandwich*, avec fils classés, fixés à leurs extrémités à l'aide de clavettes dans des rainures prévues dans des plaques en acier.

La précontrainte se fait par traction sur seulement deux fils à la fois. Ce système permet de faire des câbles de n'importe quelle puissance, en fils de 5 ou en fils de 7 mm.

Il passe ensuite en revue les applications multiples et diverses faites en Belgique, parmi lesquelles il y a surtout à retenir la construction d'une usine textile à Gand, couvrant 35 000 m², la construction de hangars pour avions avec des poutres de 50 m de portée et des travaux de reprise en sous-œuvre d'une importance exceptionnelle.

Zusammenfassung

Der Verfasser fängt an mit einer Beschreibung des Spannbetonsystems, wie dieses in Belgien angewendet wird. Letzteres ist gekennzeichnet durch die Verwendung eines Kabels, *Sandwichkabel* genannt, dessen vorgängig verteilte Saiten in die in Stahlplatten dazu angebrachten Nuten mittels Stahlkeile an ihren äussersten Enden festgeklammert sind.

Die Vorspannung geschieht durch gleichzeitiges Ziehen an nur je zwei Saiten. Dieses System erlaubt die Anfertigung von Kabeln beliebiger Tragkraft und mit Saiten von entweder 5 oder 7 mm Durchmesser.

Der Verfasser gibt weiter einen kurzen Ueberblick über die zahlreichen und verschiedenen Anwendungen dieses Systems in Belgien; insbesondere müssen dabei eine Textilfabrik in Gent, die 35 000 m² umfasst, vier Flugzeughallen mit Balken von 50 m Spannweite und ganz bedeutende Unterfangungsarbeiten erwähnt werden.

Summary

The author first gives a description of the pre-stressing system, as used in Belgium. This system is characterized by the use of a cable, called a *sandwich cable*, of which the wires, placed in a predetermined order and fixed at their ends by means of steel wedges, ends in grooves provided in steel plates.

The pre-stressing is done by simultaneous pulling on only two wires. This system permits the manufacture of cables of any desired carrying capacity with wires of either 5 or 7 mm diameter.

The author then gives a short survey of the many and diverse uses of this system in Belgium; in particular, mention must be made of a textile works in Ghent covering an area of 35 000 m², four aviation hangars with beams covering a span of 50 m (164 ft) and some very important under pinning works.

IId9

Ouvrages en béton précontraint destinés à contenir ou à retenir des liquides

Anwendungen des vorgespannten Betons bei Flüssigkeitsbehälter und Staumauern

Structures of pre-stressed concrete erected to contain or retain liquids

E. FREYSSINET
Paris

Le béton précontraint donne des parois comprimées en toutes directions, par suite nécessairememnt exemptes de fissures, étanches d'emblée si on a réalisé des bétons de bonne qualité, faciles à colmater, même dans le cas de bétons très défectueux.

Cette propriété du béton précontraint a été ou peut être utilisée principalement pour exécuter :

Des tuyaux de toute nature et pour toutes pressions;
Des réservoirs ou cuves;
Des barrages de régulation;
Des barrages de retenue;
Des revêtements de puits, tunnels;
Des revêtements de formes de radoub, de docks ou d'écluses;
Des engins flottants, caissons de toutes tailles et formes, docks flottants, pontons ou navires.

Le volume du sujet est considérable et dépasse le cadre d'une communication. Il ne sera donc traité ici que très superficiellemment.

Tuyaux

L'idée de précontraindre des tuyaux transversalement est très ancienne; elle dérive directement de l'habitude de fretter les tonneaux et les tuyaux en bois et se trouve être bien antérieure à l'énoncé général du principe de précontrainte. En effet, alors que le premier énoncé de caractère public

du principe de précontrainte, remonte à 1928, l'Autrichien von Emperger avait, dès les premières années du siècle, réalisé des tuyaux précomprimés transversalement au moyen de fils enroulés sous forte tension sur des noyaux de béton moulés d'avance.

Ce procédé oblige à dépenser dans un frein un travail mécanique supérieur au produit de la longueur initiale du fil par la tension; le travail utile n'étant que le demi-produit de l'allongement du fil par la tension; de plus, il soumet les noyaux, au cours de l'enroulement des fils, à des cisaillements temporaires importants en raison de la différence de déformation entre les parties comprimées et non comprimées des noyaux.

On a cherché à remédier à ces difficultés grâce au vieux procédé du frettage à chaud; soit sous la forme classique de frettes fermées, agrandies par chauffage avant pose; soit sous la forme plus récente de l'enroulement continu et uniforme d'un fil chauffé de manière continue et uniforme.

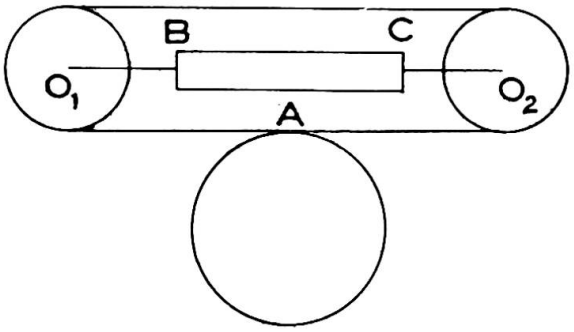


Fig. 1.

J'ai donné moi-même au problème de l'enroulement des frettes sous tension, une solution qui évite de dépenser dans un frein une quantité d'énergie supérieure à cent fois l'énergie utile. Ce moyen consiste à enrouler le fil sur le noyau, sous très faible tension; puis on attache le fil à ses deux extrémités, après formation à l'une d'elles d'une boucle dont les deux brins se croisent en A (fig. 1).

On sollicite la boucle par un vérin BC agissant sur les axes de deux poulies folles O_1, O_2, de manière à tendre le fil qui la constitue, au taux $\frac{T}{n}$, T étant la tension finale souhaitée, n un nombre quelconque. Le fil au voisinage de A est tendu, à $\frac{T}{n}$.

On fait tourner le tuyau; le point A décrit tout le fil qui est ainsi tendu à $\frac{T}{n}$, sur toute sa longueur. On fixe le fil au béton, provisoirement, en amont de la boucle; on le raccourcit pour ramener la boucle à sa longueur primitive; on fixe alors le fil à l'aval de la boucle, puis on fait tourner le tuyau en sens inverse. Après n opérations, le fil est tendu à la tension T. On peut donner à n toutes valeurs à partir de l'unité, ce qui limite à toute valeur fixée d'avance le cisaillement des noyaux.

Ce procédé a été employé en Algérie, à l'usine de l'Oued Fodda pour porter de 18 à 40 kg la pression d'épreuve de tuyaux obtenus par un procédé que je décrirai plus loin.

Quel que soit le procédé employé, les tuyaux obtenus par frettage d'un noyau préfabriqué avaient deux défauts qui ont empêché leur développement industriel.

Il faut protéger le fil enroulé par un enduit. En raison de la déformation lente des bétons du noyau précontraint celui-ci diminue de diamètre peu à peu, et tend à se séparer de l'enduit qui est comprimé selon la tangente au cercle et sollicité par une traction selon le rayon.

Il est très difficile d'empêcher ce décollement. L'ingéniosité des chercheurs s'est employée à trouver des systèmes de revêtement aussi adhérents que possible. L'expérience seule pourra dire dans quelle mesure ils ont réussi.

Mais les tuyaux formés de noyaux frettés ont un défaut plus grave encore : c'est leur aptitude à se fissurer transversalement sous les causes diverses : vidanges successives, variations de température, tassements du sol, etc.

Depuis peu, on obtient de bons tuyaux en supprimant ce défaut par l'emploi de noyaux précontraints longitudinalement, lors de leur fabrication, par mise en tension d'armatures longitudinales. D'importantes séries de tuyaux vont être exécutées en Algérie par ce procédé sous licence de mes brevets.

Pour quiconque a une fois compris le principe de précontrainte tel que je l'ai énoncé dans mes brevets et publications, cette solution est évidente. L'industrie des tuyaux frettés l'a cependant attendue pendant près d'un tiers de siècle. Rien ne démontre mieux cette vérité, qu'autant il est facile de tirer d'un principe général clairement formulé des conséquences pratiques, autant il est difficile de parcourir le chemin en sens inverse et de remonter de faits connus par tradition, même anciens, nombreux et importants, à leur principe commun.

Aucun des hommes, dont plusieurs de premier ordre et fort ingénieux, dont l'effort, pendant de nombreuses années, n'a cessé d'être centré sur l'utilisation de forces de précontrainte créées par des frettes, et sur la mise au point du très difficile problème de la mise en tension des armatures transversales des tuyaux, n'a été capable de séparer la notion abstraite de précontrainte de sa réalisation traditionnelle par frettage sous tension, et de l'étendre aux génératrices.

Et pendant trente ans, l'industrie du tuyau par noyaux frettés a végété, d'échecs en échecs, jusqu'à la révélation du principe général de précontrainte que je lui ai apportée vers 1935. Elle en a alors fait l'application aussitôt et sans difficulté.

Je ne me suis pas attaché à la réalisation de tuyaux par noyaux frettés, sinon pour renforcer de petites séries de tuyaux à pressions de service exceptionnellement élevées, parce que dès 1933, j'avais imaginé un procédé de fabrication de tuyaux doublement précontraints coulés en une seule fois. Ce procédé a reçu d'importantes applications, suspendues par la guerre, mais qui, je l'espère, vont bientôt reprendre; l'interruption a d'ailleurs été utilisée pour réaliser d'importants perfectionnements du matériel.

Le système, mis au point dans une usine d'essai à Paris, en 1934, a été utilisé d'abord en Algérie à partir de 1935, puis en Allemagne à partir de 1939. Les tuyaux sont coulés en une seule fois, en béton de très haute qualité, dont la résistance dépasse parfois 1 200 kg/cm^2. Ce coulage est fait verticalement dans un moule qui comprend, comme tout moule à tuyaux coulés, un mandrin central et une coquille extérieure. Mais ici ces moules sont construits de manière à être extensibles à volonté, tout en étant capables de résister à de très fortes pressions internes (fig. 2 et 3).

Essentiellement, le mandrin central est constitué par un noyau étanche solide et aussi léger que possible, qui, dans les usines existantes, est en acier forgé d'épaisseur à peu près moitié de celle des tuyaux à réaliser. Il est entouré d'une chemise en caoutchouc, raccordée au noyau de façon à permettre l'envoi d'eau sous pression connue et variable, entre cette che-

mise et le manchon. Cette chemise doit être protégée par un revêtement métallique extensible.

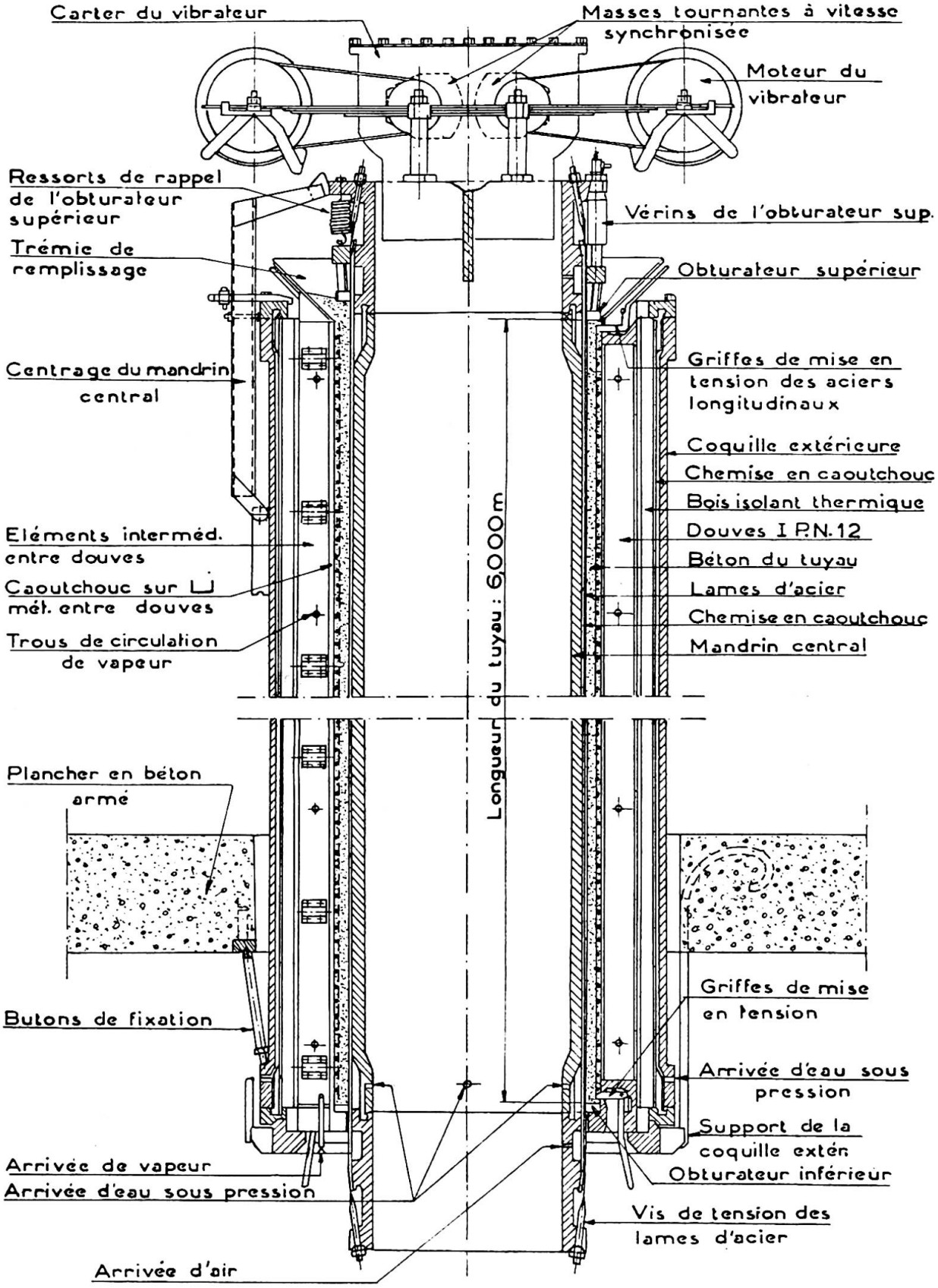


Fig. 2. Coupe diamétrale d'un moule.

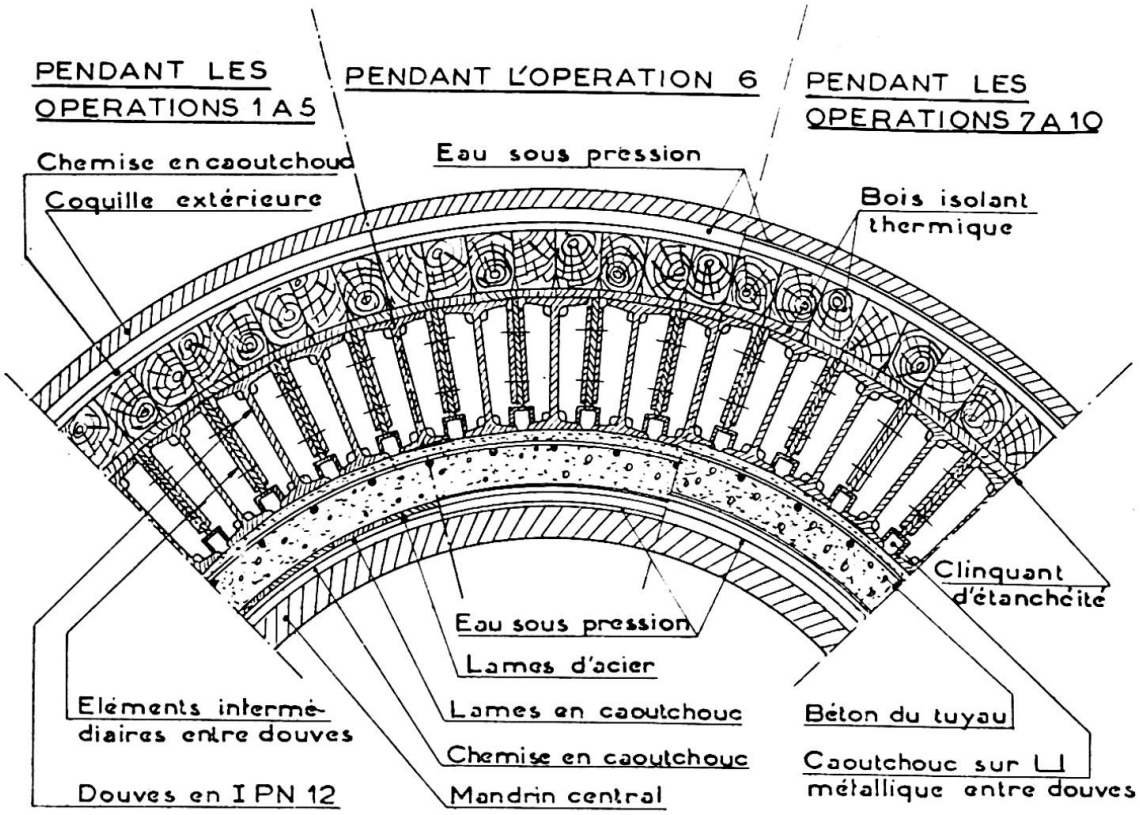


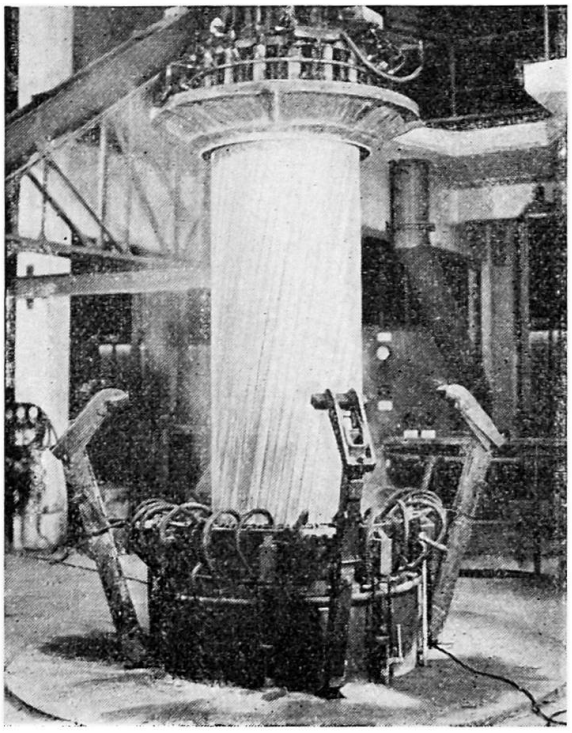
Fig. 3. Exposé du fonctionnement d'un moule :

1. – Mise en pression de la chemise extérieure en caoutchouc produisant le serrage des douves suivant le plus petit diamètre;
2. – Mise en place de la carcasse constituant l'armature et mise en tension des aciers longitudinaux;
3. – Mise en place du mandrin central;
4. – Mise en place du béton et vibration;
5. – Fermeture de l'obturateur supérieur;
6. – Essorage du béton par mise en pression progressive de la chemise en caoutchouc du mandrin intérieur;
7. – Agrandissement du diamètre et mise en tension des armatures transversales par augmentation de pression dans la chemise du mandrin intérieur;
8. – Introduction de vapeur entre les douves métalliques pour le chauffage du béton;
9. – Enlèvement des griffes de mise en tension des aciers longitudinaux;
10. – Enlèvement simultané de la pression dans les deux chemises pour le démoulage;
11. – Enlèvement du mandrin central;
12. – Enlèvement du tuyau terminé.

Le revêtement que j'ai imaginé et qui, dès les premiers essais, s'est révélé parfait, est constitué par deux couches de lames minces en acier inoxydable, de largeur un peu inférieure à l'épaisseur des tuyaux, presque jointives, enroulées en hélice à pas très long (inclinaison sur les génératrices environ 1/5), l'une à droite, l'autre à gauche, séparées par une nappe en caoutchouc, et fortement tendues (fig. 4).

Quand on gonfle l'espace tubulaire noyau-chemise, ces lames prennent un allongement élastique unitaire égal au 1/25 de celui du diamètre de l'enveloppe. Ce dernier peut donc atteindre 2 ou 3 %, sans que les lames en acier dur sortent de leur domaine de travail élastique; elles exercent une pression uniforme sur le mandrin, ce qui assure sa vidange. Elles prennent une forme exactement cylindrique et de plus elles transmettent les vibrations longitudinales du noyau au béton, ce que ne ferait pas une simple chemise de caoutchouc.

La construction du moule extérieur est plus difficile et ceux qui



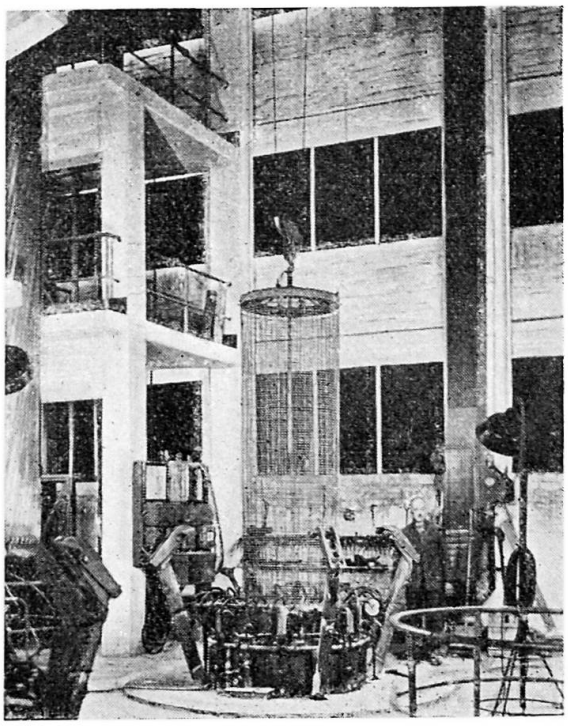
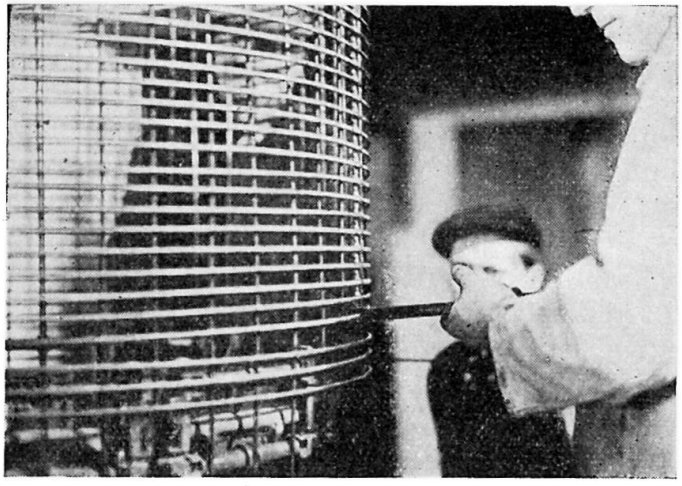
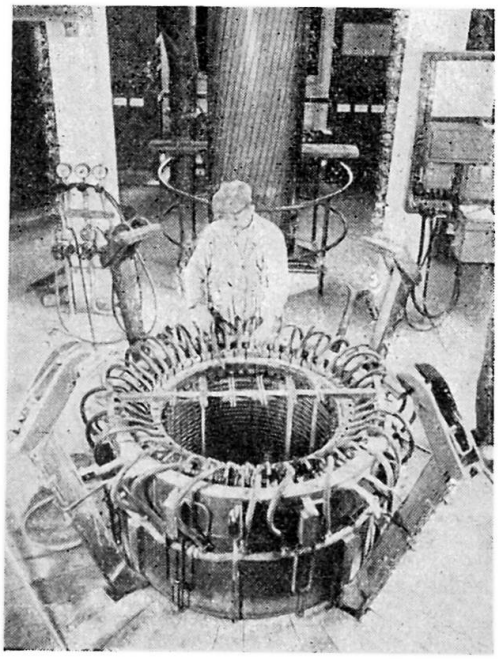


Fig. 4 et **5.** Fabrication de conduites forcées pour l'Oued-Fodda.

existent aussi bien en Algérie qu'en Allemagne sont susceptibles de perfectionnement, bien qu'ils aient donné de bons résultats industriels dans leur première forme. Ils sont constitués par une série de douves métalliques comportant des éléments solides à section trapézoïdale, d'épaisseur selon le périmètre, un peu inférieure à celle des tuyaux à fabriquer; et selon le rayon du double environ de cette épaisseur; une pression extérieure qui atteint plusieurs dizaines de kg/cm², exercée entre une coquille

Fig. 6 et **7.** Fabrication de conduites forcées pour l'Oued-Fodda.





métallique extérieure en acier, tôle ou béton fretté, et une chemise en caoutchouc, assemble ces douves en un anneau unique, rond et très solide.

On a ménagé entre ces douves du côté béton :

1° Des joints d'épaisseur très faible mais variable et réglable, par lesquels on peut évacuer les excès d'eau du béton;

2° Des canaux d'évacuation de cette eau;

3° Des canaux de chauffage à l'eau chaude ou à la vapeur.

En prenant appui soit sur les éléments du moule extérieur, soit dans les modèles plus récents, sur le mandrin intérieur, on tend les armatures longitudinales par des moyens dont le détail est sans intérêt, l'expérience ayant prouvé que tout ancrage de ces armatures autre que l'adhérence est inutile. Les armatures ainsi tendues, maintiennent en place les armatures transversales non tendues, formées d'une ou plusieurs spires hélicoïdales en fil d'acier dur, étiré ou laminé, simplement enroulées et accrochées aux génératrices (fig. 5 et 6). Pour cela, le mandrin intérieur est placé hors du moule.

Le mandrin intérieur et les armatures étant en place, à l'intérieur du moule extérieur (fig. 7), l'intervalle entre les deux moules étant fermé en bas par un organe extensible, on coule du béton relativement fluide dans cet espace annulaire, en provoquant une vibration très énergique mais exclusivement longitudinale du mandrin central.

Dans une telle vibration, les accélérations verticales étant variables de $-ng$ à $+ng$, on a jugé utile d'atteindre pour n les plus fortes valeurs possibles, de préférence 4 ou 5 unités pour des fréquences de l'ordre de 3 000. Certains mandrins intérieurs utilisés en Algérie, pour tuyaux de $1^{m}40$ intérieur, pesant plus de 12 000 kg, cela posait le problème de la construction de vibrateurs capables de $\pm$ 50 000 kg d'efforts verticaux, strictement unidirectionnels.

Beaucoup de solutions d'un tel problème sont possibles; mais, ne voulant pas perdre trop de temps en recherches, je m'en suis tenu à l'emploi de vibrateurs à masses tournantes, avec lesquels on peut aisément obtenir des vibrations unidirectionnelles en les associant deux par deux, en additionnant leurs composantes verticales et en opposant les composantes horizontales, par des moyens mécaniques ou électriques faciles à réaliser. Mais la consommation d'énergie dans les paliers, pour une masse tournante, augmente comme le produit de la force centrifuge réalisée, par sa racine cubique.

En passant sans précaution des quelques centaines de kilos des vibrateurs ususels à 50 000 kg, on risque de créer des monstres mécaniques horriblement lourds, encombrants, gaspilleurs d'énergie. Pour éviter cet écueil, j'ai conçu mes vibrateurs comme une association de vibrateurs petits et nombreux.

Les vibrateurs de l'usine de l'Oued Fodda associent 20 vibrateurs tournant à droite à 20 tournant à gauche; les efforts sont transmis par 80 roulements à aiguilles de 25 mm de diamètre seulement, grâce à quoi leur encombrement est resté modéré; leur consommation d'énergie variable, comme pour tout vibrateur, avec les conditions de liaison du vibrateur avec la masse à vibrer et le reste du monde extérieur restant comprise entre 20 et 40 chevaux.

Ces vibrateurs, à 3 000 périodes (il y aurait sans doute intérêt à augmenter cette fréquence choisie surtout pour des raisons de commodité de réalisation) sont simplement boulonnés sur le sommet du man-

drin, supporté élastiquement, et lui transmettent des accélérations pratiquement constantes du haut en bas du moule; que les lames hélicoïdales retransmettent au béton par frottement. (Dans de nouveaux moules, la vibration s'étendra aux fonds et aux armatures.) L'action des vibrateurs provoque un remplissage des moules quasi instantané, les débits de béton dépassant pour les tuyaux de 1^m40, un mètre cube par minute; puis un tassement du béton et un rassemblement d'une partie de l'eau en excès à la partie supérieure. On évacue cette eau en comprimant le béton avec l'organe de clôture supérieure des moules, actionné par des vérins hydrauliques. Dans les nouveaux moules, ces pressions pourront atteindre de très grandes valeurs et s'exercer en même temps que la vibration. Les vérins étant immobilisés par fermeture des arrivées d'eau, le moule se trouve clos.

La situation est alors la suivante. L'enveloppe déformable du mandrin intérieur est au contact de celui-ci. Les armatures sont enrobées de béton bien vibré uniformément sur toute sa hauteur et qui a déjà abandonné une partie de son excès d'eau. Les douves formant le moule extérieur sont fortement serrées entre elles par une pression de l'ordre de 20 à 100 kg/cm² selon les cas.

L'espace annulaire est clos en haut et en bas par un organe déformable en diamètre, fixe en hauteur.

On établit alors une pression hydraulique entre le noyau du mandrin intérieur et sa chemise, et on la fait croître progressivement. Cette pression, à part une fraction de l'ordre du kilo, absorbée par les lames hélicoïdales, entrebâille les joints des douves et se transmettant au béton préalablement vibré, l'oblige à perdre ses excès d'eau de gâchage, au point d'abaisser son $\frac{e}{c}$ de 0,45 à 0,30 par exemple.

Les nouveaux matériels à l'étude permettront de vibrer sous pression, de faire varier à volonté l'ouverture des joints et ainsi d'abaisser encore ces valeurs de $\frac{e}{c}$. On peut d'ailleurs attendre pour évacuer l'excès d'eau. L'eau ainsi évacuée est d'ailleurs rigoureusement claire et propre; aucune particule solide n'est entraînée. Par l'expulsion de son excès d'eau, le béton acquiert un coefficient de frottement interne élevé. Comme il est soumis à une pression en tous sens de l'ordre de 30 à 70 kg suivant les types de moule, il possède d'après le théorème des états correspondants de M. Caquot les propriétés mécaniques d'un béton dur.

Cet état du béton étant obtenu, on accroît la pression dans le mandrin intérieur, en la maintenant fixe dans le moule extérieur. On constate alors *une augmentation de diamètre du moule extérieur accompagnée d'une augmentation de diamètre égale des armatures transversales* qui se trouvent ainsi tendues à un taux qui peut être connu tant par la différence des pressions intérieure et extérieure que par l'augmentation du diamètre du moule. En même temps, on chauffe le moule avec de la vapeur à 100° (dans les nouveaux moules, de l'eau chaude).

On sait par mes publications antérieures, que le béton vibré et comprimé, donc très compact, supporte parfaitement l'action de la vapeur à 100° et durcit très rapidement sous son action dans un délai extrêmement bref.

Le procédé a été appliqué en Algérie pour les distributions d'eau de l'Oued Fodda, pour des tuyaux de 1^m00, 1^m20, 1^m40 de diamètre intérieur, avec pressions d'essai variables de 6 à 18 kg (fig. 8 et 9). Chaque tuyau

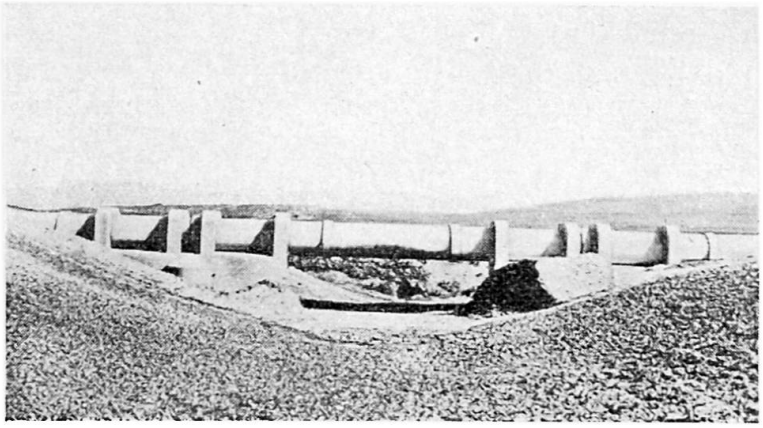


Fig. 8. Tuyau-poutre de 18 mètres utilisé pour les conduites forcées de l'Oued-Fodda.

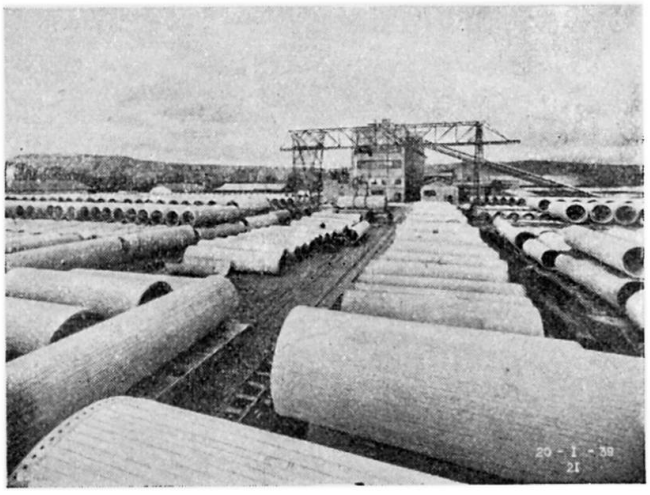
était effectivement essayé sous pression. Environ 12 km de tuyaux de 1 m, 15 km de 1m20, et 30 km de tuyaux de 1m40 ont été fabriqués. Pour certains, on a porté les résistances bien au delà de 18 kg par un frettage supplémentaire.

Une usine a été montée ensuite à Francfort pour tuyaux de 0m80 et 1m20.

Les deux usines ont été arrêtées pendant la guerre. L'usine de Francfort est à nouveau en ordre de marche mais aux prises avec les difficultés actuelles de l'économie allemande, n'a pu reprendre un rythme de fabrication normal. L'usine de l'Oued Fodda procède à la révision de son matériel.

Dans cette usine, on a réalisé la fabrication de 6 à 9 tuyaux *par moule et par 24 heures*; la fabrication atteint en pointe 36 tuyaux par jour pour toute l'usine équipée de quatre moules. Ces tuyaux avaient un léger défaut : de petites variations des dimensions extérieures, qui nécessitaient une mise au rond exacte par usinage pour l'exécution des joints (fig. 10). La transformation des moules actuellement envisagée fera disparaître radicalement ce défaut et facilitera ainsi beaucoup l'exécution des joints. On améliorera

Fig. 9 et **10.** Conduites forcées de l'Oued-Fodda : Parc de stockage et pose du joint.



en même temps la qualité des bétons tout en accélérant considérablement les fabrications.

En conservant les mêmes moules intérieurs et les mêmes principes, nous pensons arriver par des perfectionnements du moule extérieur à porter le rendement à 36 tuyaux de 6 mètres par jour (travail à trois postes) et par moule. Dans une usine neuve, je n'hésiterais pas à porter la longueur des tuyaux à 8 ou 10 mètres.

En dehors des usines à fonctionnement industriel régulier, des moules d'essai ont permis la réalisation de tuyaux pour des pressions qui ont atteint 100 kg/cm². En particulier, un tuyau de 40 cm de diamètre et 3,6 cm d'épaisseur seulement, essayé devant la R. S. Civ. Ing. de Londres, a pu supporter avant toute fuite 100 kg/cm². Brisé par des pressions plus fortes, il est redevenu étanche pour des pressions inférieures à 100 kg/cm². Cette expérience a pu être recommencée un grand nombre de fois sans altération du tuyau.

Les bétons de ces tuyaux soumis en fabrication à une vibration intense conjuguée avec des pressions qui, dans les nouveaux moules, varient entre 60 et 100 kg/cm², ont des résistances de l'ordre de 1 200 kg/cm² et sont imperméables et étanches, au point de résister parfaitement à des eaux acides qui détruiraient très vite des tuyaux ordinaires en béton. Il semble donc que ce procédé de fabrication soit appelé à un grand avenir.

De plus, ces tuyaux peuvent être construits pour toutes pressions; ils sont infissurables et peuvent recevoir des enduits intérieurs à base de produits plastiques (phénoplastes, caoutchouc chloré, etc.) ou métalliques : feuilles minces de cuivre ou autres métaux rendus adhérents au béton par un artifice approprié. On peut ainsi obtenir des tuyaux pour tous liquides même très actifs chimiquement. Le procédé peut être étendu à des ciments autres que les Portland.

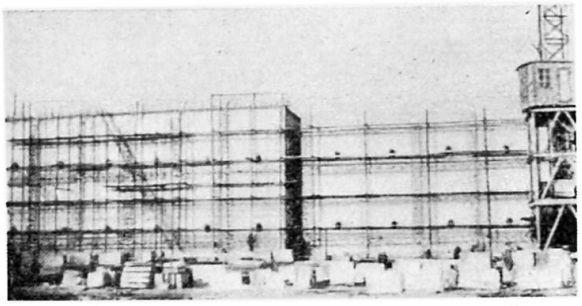
Un tuyau fermé par des calottes convenables constitue un laboratoire de réaction. Par le procédé de frettage par bouclage, on peut réaliser des résistances et des dimensions non limitées pour de tels organes.

Réservoirs et cuves

Dans une conférence du 19 avril 1944 de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, M. Muzet, un de mes collaborateurs, a décrit avec détails un procédé de frettage sous tension applicable à des réservoirs de toute forme et toutes dimensions, sans limite de pression. Bien que ce procédé ait fait sur un chantier d'essai l'objet d'une mise au point complète, je n'ai pas encore rencontré l'occasion d'en faire l'application à grande échelle. La raison en est que mes collaborateurs et moi-même avons à faire face à des études si variées et si nombreuses qu'elles dépassent nos possibilités et que le choix entre les problèmes qui font l'objet de solutions concrètes est dicté par les demandes qui nous sont adressées plus que par la logique.

C'est ainsi que nous avons eu à exécuter au lieu des grands réservoirs ronds pour lesquels nous étions très bien outillés, des cuves et réservoirs à parois planes; emploi du précontraint à première vue moins heureux, et notamment des cuves à vin et des réservoirs d'eau potable.

L'application aux cuves à vin reçoit actuellement des développements importants. On les constitue par des parois planes moulées à l'avance en béton très soigné, perforées de trous en deux directions; trous dans lesquels



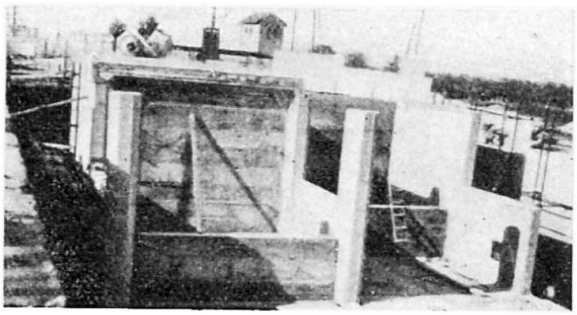


Fig. 11, 12 et **13.** Cuves à vin en béton précontraint, constituées par des éléments préfabriqués.

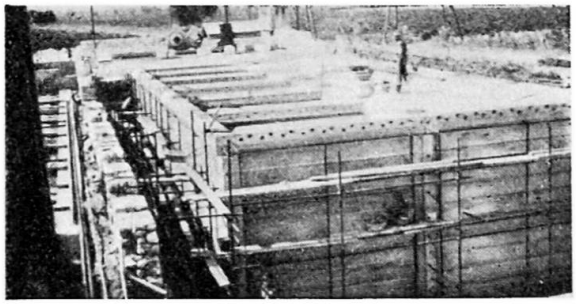
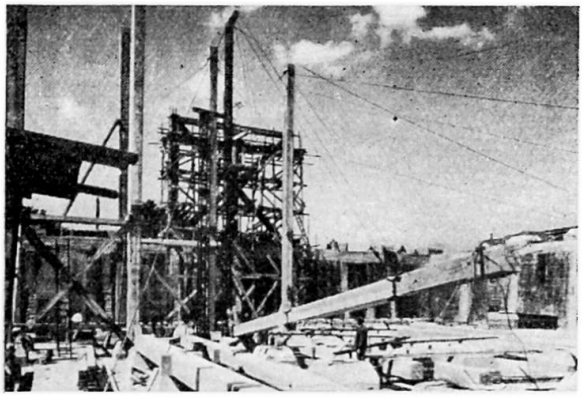
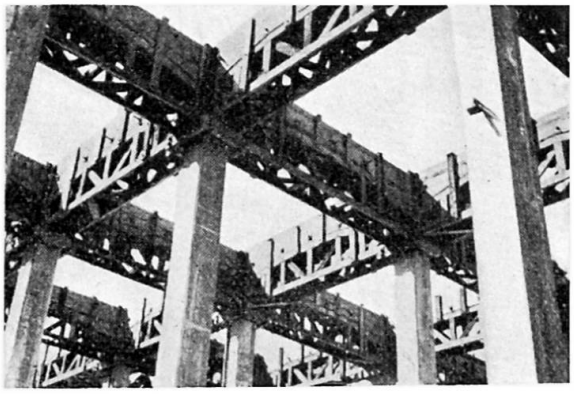


Fig. 14 et **15.** Assemblage du réservoir d'Orléans. (Levage d'une poutre et vue des nervures du radier.)





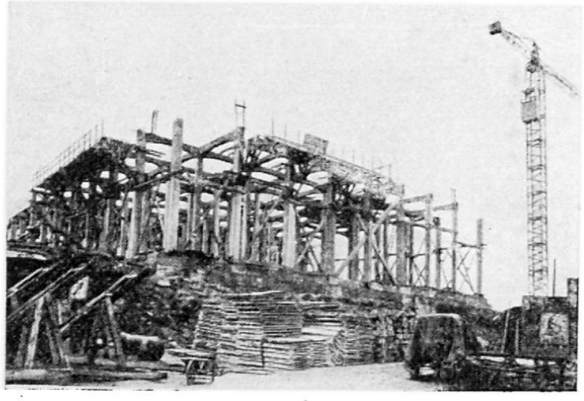
on enfile après montage et assemblage sur des éléments verticaux préfabriqués de préférence, des câbles à fils parallèles que l'on tend par la technique usuelle maintes fois décrite; tension suivie par une injection de mortier liquide.

Ces cuves sont parfaitement étanches jusqu'à une pression largement supérieure à celle pour laquelle on les a établies. Pour des pressions croissantes au delà, elles fuient de plus en plus abondamment. Quand la pression redevient normale, elles redeviennent aussi étanches qu'au préalable (fig. 11, 12 et 13).

Dans le même ordre d'idées, nous achevons actuellement à Orléans, un réservoir d'eau potable sur plan rectangulaire, de 7 000 m³, dont la description par M. Lebelle, qui en a établi le projet et contrôlé l'exécution, est donnée ci-après [1].

La technique utilisée à Orléans comporte une grande économie de coffrages. Il semble qu'elle puisse être poussée encore plus loin et qu'il y

[1] Voir mémoire de M. Lebelle dans cette *Publication Préliminaire*, pp. 361 à 366.



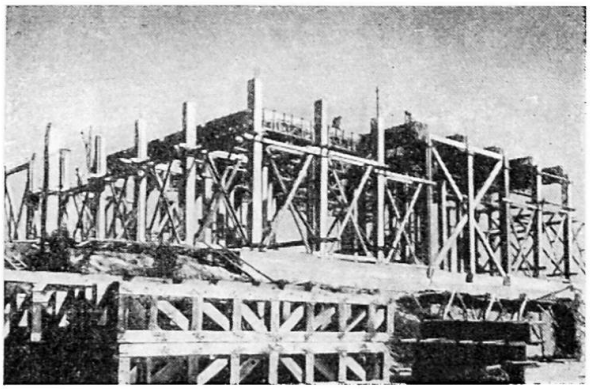
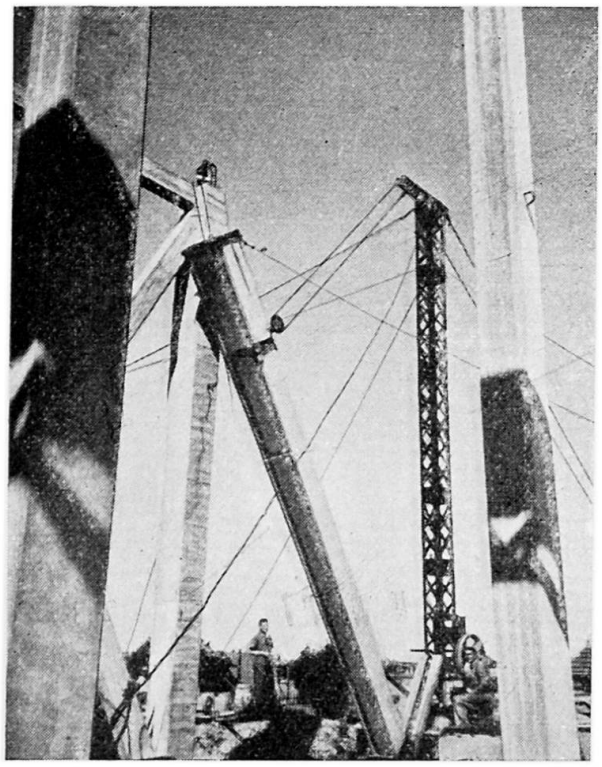


Fig. 16, 17 et **18.** Réservoir d'Orléans en cours de construction.



aurait intérêt, pour les parois verticales notamment, à avoir recours à des dalles préfabriquées; ce qui entre autres avantages, diminuerait les actions de retrait (fig. 14 à 18).

Le réservoir n'est pas achevé; nous espérons pouvoir donner le résultat de ces essais, lors du Congrès.

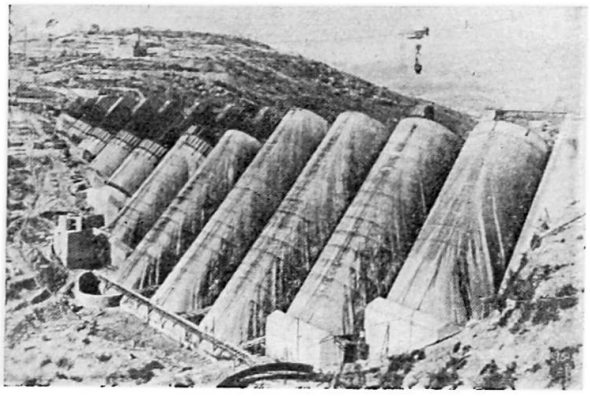
Barrages

Je ne puis donner sur cette question que des renseignements extrêmement sommaires. Pour entrer dans quelques détails, sur cette question, il me faudrait un volume entier.

Le premier barrage entièrement construit en béton précontraint est le barrage de prise d'eau des conduites forcées de l'Oued Fodda (Portes de Fer). Il comporte 4 passes principales de 19 mètres, fermées par des portes à chenille, équilibrées par contrepoids, de 5 mètres de hauteur, établies pour subir sans dommages l'action d'une lame déversante de 3 mètres (fig. 22).

Ce barrage est établi sur un radier général, supportant des piles qui reçoivent l'appui des vannes et les mécanismes de manœuvre.

Le radier, épais et toujours immergé, a été précomprimé à 30 kg/cm² par appui sur deux culées encastrées dans les berges rocheuses, après retrait



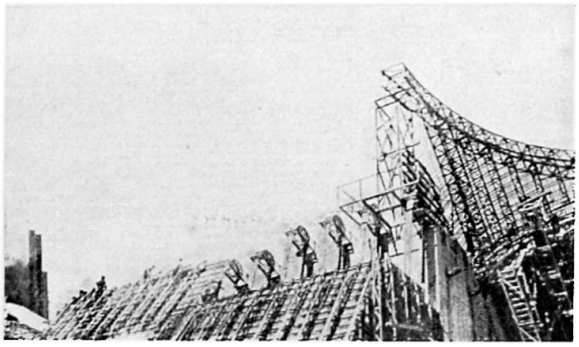


Fig. 19, 20 et **21.** Barrage de Béni-Bahdel. (Vue générale, contreforts et culées.)

notable du béton durci au soleil; retrait remplacé par un gonflement depuis la mise en eau. Cette compression a été obtenue par une série de vérins Freyssinet, que je décrirai plus loin.

Transversalement, la précontrainte du radier résulte de l'emploi de câbles en acier dur, enfilés dans des alvéoles garnies de tôle mince ménagées dans les bétons, tendus par action de vérins Freyssinet; les alvéoles ont été ensuite injectés au lait de ciment.

Les piles en béton ont été précontraintes préalablement par des méthodes analogues.

Les vannes mobiles en béton précontraint sont de véritables tabliers de ponts, formés de poutres comportant des armatures principales tendues avant coulage par appui sur des bases de moule en acier, et des armatures secondaires également tendues. Il est inutile d'insister sur les détails de la technique utilisée, entièrement périmée aujourd'hui en raison de l'invention des ancrages à cône.

Mis en service en 1939, l'ouvrage se comporte parfaitement bien depuis cette date.

Depuis nous avons étudié de nombreux barrages comportant des vannes mobiles de dimensions beaucoup plus considérables que celles de l'Oued Fodda, et il n'est pas douteux que le béton précontraint ne puisse donner une excellente solution de tous les problèmes de vannes qui pourront se poser, à quelque échelle que ce soit.

Barrage de Béni-Badhel

Le barrage des Beni Badhel sur la Tafna (Algérie, département d'Oran) était un barrage à voûtes multiples de 20 mètres de portée, le type absolu-

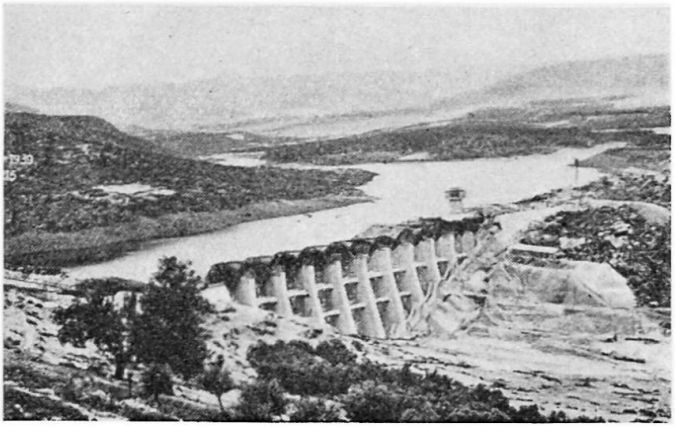


Fig. 22. Barrage de Béni-Badhel (vue générale).

ment classique. Alors qu'il était près d'être achevé, on décida d'augmenter sa hauteur de 7 mètres; ce qui le portait de 60 à 67 mètres dans le thalweg; la pression par suite passant de 1 800 à 2 250 t environ; soit une majoration de 25 %. Les terrains d'appui très fissurés et susceptibles de gonflement faisaient craindre des mouvements transversaux des fondations des contreforts et des séparations entre les culées des voûtes extrêmes et le sol d'appui.

Il fut décidé de remplacer l'allongement des contreforts classique en pareil cas, par la création d'une poussée active obtenue en installant à l'aval des contreforts des massifs de butée et en faisant agir entre eux et l'arrière des contreforts des vérins hydrauliques Freyssinet; sacs de tôle étanches dont les deux faces, d'abord au contact, sont reliées par un raccordement de forme étudiée pour que le gonflement détermine le minimum de déformation platisque du métal. Le prix de ces vérins est minime; leur encombrement en épaisseur, nul; les pressions peuvent y atteindre 200 kg/cm² et plus; les risques de fuite sont rigoureusement nuls.

On devait après mise en pression des vérins, remplir en ciment le vide ouvert par leur action.

En fait, ce calage n'a été fait qu'après plusieurs années, ce qui a permis au service responsable du barrage d'étudier les répartitions des charges sur les fondations en fonction des hauteurs de remplissage et des températures. Ce fait montre le degré de confiance des ingénieurs responsables de la tenue du barrage dans ces vérins; dont l'effort total, *par contrefort*, a dépassé 25 000 tonnes à certains moments.

La répartition des charges sur le haut des contreforts a, d'autre part, été améliorée par la création de contraintes obtenues sur leur bord amont à l'aide d'aciers ancrés dans ce bord à des hauteurs diverses et tendus par leur autre extrémité grâce aux méthodes classiques du béton précontraint.

D'autre part, des poussards transversaux en béton ont été établis entre les bases des divers contreforts pour empêcher leur déversement et leur déplacement normalement à leur plan. On a créé dans ces poussards, par des vérins de même type que ceux des contreforts, de puissantes compressions initiales; dans le but notamment d'appuyer effectivement contre les roches, les culées des voûtes extrêmes soumises à des pressions hydrauliques, parallèles au plan lisse des axes des voûtes, considérables (fig. 19 à 22).

Partout où l'on l'a jugé utile, on a précontraint non seulement les bétons, mais les roches sous-jacentes elles-mêmes à l'aide de câbles scellés

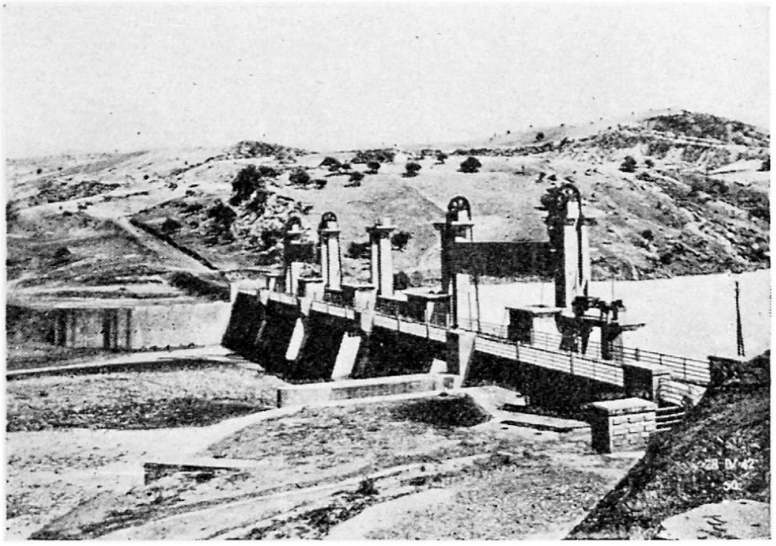


Fig. 23. Vue aval du barrage des Portes de Fer.

dans le roc à leur partie inférieure, maintenus libres sur le reste de leur hauteur, tendus, puis injectés de ciment.

On a pu ainsi en dépit de la surélévation, arrêter les mouvements qui avaient commencé à se manifester et éviter tout décollement des voûtes et des flancs de la vallée.

On n'a exécuté jusqu'à présent aucun grand barrage entièrement en béton précontraint. C'est assez normal, les décisions relatives à ces ouvrages très dispendieux exigeant à l'ordinaire d'assez longues discussions préalables. Toutefois, j'ai fait sur cette question nombre d'études et créé plusieurs types que je ne désespère pas de voir exécuter un jour, pour le plus grand avantage des contribuables; car l'emploi du précontraint entraînera des économies de temps et d'argent considérables.

Un des moyens qui peuvent être utilisés consiste à étendre sur le terrain, homogénéisé comme une fondation de piste d'avion, un rideau étanche en béton précontraint, relié à l'amont à une galerie de contrôle de l'étanchéité du terrain, à l'aval à un parafouille efficace contre les effets des eaux. Un rideau oblique ou vertical est relié par des tirants précontraints au rideau en contact avec le sol.

Il est aisé de régler la position et la dimension de ces rideaux, de manière à réaliser une pression sur le terrain, à peu près nulle quand l'ouvrage est vide, un peu inférieure à la pression hydrostatique quand il est plein. On peut donner aux parties d'un tel ouvrage en contact avec le sol la même souplesse qu'aux revêtements d'un barrage en enrochements. Il impose au terrain des contraintes verticales qui peuvent être réglées à volonté et qui ne dépassent jamais la pression hydrostatique, alors que celles des barrages en terre atteignent près du double de celles-ci. La proportion des composantes horizontales est à la volonté de l'ingénieur. De tels barrages peuvent être substitués à un barrage en enrochements ou en terre partout où ceux-ci sont possibles, en raison de l'extrême souplesse qu'il est possible de leur donner; telle qu'il devient possible de créer des barrages insensibles aux tremblements de terre; avec des économies de temps et d'argent de plus de moitié. La faible épaisseur des rideaux, qui peuvent recevoir les dispositions les plus variées, rend très commode l'installation de vannes d'évacuation de crues et de dispositifs de dévasage.

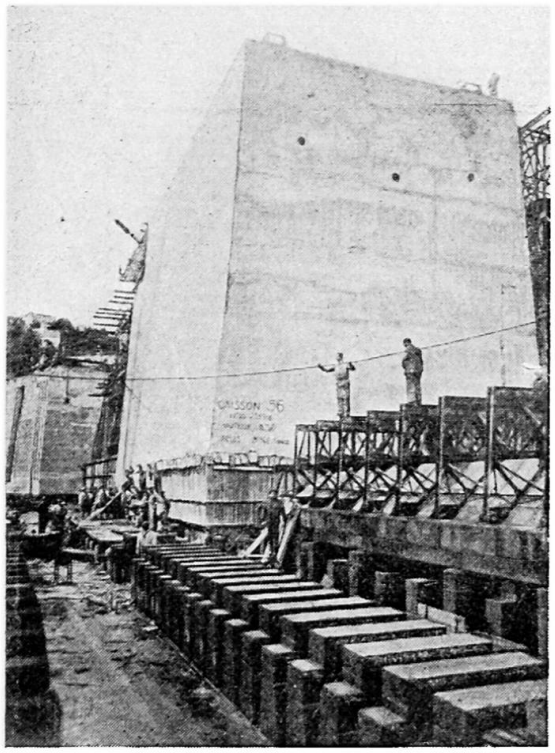
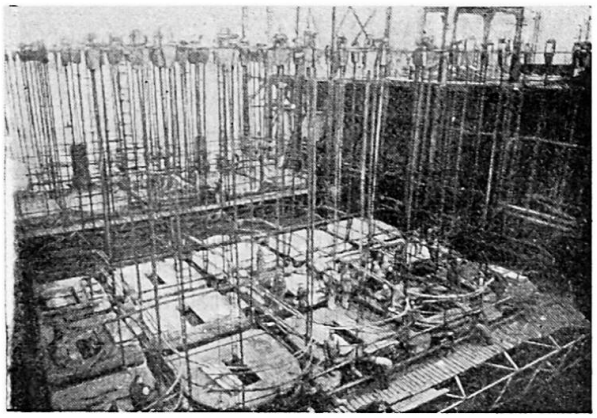


Fig. 24 et **25.** Quais à grande profondeur à Brest. Fabrication d'un caisson.



Ouvrages soumis extérieurement à une pression d'eau

Le béton précontraint se prête remarquablement à l'exécution de tunnels, galeries, puits de mine, etc., en toutes circonstances.

Les Entreprises Campenon Bernard exécutent sous le lit de la Seine une galerie de $3^{m}25$ de diamètre, construite en voussoirs préfabriqués associés par une précontrainte réalisée; transversalement : par la mise en tension d'armatures; longitudinalement : par l'action de vérins; le travail est fait sous la protection d'un bouclier et dans l'air comprimé.

On doit s'attendre à des développements considérables de ces applications, qui ont donné lieu à nombre d'études dont je ne saurais parler ici même sommairement et qui permettront des perfectionnements considérables des techniques de construction par boucliers.

On pourrait évidemment, joindre aux catégories d'ouvrages sur lesquels je viens de donner des renseignements malheureusement trop sommaires, toutes sortes d'ouvrages hydrauliques, revêtements de forme de radoub, caissons, docks ou écluses, pontons, etc. (fig. 24 à 26).

Les Entreprises Campenon Bernard ont exécuté à Brest entre 1934 et l'heure actuelle, d'après mes conseils, de très nombreux ouvrages appartenant aux types les plus divers, ayant en commun ce double caractère : lutter contre une pression d'eau par utilisation des précontraintes. Il m'est impossible d'en parler autrement que pour signaler la puissance et la souplesse des moyens ainsi obtenus.

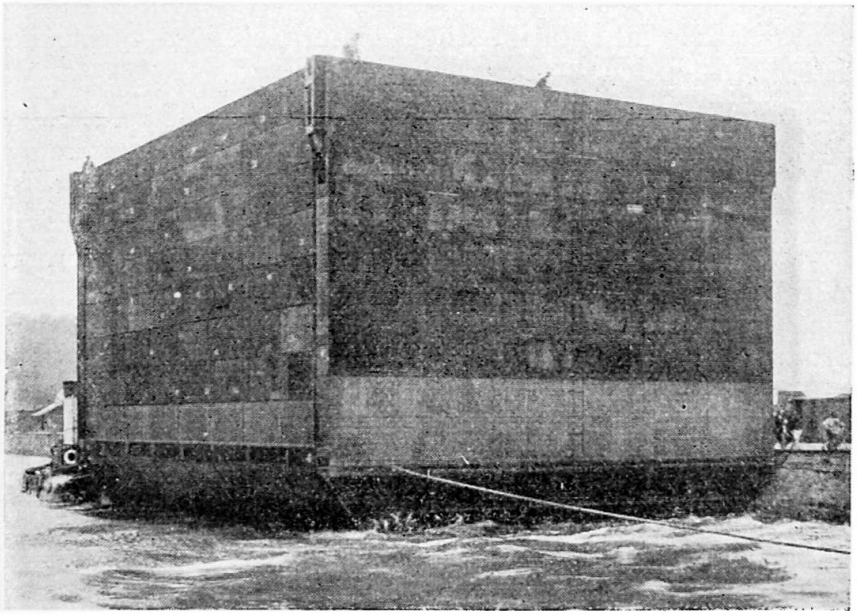


Fig. 26. Transport d'un caisson terminé par flottaison.

Résumé

Tuyaux

Ces tuyaux sont précontraints longitudinalement et transversalement au moyen d'armatures tendues avant et pendant la fabrication.

La protection des aciers est parfaitement assurée et le danger de fissuration est complètement supprimé. Les tuyaux réalisés industriellement pouvaient supporter des pressions de 6 à 18 kg/cm² selon les cas.

Réservoirs et cuves

Les réalisations actuelles se sont bornées notamment à des cuves à vin constituées d'éléments précontraints préfabriqués assemblés sur des montants verticaux et à un réservoir rectangulaire dont la description est donnée en annexe.

Barrages

Un barrage a été exécuté sur l'Oued Fodda. Le radier est précontraint longitudinalement par des vérins prenant appui sur les berges rocheuses, transversalement par des câbles. Les vannes mobiles sont des poutres précontraintes.

Le barrage de Béni Badhel est un ouvrage dont la hauteur a été portée de 60 à 67 mètres et où l'allongement des contreforts a été remplacé par la création d'une poussée active au moyen de vérins Freyssinet prenant appui sur des massifs de butée.

Ouvrages soumis extérieurement à une pression d'eau.

Les réalisations comportent des tunnels, galeries, caissons, revêtements de forme de radoub, docks, écluses, pontons, etc.

Zusammenfassung

Druckrohre

Diese Rohre werden vor oder während der Fabrikation in Längs- und Querrichtung vorgespannt.

Die Eisen sind vollständig geschützt und die Rissegefahr ist ausgeschaltet. Die fabrikationsmässig hergestellten Rohre genügen je nach Bedarf einem Innendruck von 6 bis 18 kg/cm².

Behälter und Tröge

Die neuesten Ausführungen beschränken sich hauptsächlich auf Weinbehälter, die aus einzelnen vorgespannten, vorfabrizierten Bauteilen bestehen, die auf vertikalen Stützen aufliegen und einem rechteckigen Behälter, wie in der vorliegenden Arbeit beschrieben.

Staumauern

Eine Staumauer wurde am Oued Fodda ausgeführt. Die Sohle ist in Längsrichtung durch Pressen, die sich auf die felsige Böschung stützen und in Querrichtung durch Drahtseile vorgespannt. Die beweglichen Schützen bestehen aus vorgespannten Betonbalken.

Die Staumauer von Béni Badhel wurde von 60 auf 67 m erhöht, wobei die Pressen System « Freyssinet » angewendet wurden, die im Felswiderlager fundiert waren.

Unter äusserem Wasserdruck stehende Bauwerke

Die wichtigsten Ausführungen betreffen Tunnel, Gallerien, Caissons, Auskleidungen in Form von Trockendocks, Docks, Schleusen, Pontons, etc.

Summary

Piping

This piping is pre-stressed longitudinally and transversally by means of reinforcements stretched before and during the manufecture of same.

Protection of the steel reinforcement is thoroughly ensured and the danger of cracks is completely eliminated. Piping made in factories was able to withstand pressures of 6 to 18 kg/cm², according to various cases.

Reservoirs and vats

What has been created so far is restricted to wine-vats consisting of pre-stressed and pre-fabricated parts assembled on vertical supports and to one rectangular reservoir, of which a description is given in a schedule.

Dams

A dam was erected across the Oued Fodda. The floor is pre-stressed longitudinally by jacks resting against the rocky banks and transverse cables. The movable sluices consist of pre-stressed beams.

The Béni Badhel dam is a structure of which the height was increased from 60 to 67 metres and in which elongation of the buttresses has been replaced by the creation of an active thrust by means of Freyssinet screw-jacks resting on thrust-blocks.

Structures subjected exteriorally to pressure by water

Works of this kind comprise tunnels, galleries, caissons, surfacings for dry docks, docks, locks, pontoons, etc.

IId10

Réservoir de 7.000 m³ destiné à l'alimentation de la ville d'Orléans en eau potable

Behälter von 7.000 m³ für die Trinkwasserversorgung der Stadt Orléans

A 7.000 m³ reservoir for the drinking-water supply of the city of Orléans

P. LEBELLE

Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris
Ingénieur Conseil à la S. T. V. P.

L'ouvrage est constitué d'une cuve parallélépipédique de 45 mètres de longueur, 33 mètres de largeur et 5 mètres de hauteur, reposant sur 108 piliers en béton armé.

Il est établi au droit d'un réservoir enterré dont la couverture a été détruite par un bombardement. Ce réservoir était également de forme parallélépipédique et mesurait aussi 45 mètres de longueur et 33 mètres de largeur. Il avait été construit en maçonnerie. La couverture était supportée par des piliers disposés en quadrillage et fondés sur puits. Ces derniers ont été utilisés comme fondation des 72 piliers du nouvel ouvrage qui se trouvent à l'intérieur de la cuve de l'ancien. Les 36 piliers périphériques du nouvel ouvrage ont été fondés sur les murs de pourtour de l'ancien, qui reposent eux-mêmes sur des puits.

Le fond de la nouvelle cuve se trouve à 13^{m}50 au-dessus du radier de l'ancienne. Les piliers intérieurs ont donc 13^{m}50 de hauteur, et les piliers périphériques 8^{m}00 environ.

Un plancher a été établi au niveau de la couverture de l'ancien réservoir; la hauteur de tous les piliers, comptés à partir du dessus de ce plancher est de 8^{m}00.

La couverture de la cuve repose d'une part sur 72 potelets intérieurs en béton armé, dont les axes coïncident avec ceux des piliers intérieurs supportant la cuve, d'autre part, sur les parois verticales de la cuve.

Le fond, les parois verticales et la couverture de la cuve sont des hourdis nervurés, en béton précontraint.

La stabilité de l'ouvrage a été assurée en créant quatre palées obtenues par l'assemblage de deux ou trois piliers. Chaque palée est placée au milieu de la longueur du mur vertical de l'ancien réservoir sur lequel elle prend appui. Ces palées sont pratiquement indéformables dans leur plan, mais peuvent se déplacer légèrement en tête dans le sens perpendiculaire par suite de la flexibilité des piliers qui les constituent.

Tous les piliers sont munis en tête d'une articulation sphérique système Freyssinet afin de diminuer autant que possible les efforts développés dans la cuve par les variations de longueur du béton. Les piliers intérieurs se trouvent maintenus horizontalement au niveau du plancher établi pour couvrir l'ancienne cuve; ils peuvent être considérés comme solidaires des semelles de fondation bien qu'aucune armature ne les relie à ces semelles, puisque, même lorsque leur charge verticale est minima alors que les moments fléchissants qui les sollicitent sont les plus grands, la section d'appui sur les semelles reste entièrement comprimée.

Le fond est constitué par un quadrillage de poutres prenant appui sur les piliers et supportant des hourdis formant des plaques carrées ou rectangulaires.

Les parois verticales comportent des contreforts verticaux saillants à l'extérieur, entre lesquels ont été établis des hourdis. La couverture est analogue au fond, mais les dimensions des poutres et épaisseur des hourdis sont nettement plus faibles que pour le fond, la charge à supporter étant évidemment beaucoup moindre.

Les nervures du fond et de la couverture de la cuve forment des quadrillages; ce sont des poutres de hauteur variable, munies, dans chaque travée, de goussets.

Les contreforts des parois verticales sont des poutres de hauteur constante.

Tous les hourdis sont munis de goussets.

Les précontraintes nécessaires pour assurer la résistance de la cuve sont fournies par des câbles rectilignes non adhérents, disposés dans les poutres, contreforts et hourdis. Ces câbles sont continus sur toute la longueur, toute la largeur ou toute la hauteur de la cuve et ancrés à leurs extrémités, après mise en traction, à l'aide de cônes en béton fretté du modèle, maintenant classique, imaginé et mis au point par M. Freyssinet, en 1940.

Voici comment on a pu assurer à ces précontraintes la distribution requise.

En coupe transversale, et pour l'ensemble de la cuve, les précontraintes doivent suivre une loi linéaire avec intensité maxima au niveau du fond de la cuve. C'est facile à réaliser; il suffit que les câbles horizontaux des parois verticales soient placés à écartements croissants à partir du bas.

On a d'abord construit le fond de la cuve en y plaçant tous les câbles nécessaires. Certains d'entre eux ont été mis en traction. Après quoi, on a bétonné les parois verticales et la couverture et on a tendu ceux des câbles du fond qui ne l'étaient pas encore, les câbles de la couverture et les câbles horizontaux des parois verticales. Enfin, on a terminé par la mise en tension des câbles verticaux des parois latérales. On conçoit aisément la possibilité d'obtenir, par ce procédé, que les câbles horizontaux des parois verticales soient effectivement utilisés à précontraindre cette

paroi et que les précontraintes soient différentes à la jonction du fond et de la paroi verticale dans ces deux éléments.

Dans le sens longitudinal, il faut, aussi bien pour les hourdis que pour les poutres, obtenir des compressions sur une face au milieu de chaque travée et sur la face opposée au droit de chacun des appuis. C'est le problème général des poutres continues précontraintes, qui a reçu d'assez nombreuses solutions.

En général, dans chaque section d'une poutre continue, le moment fléchissant dû aux surcharges varie suivant la distribution de celles-ci entre deux limites $+ M$ et $- M'$. Cela exige que la précontrainte soit proportionnelle à la variation de moment fléchissant $M = M + M'$ et limite les possibilités d'excentrement.

Au surplus, la mise en précontrainte d'une poutre continue développe en général des moments de continuité au même titre que n'importe quel effort appliqué à la poutre. De ce fait, l'excentricité réelle de la précontrainte diffère de son excentricité géométrique, ou, en d'autres termes, la ligne des pressions créées par la précontrainte ne coïncide pas avec le câble, de sorte que la détermination des précontraintes nécessaires ne peut se faire que par approximations successives. La coïncidence peut cependant être obtenue quand les seconds membres des équations des trois moments relatives à chacun des appuis sont nuls; la précontrainte ne crée alors pas de moments de continuité. Cette circonstance se présente évidemment, en particulier, quand les rotations que produirait la précontrainte aux extrémités de chaque travée supposée indépendante sont nulles.

Enfin, M. Guyon a démontré que les précontraintes créées dans une poutre continue sur appuis fixes, par la mise en tension d'un câble de section constante ancré dans les sections extrêmes, ne dépendent que de la courbure du câble et de son excentricité dans les sections extrêmes; elles sont indépendantes des excentricités du câble au droit des appuis intermédiaires. Ces excentricités n'ont d'influence que sur les moments fléchissants et réactions d'appui créés par la mise en tension du câble.

Les moments fléchissants dus aux surcharges, dans le cas de parois de réservoirs analogues à ceux d'Orléans ne peuvent prendre, dans chaque section, qu'une seule valeur, puisque la surcharge est nécessairement appliquée sur la totalité de la surface de la paroi. Pour obtenir une solution économique, il faut donc profiter de cette circonstance en excentrant le plus possible et dans le sens convenable la précontrainte dans chaque section.

Ce résultat a été obtenu, dans le cas actuel, en utilisant des poutres de hauteur variable, précontraintes par des câbles rectilignes.

Considérons une poutre symétrique par rapport au milieu de sa longueur et munie de goussets. Supposons-la posée sur deux appuis simples. Mettons-la en précontrainte par un câble rectiligne parallèle à l'arête supérieure et excentré vers le bas dans la partie médiane et vers le haut aux extrémités. Il existe deux sections symétriques placées dans les goussets, où l'excentricité du câble est nulle.

Il est clair, que dans la partie centrale, la ligne moyenne de la poutre se déformera suivant une courbe tournant sa concavité vers le bas et, au contraire, aux extrémités, suivant des courbes tournant leur concavité vers le haut.

Il est également évident que, pour une certaine valeur f_0 de la dis-

tance f qui sépare le câble de la face supérieure de la poutre, les rotations des sections terminales de cette dernière seront nulles.

Imaginons maintenant qu'on place bout-à-bout un nombre quelconque de poutres identiques à la précédente et qu'on les mette en compression par un câble rectiligne placé à la distance f_0 précédemment définie de la face supérieure : la courbe des pressions coïncidera avec le câble et les précontraintes seront des compressions de la face inférieure à mi-portée et de la face supérieure sur appui.

Par un choix convenable de la longueur et de la pente des goussets, on peut faire en sorte que la courbe des pressions créée par la mise en traction du câble passe au bord supérieur du noyau central dans les sections d'appui qui, dans le cas présent, supportent les moments fléchissants les plus grands. Ceci serait vrai si les poutres étaient de hauteur constante. En fait, l'augmentation de la hauteur au droit des appuis a pour effet de majorer les moments de continuité. Mais l'augmentation de ces moments est moins rapide que l'accroissement de la hauteur, et, à fortiori, que celle du module de résistance de la section.

Dans le cas du réservoir d'Orléans, chaque gousset a une longueur égale au 1/3 de la portée libre et la hauteur sur appui est égale aux 5/3 de la hauteur à mi-portée. Dans ces conditions, le moment d'encastrement dû à une charge p uniformément répartie sur toute la longueur est égal à

$$1{,}20\,\frac{pl^2}{12} = \frac{pl^2}{10}$$

et le moment en travée est

$$\frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{10} = \frac{pl^2}{40}\,.$$

L'idée d'obtenir des précontraintes de sens et d'intensité convenables dans des poutres continues en utilisant des pièces à inertie variable n'est pas nouvelle. M. Freyssinet l'a utilisée déjà il y a quatorze ans lors du renforcement des fondations de la Gare maritime du Havre. Cette idée a seulement été mise au point dans le cas du réservoir d'Orléans par la détermination précise de la position du câble dont la mise en tension ne détermine pas de réactions hyperstatiques des appuis.

Le même principe a été utilisé pour la mise en précontrainte des hourdis.

Les contreforts ont été précontraints verticalement par des câbles présentant une légère courbure et tels que leur mise en traction ne crée pas de moments de continuité.

Evidemment, les parois verticales forment poutres entre piliers, mais la flexion qui en résulte ne donne lieu qu'à des contraintes très faibles.

Résumé

L'ouvrage est constitué par une cuve parallélépipédique en béton précontraint de 33 mètres de largeur, 45 mètres de longueur et 5 mètres de hauteur, reposant sur des piliers en béton armé.

Toutes les parois de la cuve sont des hourdis à nervures orthogonales, précontraints par des câbles rectilignes non adhérents, continus sur toute

la longueur, toute la largeur ou toute la hauteur de la cuve et ancrés à leurs extrémités, après mise en traction, à l'aide de cônes en béton fretté système Freyssinet.

Les hourdis et nervures sont munis de goussets. De la sorte, des câbles rectilignes peuvent fournir les précontraintes nécessaires aussi bien à mi-portée que sur appuis.

L'idée d'obtenir des précontraintes de sens et d'intensité convenables dans les poutres continues en utilisant des pièces à inertie variable n'est pas nouvelle. M. Freyssinet l'a utilisée déjà lors du renforcement des fondations de la gare Maritime du Havre (Congrès de 1936, *Publication préliminaire*).

A l'occasion de la construction du réservoir d'Orléans cette idée a été entièrement développée et mise au point.

Zusammenfassung

Das Bauwerk besteht aus einem parallelipipedischen Trog aus vorgespanntem Beton von 33 m Breite, 45 m Länge und 5 m Höhe, der auf Eisenbetonstützen ruht.

Alle Trogwände bestehen aus orthogonal versteiften Eisenbetonplatten, die durch nicht haftende, geradlinige Vorspannkabel vorgespannt sind; diese sind ferner stetig über die ganze Länge, die ganze Breite und die ganze Höhe des Troges durchgeführt und, nachdem sie vorgespannt sind, an ihren Enden mittelst der umschnürten Kegelverankerung « System Freyssinet » verankert.

Die Eisenbetonplatten und Versteifungsrippen sind mit Voûten versehen. Auf diese Art und Weise können geradlinige Kabel die notwendigen Vorspannungen sowohl in Feldmitte wie an den Auflagern liefern.

Das Prinzip, in durchlaufenden Balken mit veränderlichem Querschnitt vorteilhafte Vorspannungen zu erhalten, sowohl was die Lage wie auch die Grösse der Vorspannkräfte anbelangt, ist nicht neu. Herr Freyssinet hat es bereits bei der Verstärkung der Fundamente des Hafenbahnhofes in Le Havre (Kongress 1936, *Vorbericht*) benützt.

Anlässlich des Baues des Behälters in Orléans wurde die Idee weiter entwickelt und in ihren letzten Einzelheiten abgeklärt.

Summary

This structure consists of a parallelopipoid basin of pre-stressed concrete 33 m in width, 45 m length and 5 m depth, resting on pillars of reinforced concrete.

All the walls of the basin are wing-transoms having orthogonal ribs, pre-stressed by rectilinear non-adhering cables, running continuously for the whole length, width and depth of the basin and anchored at their extremities after being put under traction, with the aid of cones of concrete, iron-bound, of the Freyssinet type.

The wing-transoms and ribs are provided with gussets. With this arrangement rectilinear cables can supply the requisite pre-stressing, both in the middle and supports.

The idea of obtaining pre-stresses in suitable directions and of suitable intensity in the continuous beams by using elements of varying inertia is

not new. M. Freyssinet made use of it as far back as the strengthening of the foundations of the Quayside Station at Le Havre (1936, Congress, *Preliminary Publication*).

When the Orléans reservoir was constructed this idea was fully developed and perfected.

IId11

Le nouveau pont de Waterloo à Londres

Die neue Waterloo-Brücke in London

New Waterloo bridge at London

JOHN CUEREL
B. Sc., M. I. C. E.
London

Introduction

This paper gives details of the design of the highway bridge across the Thames in London.

The new bridge, shown in figures 1 and 2 was commenced in 1937, and was opened to traffic in 1942. It replaces Old Waterloo Bridge, built to the designs of John Rennie, which was begun in 1811 and opened in 1817. The old bridge consisted of a heavy structure in masonry having nine arches, each of 120 feet clear span, carried on piers 20 feet in thickness and massive end abutments. The width of the structure was 45 feet. In 1923 foundation failure commenced at one of its piers in consequence of which restrictions were imposed on traffic and, as a further precaution, a temporary bridge was erected 30 feet clear downstream. With the completion of the new bridge, the temporary bridge has been removed. Between the years 1923, when foundation trouble commenced, and 1934, when it was finally decided to remove the old bridge, there had been much controversy as to whether the old bridge should be reconditioned and widened or removed. The decision for its removal rendered it possible to design in reinforced concrete a new bridge incorporating the existing approaches, having five spans each nearly 240 feet clear, an overall width of 83 feet and 3 feet more headroom for the passage of river traffic.

General description

The new Bridge has a roadway 58 ft wide, and two footpaths each 11 ft wide. It has been designed to carry the Standard Load for Highway Bridges of the Ministry of Transport, the equivalent loading curve being used. No

reduction on account of the six-line width of roadway was made. In addition, the design of the cross girders and deck slab was controlled by the assumption of a 40-ton axle load (two wheels of 20-tons each, including impact) or a special lorry on multiple wheels having a gross weight of 150 tons including impact allowance.

The main members throughout are of reinforced concrete. Fabricated steelwork has, however, been used for details, such as those at expansion joints and for the inclined struts to the pier shells, wherever it was advantageous.

The relation of the primary structural elements is shown in figure 3. Changes in length are taken care of by expansion joints, which also permit of angular movement in a vertical plane. A simple knuckle joint is provided at the bridge end of the hinged approach slab so that changes in level and slope of the cantilever are accommodated by the hinge action of this slab. The suspended portion of the centre span is similarly adapted by the expansion joints at its ends. The bearing walls of the piers and abutments, by reason of their flexibility in the direction of the bridge, offer little restraint to horizontal movement and change of slope of the superstructure, and so constitute in effect an articulated support.

Piers

The pier construction is also shown in figures 3 and 4. The foundation consists of a solid block of concrete 6 ft thick, reinforced at the bottom with transverse and longitudinal bars. Alternate bar-ends are welded to the steel sheet piling, and welded anchors are also provided near the top of the block, thus effectively securing the piling against relative movement. The reinforcement has been designed to suit the bending stresses resulting from the excess of upward over downward pressure on the footing projection and from the skin frictional support afforded by the piling. Projecting bars are cast into the foundation to bond with the cellular base to the bearing wall and pier shells.

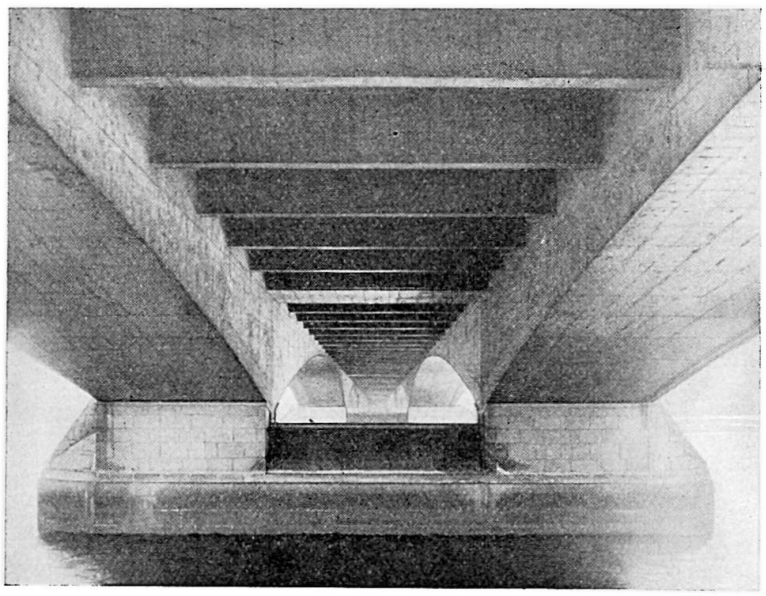


Fig. 1. Underside view of the new Waterloo bridge.

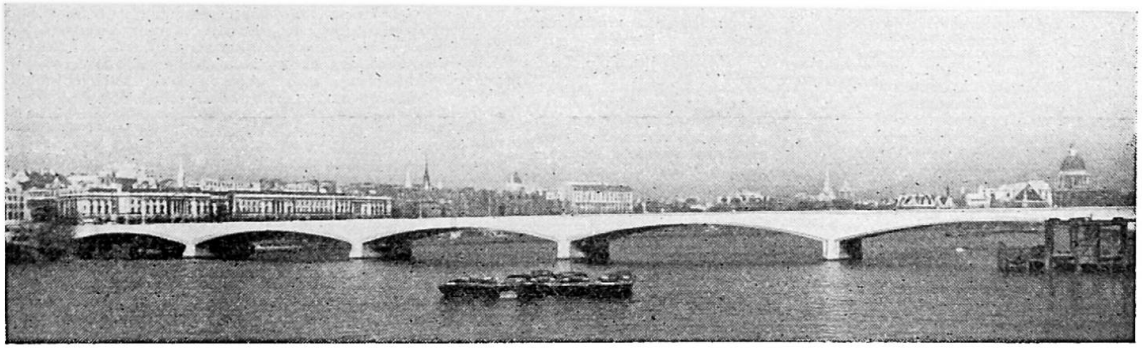


Fig. 2. New Waterloo bridge.

The cellular base is provided to spread transversely the load from the bearing wall, and to form a transition between the solid block and the narrow wall. The reinforcement to the cross walls of the base has been arranged to take the principal tensile stresses arising from this action.

The bearing wall carries the whole weight of the superstructure and, in addition to the direct stress resulting therefrom, is subject to flexural stresses due to the various movements. The wall is rigidly connected to the cellular base and the superstructure and serves to fix the main box members against torsion; it also distributes the loading longitudinally over the foundation and lends itself to a convenient scheme of jacking. The lower portion of the wall is comparatively lightly reinforced, whilst the upper portion, above the jacking gap, is heavily reinforced, particularly under the inner ribs of the superstructure; in this region transverse reinforcement in the form of bars welded at their ends to the vertical and the longitudinal horizontal bars is also provided. The proportion of direct stress to bending stress is such that tension cannot occur in any portion of the wall.

The bearing wall is surrounded by, but completely separated from, a granite and Portland stone faced reinforced concrete shell. This shell, apart from appearance, protects the main supporting member from damage by shipping, provides the substance of the stops preventing excess movements of the superstructure, and constitutes a permanent cofferdam which would, if necessary, facilitate inspection and repair of the bearing wall.

The vertical ribs on opposite sides of the bearing wall are connected by steel diagonal members passing through clearance holes, thus forming in effect a truss the full width of the pier to resist impact and forces applied at the stops. The steel diagonals, where not embedded in the rib concrete, are protected against corrosion by zinc spraying and « gunned » bitumen.

The stops at the top of the vertical ribs are opposed to the haunch of the bearing wall. Design to resist traction forces only presented no difficulty, but it was thought desirable to develop, if possible without any great additional cost, the full strength of the shell construction (its scantlings being as determined by its other functions) in resisting indeterminate forces such as might be occasioned by an exceptionally heavy impact deflecting the shell against the superstructure. The solution was seen in developing the maximum possible friction between the haunch and the stop so that virtual A-frames would be set up by the bearing wall and the ribs resisting

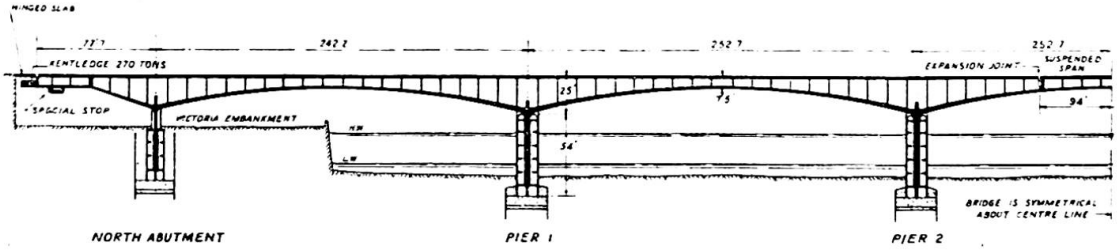


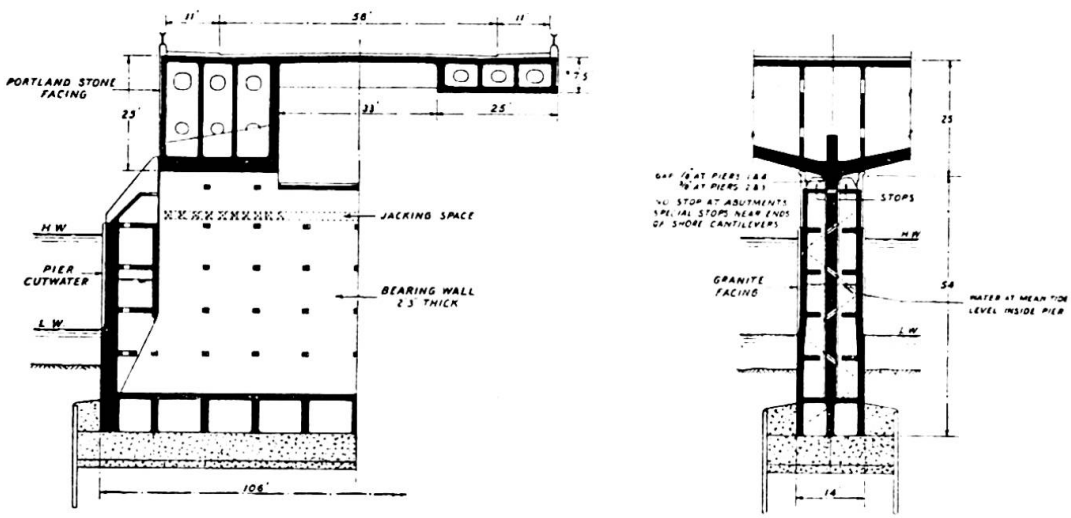
Fig. 3. Longitudinal section through box girder.

pressure. Experiment showed that with concrete cast against hardened concrete and separated after setting, a friction angle of about 45 deg. was developed on further contact. The stops at piers Nos. 1 and 4 were therefore formed by pouring them against the roughened haunch, the superstructure being jacked over as necessary. At piers Nos. 2 and 3, where clearances are greater, it was inconvenient, in relation to the contractor's programme, to jack over the superstructure, and the stop faces were formed by a slab of hard Portland stone fitted to the haunch and then drawn away and cast into the stop.

The design of the abutments is generally on similar lines to that of the piers, but no stops are incorporated in the shell structure.

Main girders

The superstructure consists throughout of two box girders; subdivided by internal ribs and diaphragms, carrying a central strip of decking which is integral with the main members. Considered longitudinally, the bridge is symmetrical about its centre and each half consists of a twin two-span girder continuous over the first river pier (pier No. 1 or pier No. 4) and cantilevering shorewards from the abutments and into the centre span from the second pier. The gap in the centre span, between the cantilevers



Half section at pier. Half section at crown. Section of pier.

Fig. 4.

extending from the north and south, is filled by a suspended section, whilst each shore end cantilever carries a short hinged approach slab.

A cross section of the girder at the crown is shown in fig. 5. The lower flange is comprised by the curved vault slab 25 ft wide. The web member is made up by four ribs, the inner being about double width throughout compared with the others; the upper flange is formed by the deck slab.

The moment of inertia was calculated at ten sections on the span and the analysis was carried out by ordinary slope-deflection means. It was decided to consider the full concrete section as acting, but with a varying modulus of elasticity for concrete. On the compression side the full value was taken from the extreme fibre to the neutral axis, except near the centre-line of the deck, whilst on the tension side modulus was assumed to vary parabolically from the full value at the neutral axis to half value at the extreme fibre. The reinforcement (tension and compression) was taken into account at the appropriate modular ratio. The central portion of the deck slab, being monolithic with the box members, will act with them, but near the centre line, owing to shear strain, the full stress will not be developed, and to allow for this the slab depth and steel area at the centre were taken at half value, increasing uniformly to full value at a point 4 ft from the inner face of rib D. A modulus value for concrete of E = 4 500 000 lb per square inch was taken for live load effects, and of E = 1 800 000 per square inch for dead load moments and deflection. The initial deflections on jacking showed E = 5 500 000 lb per square inch approximately, whilst subsequent creep deflections indicate E = 1 800 000 lb per square inch to be about the correct asymptotic value.

Longitudinal reinforcement in the deck and vault consists of straight bars only, their number and sectional area being varied to suit the bending moment. Shear reinforcement is generally in the form of transverse bars, but in the ribs horizontal shear steel is also used. Stirrups and transverse bars are generally at constant pitch, diameters of bars being adjusted as necessary.

The cross girders carrying the deck slab between the main members are of T-beam type. The external dimensions were determined by architectural considerations, and the webs were made hollow to avoid unnecessary weight.

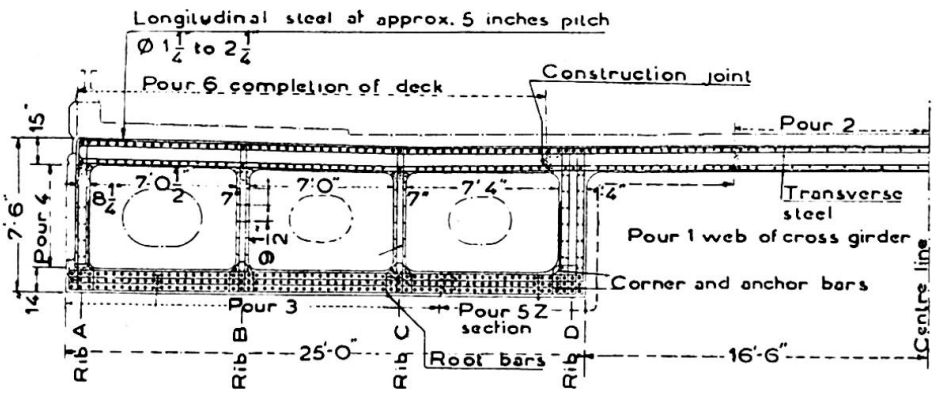


Fig. 5. Half cross section at crown.

Cantilevers and suspended span

In the case of the shore cantilever the negative bending moment at the abutment resulting from its self-weight was insufficient to reduce the positive moment near the centre of the first span to a practicable value. Considerations of the effect of relative settlement of supports showed it to be undesirable to anchor down the end, as the additional span thereby introduced would be too short. It was decided, therefore, to load the end of each member with kentledge, and 270 tons of cast iron were provided in a special box at each corner of the bridge.

Calculations showed the ideal length of the suspended span to be 88 ft. This length, however, would have caused the joint to clash with a cross girder and diaphragm, the uniform pitch of which it was not desired to upset; the suspended length was therefore increased to about 94 ft and to preserve the « balance » at the adjacent piers 40 tons of kentledge were provided inside each cantilever member near the joint.

Torsion

By reason of the disposition of the loading on a cross section of the superstructure and the comparative flexibility of the cross girders, the main box members are subjected to torsion. In computing the value of this, together with the degree of fixity at the ends of the various cross girders, a first assumption was made that the shape factor for torsion rigidity for a hollow box member with an eccentric core was as given by St. Venant for a solid rectangular member of similar external proportions. To confirm this assumption, and to obtain the relation between the shear and flexural moduli of the concrete, experiments were made on both solid rectangular specimens and twin hollow specimens of the mean proportions of the bridge members, with wall thicknesses to scale. All specimens were of the same concrete mix as the bridge members and were carefully vibrated during manufacture. The box specimens were tested with and without a connecting slab simulating the strutting action of the deck slab. Bending tests were also made. It was found that the shape factors for solid and hollow specimens were practically identical; the shear modulus was two fifths of Young's modulus (that is, for the very high-grade concrete used, a Poisson's ratio of 0.25 obtained as for steel). The torsional rigidity was the same whether or not the members were strutted, and, by test to destruction, it was confirmed that the greatest shear stress occurred in the thinnest wall independently of its distance from the centroid of the section.

Expansion joints

At the extreme ends, and in the centre span at the bearings of the suspended section, expansion joints are provided. All joints are of the single segmental roller-bearing type, and they are arranged to cater for a total change of length of 6 in, corresponding to a range of body temperature of 60 deg. F. The centre span joints have several features worthy of mention

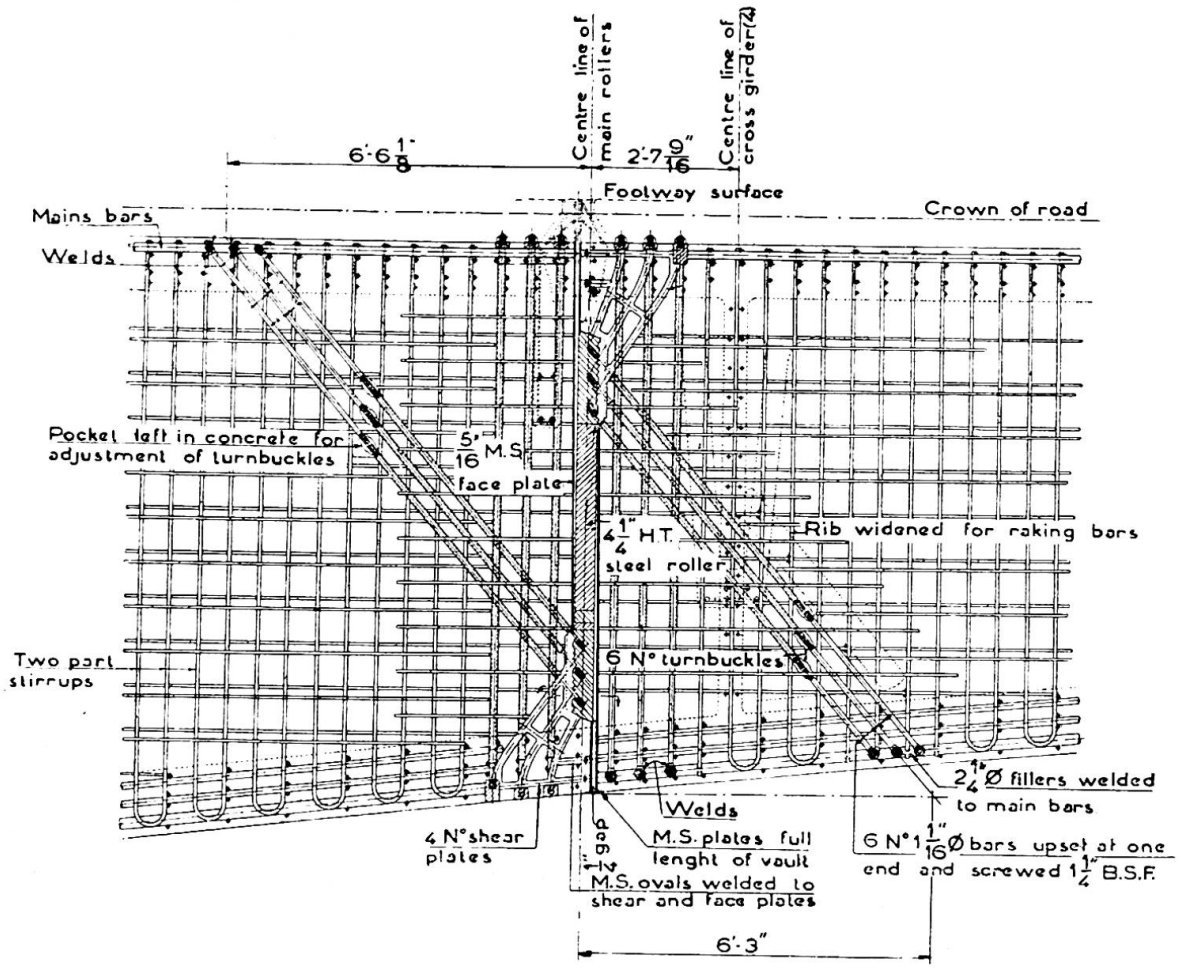


Fig. 6. Centre span (expansion joint details).

(fig. 6). It was necessary to avoid projections at the joints, and the main rollers were therefore limited in width to the thickness of the ribs. Loading conditions were such that, using medium high-tensile steel, a diameter of 40 in, was required for the rollers, and this, together with the inevitable division of the rib depth, so reduced the corbel above and below that a shear value in excess of 1.000 lb per square inch was called for. Such a high figure could not be realized with normal reinforcing; accordingly the principal compression component was transferred from the bearing billets by means of special reinforcement, or « shear » plates, whilst the principal tensions were taken care of by medium high-tensile bars which were prestressed as described later.

Considerations of transverse deflection showed that, with the main bearing rollers only, the major portion of the loading would be thrown on to the inner rib. Although this action could have been compensated to a large extent, in the case of dead loading, by the initial setting, the greater live load effect could not conveniently be eliminated. Secondary rollers in the deck and vault slab were therefore provided which ensured the transmission of the torsion arising from transverse deflection across the joint, and the whole span was thus enabled to act in relation to torsion as if monolithic.

Stops

At the top of the vertical ribs of the pier shells and near the end of the shore cantilevers, stops are provided to limit the movements of the superstructure resulting from various causes. The stops at piers Nos. 1 and 4, being practically at the centre of expansion of the north and south halves respectively, are provided with only 1/8-in mean clearance each side; those at the other piers and the end stops have about 3/8-in mean clearance, the amount being adjusted so that contact is made, one side or the other, at the extremes of temperature. The end stops consist of heavy reinforced concrete walling, founded generally on cored piles, and are of such robust construction that should any pier develop a tendency to tilt sufficient resistance would be available for prevention or correction. The stop detail is comprised of an elongated steel-shod nib projecting horizontally from the vault slab of the cantilever into a steel-lined recess in the walling. In addition to the stops described, ties are arranged across the centre span expansion joints to limit independently the amount by which they may open.

Should the bridge ever be called upon to carry its full design load there would be, in the absence of preventive means, first a downward and then an upward deflection of about 1 in at the end of the shore cantilever as the load passed over and on the first span. This would cause damage to the road and footpath surfacing at the approach and might give rise to an undesirable feeling of deflection. Dampers were therefore provided in the form of reinforced concrete columns containing a central rod which passes through a hole in the vault slab. Adjustable stops were formed between the top of the column and the vault to limit downward deflection, and between a pad on the top of the vault and a nut at the end of the rod to limit upward movement. These dampers were so proportioned that whilst their strength was adequate to control live-load deflections they would yield before any damage to the bridge structure proper could result from failure to readjust their setting following an appreciable settlement of the abutment or pier foundations.

Construction joints

The desirability of avoiding joints in zone of high shear stress, the effect of the settlement of centering piles during construction, and the contractor's scheme for carrying out the work had to be taken into account. The arrangement finally evolved consisted in providing temporary transverse gaps at about one-sixth span from the piers and at the centre, thus dividing each span-length into three sections, one pier section, and two centre sections, each capable of slight relative settlement during concreting. The sections were sub-divided by longitudinal joints in pre-determined positions, to give reasonable pours without introducing additional transverse joints, except as afforded in the centre span by the expansion joints.

Pre-stressing

In the shore cantilevers, at the top of the bearing walls, and in the vicinity of the centre-span expansion joints, where exceptionally high shear stresses are obtained, certain reinforcing bars were required to be pre-stressed. Such bars were of medium high-tensile steel with ends upset and screwed, and contained in steel tubes fitted with projecting end connections. After the concrete had been poured and had hardened the bars were stressed by passing steam through the tubes and taking up the thermal extension by turning the end nuts or turn-buckles so that, on cooling, the required stress was induced. A final stress of 30 000 lb per square inch was required in the bars, and the initial apparent stress, as measured by the turns of the screws, to ensure this was found by calibration with a hydraulic jack to be 45 000 lb per square inch, the difference being due to elastic and creep compression of the concrete and to shrinkage, the latter factor being small on account of the concrete being many months old when stressing was carried out. The bars were finally grouted up solid in the tubes, the steam connections being used for this purpose.

Welding

To realize the desired slimness of the construction a high percentage of reinforcement was necessary, and it was evident that welding would afford many advantages. The elimination of laps, splice bars, and hooks would enable scantlings, and therefore dead weight, to be reduced to the minimum, and within the limitations of the design would permit the simplest arrangement of the steel in relation to concrete placing. Welding also offered a rigid reinforcement cage true to dimensions and cover and resistant to displacement during concreting, and provided a means whereby efficient crack-control could be ensured. Electric arc welding was used.

Concrete

The superstructure, the bearing walls, and the cellular bases to the piers and abutments were specified to be of concrete quality A, the mix being : cement, 112 lb minimum and 140 lb maximum; aggregates (sum of volumes measured separately), 5 5/8 cub. ft. Strength requirements on 6-in cubes were : preliminary tests at 28 days, 5 600 lb per square inch; works tests at 28 days, 4 200 lb per square inch, and at 3 months 5 000 lb per square inch.

The pier and abutment shells were of concrete quality B, which mix was similar to quality A but with strength requirements reduced by 20 per cent. In practice it was found that the strengths corresponding to quality A could be realized with the minimum quantity of cement, so that the mixes became, in fact, identical. Generally for vibrated reinforced work a slump of 3 in was permitted. Concrete with 1-in slump was used in many heavily reinforced parts of the work, and there was no evidence to show that a

higher value was generally necessary. The water/cement ratio ranged from 54 per cent. to 60 per cent. by weight.

The whole of the concrete in the bridge structure, except the foundation block, was vibrated, a minimum frequency of 5 000 cycles per minute being specified. Electric vibrators, of 160-watt and 250-watt capacity, clamped to the shuttering, were used generally. Immersion vibrators were employed in situations such as at junctions of members where the external machines could not be fully effective.

Surface treatment

No treatment could be adopted which would impair the strength and life of the structure, and accordingly bush hammering and tooling, which not only remove the surface but also cause damage to the underlying concrete, were excluded from general adoption. The stone facing has been arranged in vertical strips so that the joints in no way imply heavy stones functioning as an arch or wall. It was specified that the forms for surfaces exposed to public view should be lined with a smooth-faced non-absorbent plywood and, after stripping, the concrete face should be mechanically ground by carborundum disks. The « arch ring », where special cover to the reinforcement had been provided, was lightly hammered with an electric hammer, whilst the underside of the structure, except the curved vaults of the end spans, received an « engineering » finish, consisting of grinding down the worst board marks and blemishes resulting from welding splash, cleaning, and then stippling with and rubbing in a thin coat of neat cement mortar. The end span vaults were lightly sandblasted in two stages, the first to expose flaws for making good and the second an all-over treatment to give uniform texture.

Stresses

The maximum values of stresses in the reinforced concrete construction were broadly governed by the desire to provide factors of safety equal to those implicit in the Code of Practice, Section 3. The concrete generally corresponded to the nominal 1 : 1.5 : 3 Special Grade mix; the reinforcement was generally mild steel, but medium high-tensile steel was used for pre-stressed bars. The maximum working stresses are given in table I. Preliminary and works crushing tests on 6-in cubes at 28 days called for minimum strengths of 5 600 lb per square inch (4 x) and 4 200 lb per square inch (3 x) respectively. The compressive stress in the main girders, although a bending stress, was limited to the mean of the bending and direct values on account of the cellular form of these members. The shear on a reinforced section was limited to the value given (the Code would permit 550 lb per square inch) for reasons of crack control. The figure was arrived at as a result of tests to determine the ultimate tensile strength of the concrete in bending and shear. A general minimum of 450 lb per square inch was found from both bending and torsion tests on unreinforced specimens.

The flexural reinforcement to the main girders consisted generally

of bars about 2 in diameter; tests showed a yield-point of 36 000 lb per square inch for this size of bar, so that to preserve the normal factor of safety (about 2.2), which is based on the yield-point of smaller diameter bars, the working stress was reduced.

In the superstructure the calculated maximum stresses correspond closely to the working stresses given in table I, except in the case of bond, where the maximum stress, computed in the ordinary manner, amounts only to 70 lb per square inch. The bearing pressures on the foundations are given in Table II. The figure of 8 cwt per square foot for the skin friction on the piling, taken on the projected area, is given as a probable mean value. On first loading the friction would be some 50 per cent. higher, but as a result of shear « creep » in the clay there would be a transference of load to direct bearing, and the ultimate value would be small.

Concrete stresses : lb per square inch		Steel stresses : lb square inch	
Bending	1 400 (x)	Beam tension	16 500
Direct	1 100	Web	18 000
Main Girders	1 250	Pre-stressed bar	30 000
Shear	140	Compression	Modular ratio basis
Bond	140		
Shear (reinforced)	450		

TABLE I

Skin friction on piling	Gross pressure : tons per square foot		Net pressure : tons per square foot	
	Abutment	Pier	Abutment	Pier
Nil	4.76	4.45	2.54	3.12
8 cwt per square foot	3.77	3.68	1.55	2.35

TABLE II

The new bridge was designed for the London County Council by Messrs. Rendel, Palmer and Tritton, Consulting Engineers; in association with the Council's then Chief Engineer, Sir Peirson Frank, M. I. C. E., F. S. I., the collaborating architect being Sir Giles Gilbert Scott, O. M., R. A. The contractors were Messrs. Peter Lind & Co. Ltd.

Résumé

Ce mémoire donne des indications concernant la construction du nouveau pont-route sur la Tamise, à Londres.

Ce nouveau pont, dont la construction débuta en 1937 a été ouvert à la circulation en 1942. Il remplace l'ancien pont de Waterloo construit de 1811 à 1817 d'après les plans de John Rennie. Le vieux pont était constitué par

neuf arches lourdes en maçonnerie de 120 pieds de portée, reposant sur des piles de 6 mètres d'épaisseur et des culées massives. La largeur était de 13m50. En 1923 la fondation d'une pile commença à s'affaisser, nécessitant une réduction du trafic. Un pont provisoire fut érigé 9 mètres en aval, pont qui fut enlevé après l'achèvement du nouveau pont. En 1934, la construction du nouveau pont fut décidée. Pendant la période 1923-1934, il y eut de nombreuses discussions pour savoir s'il fallait renforcer et élargir l'ancien pont ou le démolir. La décision intervenue en 1934 permit de concevoir un nouveau pont en béton armé pour lequel les voies d'accès étaient maintenues, comportant cinq arches d'environ 240 pieds de portée intérieure et un tirant d'air dépassant le tirant existant de 3 pieds.

La caractéristique principale du nouveau pont consiste dans ses lignes élancées. Les voies d'accès, d'une hauteur considérable au-dessus des deux rives, sont reliées par une construction d'une longueur de 375 mètres reposant sur des piles dont la hauteur au-dessus du niveau de l'eau n'est que de 0m30.

La superstructure supportant le tablier, comporte deux maîtresses-poutres de hauteur variable de 7m50 de largeur, écartées de 10 mètres. Celles-ci supportent une dalle intermédiaire d'une construction monolithique. Les appuis sont constitués par quatre piles reposant dans le lit du fleuve et deux culées, non apparentes sur les berges. La travée centrale est en cantilever.

Les caractéristique techniques principales sont :

Béton vibré.

Un système de renforcement soudé sur chantier éliminant tous les accessoires tels que recouvrement, crochets, etc.

Précontrainte et renforcements locaux.

Poutres jumelées en caisson continues au-dessus de trois appuis. Ces poutres sont supportées sur des voiles minces flexibles les préservant de tout effet de torsion pouvant résulter d'une charge excentrée sur la dalle de 33 pieds de largeur entre ces deux poutres.

Répartition des charges sur toute la largeur des piles par l'intermédiaire de voiles comportant toute la largeur de ces piles.

Piles constituées par des caissons donnant une protection suffisante aux voiles portants et limitant le déplacement longitudinal de ceux-ci.

Pendant la construction, la répartition correcte des charges et la mise à niveau furent exécutées au moyen de vérins hydrauliques placés dans les voiles portants.

Zusammenfassung

Dieser Bericht gibt Aufschluss über die Konstruktion der neuen Strassenbrücke über die Themse in London.

Die neue, 1937 in Angriff genommene Brücke wurde 1942 dem Verkehr übergeben. Sie ersetzt die alte Waterloo Brücke, die, 1811 begonnen und 1817 dem Verkehr übergeben, nach den Plänen von John Rennie gebaut wurde. Die alte Brücke bestand aus einer schweren Mauerkonstruktion mit neun Bögen von je 120 Fuss der inneren Oeffnung, die von 20 Fuss dicken Pfeilern und massiven End-Widerlagern getragen wurde. Die Brücke

hatte eine Breite von 45 Fuss. Im Jahre 1923 begann das Fundament unter einem der Pfeiler zu versagen, sodass der Verkehr auf der Brücke eingeschränkt werden musste. Als weitere Vorbeugungsmassnahme wurde 30 Fuss (ca. 10 Meter) stromabwärts eine Notbrücke erstellt. Nach Fertigstellung der neuen Brücke ist die Notbrücke entfernt worden. Zwischen 1923, dem Jahre, in dem die Schwierigkeiten mit dem Fundament einsetzten, und 1934, in dem der Beschluss endgültig gefasst wurde, die alte Brücke abzubrechen, war es wiederholt zu Meinungsverschiedenheiten darüber gekommen, ob die alte Brücke renoviert und verbreitert, oder aber abgebrochen werden sollte. Durch den Beschluss, die alte Brücke zu entfernen, wurde die Möglichkeit geschaffen, eine neue Brücke in Eisenbetonkonstruktion zu bauen, die die bestehenden Zufahrtswege beibehielt, fünf Bögen von je beinahe 240 Fuss der inneren Oeffnung besass und den Wasserfahrzeugen einen 3 Fuss höheren Passierraum gestattete.

Das Hauptmerkmal der neuen Brücke besteht in ihren schlanken Linien. Die bestehenden Zufahrtswege, die eine beträchtliche Höhe über den beiden Flussufern erreichen, werden durch eine Konstruktion miteinander verbunden, die über ihre 1 250 Fuss Gesamtlänge eine Pfeilhöhe von nur einem Fuss aufweist. Die Tragelemente befinden sich unterhalb des Fahrdammes und bestehen aus doppelten, vierkantigen Trägern verschiedener Höhe und von je 25 Fuss Breite; diese Tragelemente liegen in 33 Fuss Abstand voneinander. Sie tragen eine mit ihnen monolithartig gebaute Zwischendecke. Im Fluss stehen vier Pfeiler und auf jedem Ufer ein verstecktes Widerlager. Die vierkantigen Träger ragen über ihre Stützen hinaus und tragen in der Mitte einen Hängebogen.

Die technischen Besonderheiten dieser Brücke sind :

Vibrierter Beton.

Eine an Ort und Stelle geschweisste Verstärkung, wodurch alle Ueberlappungen, hakenförmige Endteile usw. wegfallen.

Oertliche Vorspannung der Verstärkungsglieder.

Doppelte, hohle, vierkantige Träger, die ununterbrochen über drei Stützen verlaufen. Diese Träger sind von dünnen, biegsamen Stützwänden getragen, die sie gegen Torsion festhalten, welche aus der durch die den 33 Fuss weiten Zwischenraum abdeckende Zwischendecke bedingten exzentrischen Belastung entsteht.

Tragmauern, die sich über die ganze Breite der Konstruktion erstrecken und deren Gewicht über die Länge der Pfeiler verteilen.

Pfeiler, bestehend aus kräftigen, hohlen Tragwänden, die den unabhängigen Tragmauern jeden notwendigen Schutz und, in ihren Oberteilen, den notwendigen Rückhalt bieten, um Längsverschiebungen zu begrenzen.

Bei der eigentlichen Bauarbeit erzielte man die notwendige Gewichtsverteilung und Höhenberichtigung mittels hydraulischer Pressen, die in Aussparungen in den Tragmauern untergebracht wurden.

Summary

This paper gives details of the design of the new highway bridge across the Thames in London.

The new bridge, commenced in 1937, was opened to traffic in 1942.

It replaces old Waterloo Bridge, built to the designs of John Rennie, which was begun in 1811 and opened in 1817. The old bridge consisted of a heavy structure in masonry having nine arches, each of 120 feet clear span, carried on piers 20 feet in thickness, and massive end abutments. The width of the structure was 45 feet. In 1923 foundation failure commenced at one of its piers in consequence of which restrictions were imposed on traffic and as a further precaution a temporary bridge was erected 30 feet clear downstream. With the completion of the new bridge, the temporary bridge has been removed. Between the years 1923 when foundation trouble commenced and 1934 when it was finally decided to remove the old bridge, there had been much controversy as to whether the old bridge should be reconditioned and widened or removed. The decision for its removal rendered it possible to design in reinforced concrete a new bridge incorporating the existing approaches, having five spans each nearly 240 feet clear, an overall width of 83 feet and 3 feet more headroom for the passage of river traffic.

The main feature in the new bridge consists in its slender outline whereby the existing approaches at a level of some considerable height above the banks on either side of the river are joined by a structure having only one foot of camber in its 1 250 feet of length. The load-carrying members are situated below road surface and consist of twin box girders of variable depth each 25 feet in width situated 33 feet apart. These carry an intermediate deck, built monolithic with them. There are four piers in the river and an abutment hidden on each bank. The box members cantilever beyond their supports and carry in the centre a suspended span.

The principal technical features comprised in the design of this bridge include :

Vibrated concrete.

A system of reinforcement welded in situ whereby all necessity for laps, hooked ends & c. was eliminated.

Prestressing of reinforcement in places.

Twin hollow box girders continuous over three supports. These girders are supported on thin flexible bearing walls which fix them against the torsion resulting from the eccentric loading caused by the deck over the 33 foot space between.

Load-bearing walls extending the full width of the structure and distributing its weight over the length of the piers.

Piers consisting of strong hollow shells which provide all necessary protection to the independent bearing walls and, at their tops, the restraints necessary to limit longitudinal movement.

In construction, decentering and correction of levels was affected by means of hydraulic jacks situated in emplacements formed in the load-bearing walls.

IId12

Les ponts de Sandö

Die Brücken bei Sandö

The bridges at Sandö

I. HÄGGBOM
Chief Engineer of Design, A. B. Skånska Cementgjuteriet, Stockholm

Situation

The bridges over the Angerman River at Sandö, which were built during the years 1938-1943, form part of the Stockholm-Haparanda coastal road.

The river is divided at this point into two wide arms and one narrower one, separated from one another by the islands Killingholmen and Sandön. The main channel is bridged by a hingeless concrete arch with a span of 264 metres, whereas the other wide arm, the Klockestrand Sound is bridged by a continuous concrete girder with a maximum span of 71.5 metres. The width of the roadway is $12^{m}00$ of which $2 \times 1^{m}25$ are foot-paths.

Nature of the ground

The nature of the ground is comparatively unsatisfactory. There is a deep rock bed below the bottom of the river, covered by a very thick deposit consisting mainly of fine sand, changing upwards to loam and silt with a top stratum of loose clay. The depth of water in the river is 18 to 19 metres. At the banks, where the soil has been washed away, the rock is steep and irregular. Borings taken in the river's channel reached depths of 37 to 48 metres below the water level without rock being encountered.

On each side of the main channel the rock rises above the surface. It was thus possible to lay the greater part of the foundations for the approaches on rock. In the Klockestrand Sound the ground consists of fine sand loosely deposited to a considerable depth, and it was therefore necessary to use piling. The depth of water at this point is about 10 metres.

Loading

The roadway is designed to carry a load of one or more traffic lines of 9-ton motor vehicles, with or without an 8-ton two-axle trailer and with a 15-ton three-axle motor vehicle in each line with or without a 10-ton two-axle trailer, and a 15-ton road roller. Furthermore, the deck structures are designed for an 8-ton axle load having a wheel-base of 1.7 metres in each line. The pavements are designed to carry a uniformly distributed load of 400 kg/m^2.

Arch span over the main channel

The arch span over the main channel consists of a hingeless concrete arch having an effective span of 264 metres. The rise of the arch is 40 metres and the clear headway is 40 metres for a width of 50 metres.

The arch is of box form (see fig. 4) and it is divided by transverse walls distributing the loads from the columns to the four longitudinal

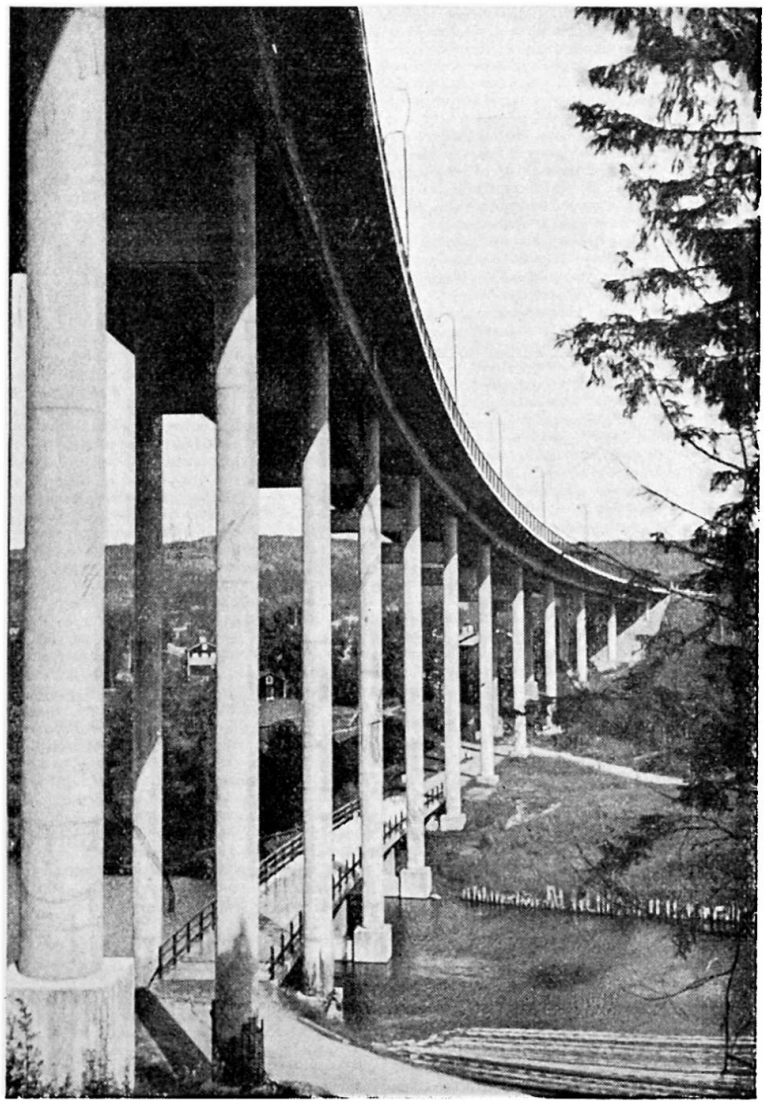


Fig. 1. Approaches.

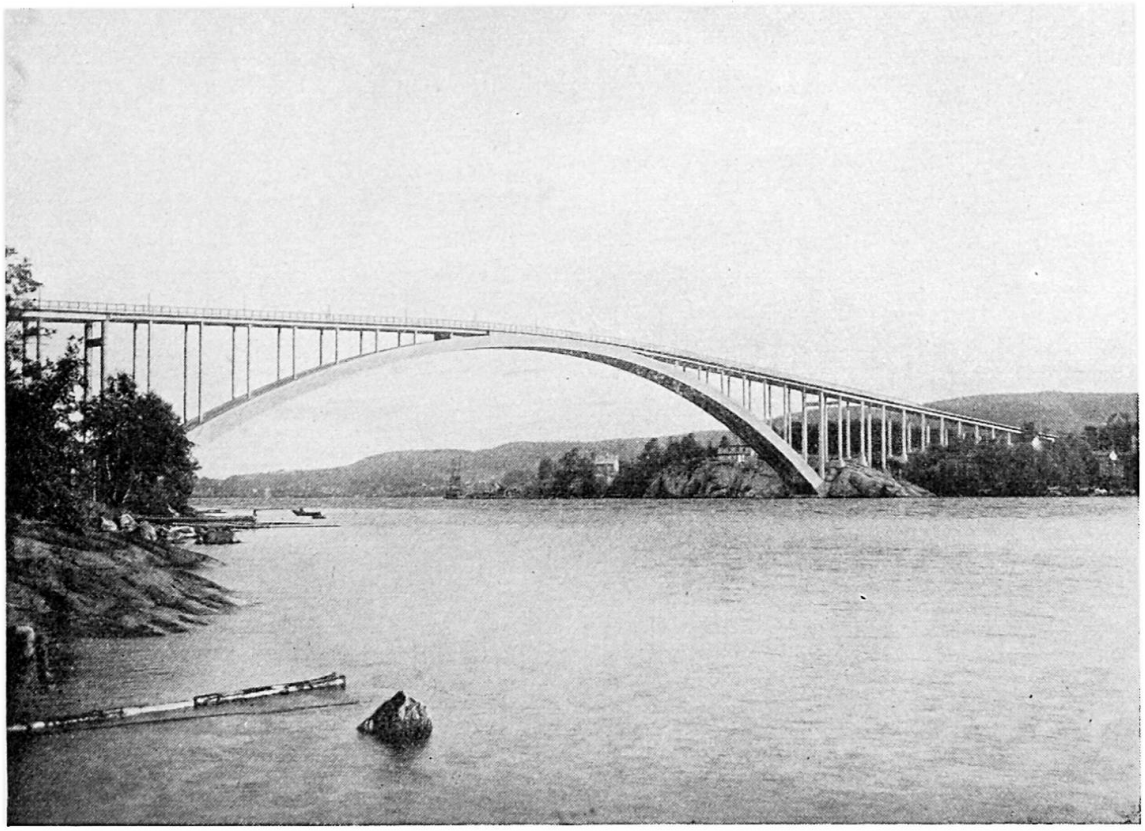


Fig. 2. Bridge over the main channel.

walls of the arch. The wall thickness is 30 cm except near the springings where the thickness is increased for a short distance. The constant width of the arch is 10.1 m and the height varies from 2.9 m at the crown to 5.0 m at the springings. The axial curve of the arch follows the equilibrium polygone for dead load.

The moment of inertia varies according to the formula :

$$I_x \cdot \cos \varphi_x = (1 + 8\ (K - 1) \cdot \xi^3) \cdot I_0$$

where

$$K = \frac{I_{10}}{I_0} \cdot \cos \varphi_{10} = 3\ 065$$

and I_0 and I_{10} are the moments of inertia at the crown and springings respectively.

In calculating the stresses in the arch set up by the live load and the temperature effect, the influence on the bending moments caused by the stiffening effect of the deck structure has not been considered but allowance has been made for the effect of the reinforcement; the ratio of the moduli of elasticity of steel and concrete being taken as 15.

The maximum stresses under normal and exceptional loads may be seen from fig. 5.

In calculating the temperature stresses it has been assumed that

$$t_{max} = 18{,}5^\circ\ C \text{ and } t_{min} = -23^\circ\ C\ .$$

The wind pressure is transmitted by the deck structure and the con-

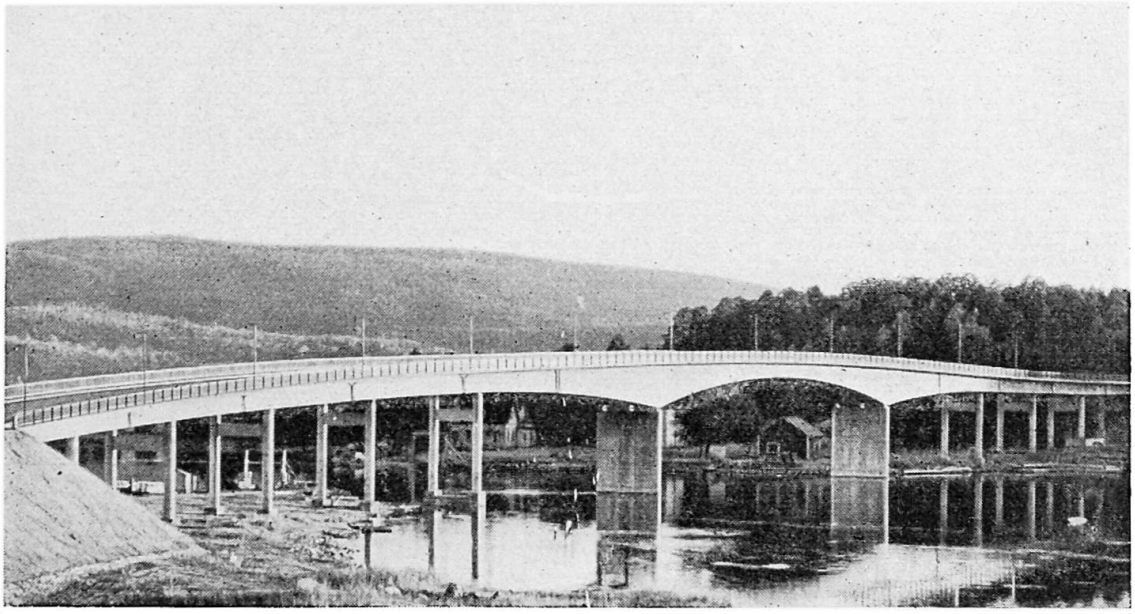


Fig. 3. Bridge over the Klockestrand Sound.

crete arch jointly and the proportion to be carried by the deck structure and the arch respectively is determined by the requirement that the deflection of the bridge roadway and the concrete arch shall be equal at the centre of the span. If the wind pressure at the crown of the arch is taken at 175 kg/m² and E = 375 000 kg/cm² with G = 0.385 E, the maximum deflection at the crown will be 50 mm and the maximum stress in the arch 18 kg/cm².

Safety against buckling in a vertical plane

Safety against buckling in a vertical direction was calculated according to Dischinger (¹) the variable moment of inertia being taken into account. As the arch is comparatively flat, the influence of the horizontal displacements during buckling on the magnitude of the buckling load is small and has therefore not been taken into account. The modulus of elasticity E for loads of short duration has been assumed to be 375 000 kg/cm².

With unsymmetrical buckling, the critical horizontal thrust will be

$$H^{a}_{crit} = 27.7 \cdot \frac{E\,I_0}{a^2} \qquad (1)$$

where I_0 is the moment of inertia of the arch at the crown and a is half the span = 132 metres. Similarly for symmetrical buckling

$$H^{s}_{crit} = 41.7 \cdot \frac{E\,I_0}{a^2} \qquad (2)$$

With an unsymmetrical live load the factor of safety against buckling,

(¹) *Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken* (*Der Bauingenieur*, 1937, H 33).

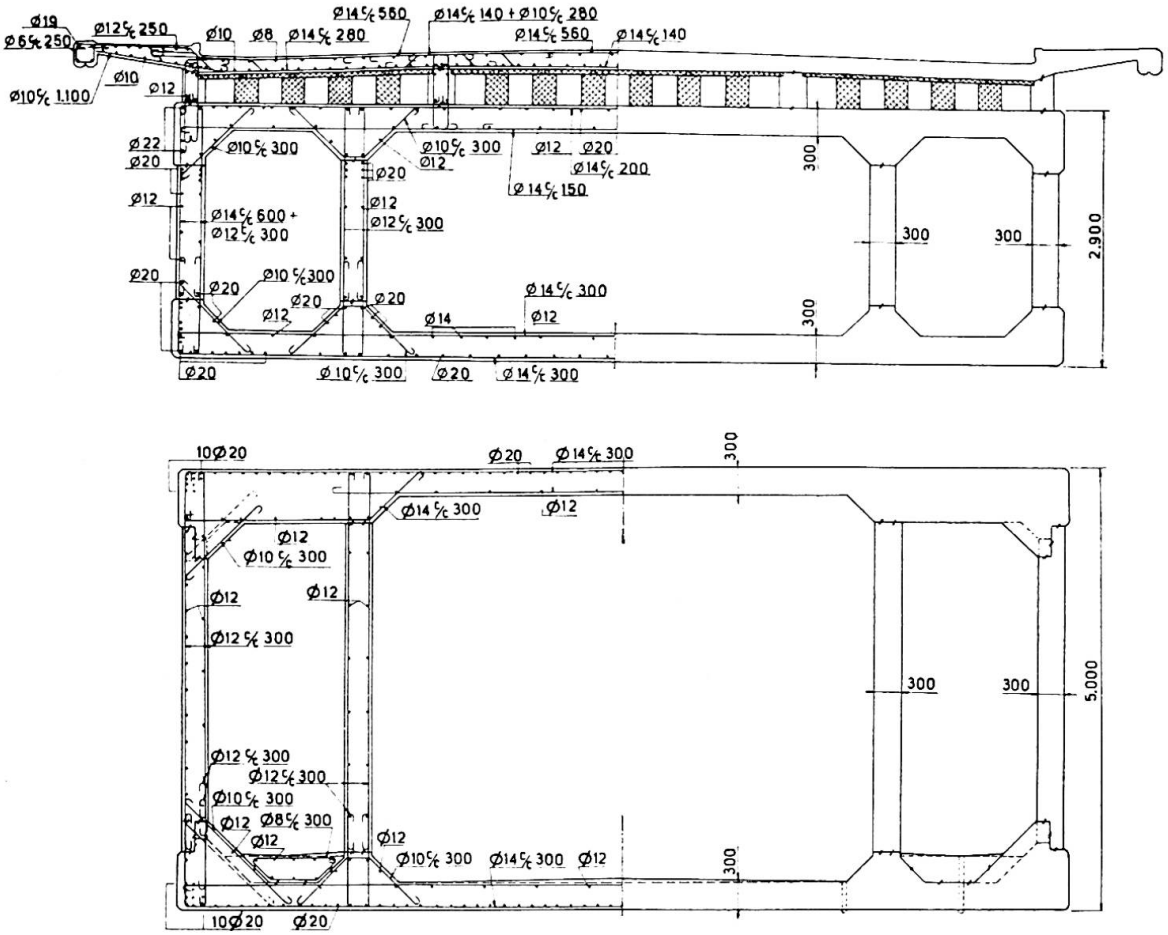


Fig. 4. Sections through the arch at the crown and in the springing.

according to Euler, will be 8.10 ($E = 375\,000$ kg/cm²). The deflection will be 56 mm, corresponding to an additional stress of 4 kg/cm².

Centering

A considerable proportion of the cost of an arch is due to the falsework. In view of the considerable depth down to the solid ground encountered in this case, a freely suspended timber centering was found to be the cheapest.

This centering was constructed on land on a temporary trestle, as a framed arch 4 m high, with a span of 247.4 m and a rise of 36.5 m. The flanges were formed by slaps 12 m in width, consisting of 2″ × 8″ planks

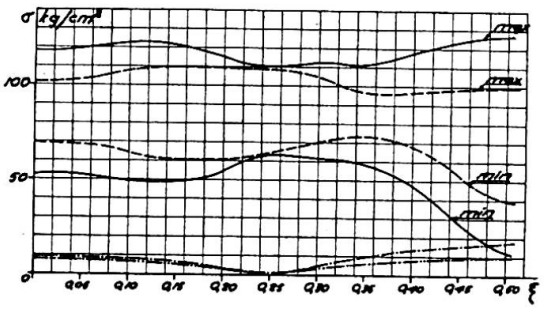


Fig. 5. Stresses in the arch.

— — — — Own weight + live load.
— · — · — Only wind.
— ·· — · — Only temperature.

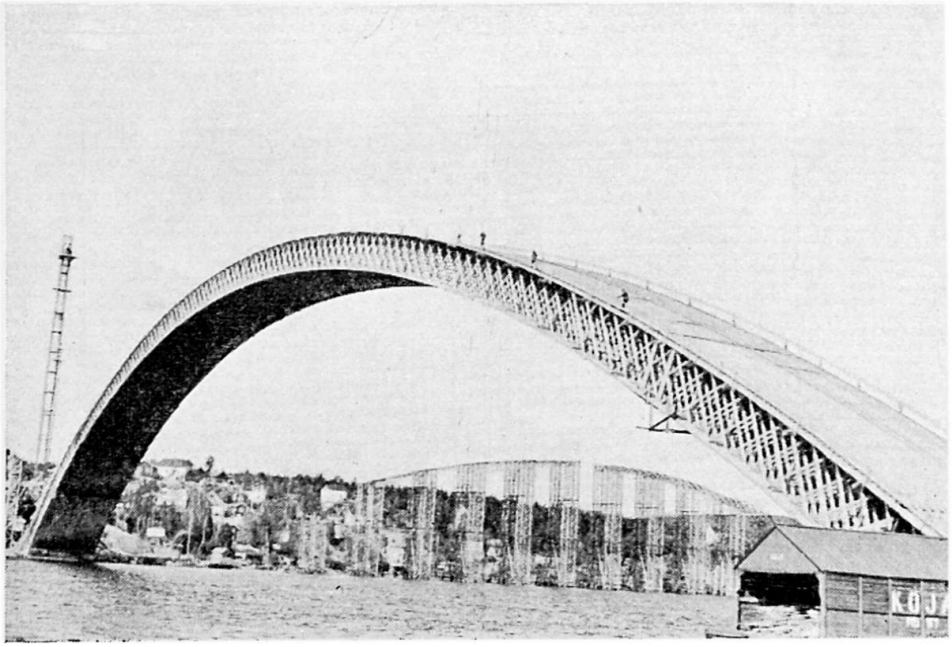


Fig. 6. Freely suspended timber centering.

set side by side, the widths vertical, and spiked together. The width of the slabs increased from 11.1 m at the crown to 13.1 m at the springings. They were joined together by 14 longitudinal webs, consisting of crossed diagonals 2″ × 6″. All timber was pine with a cubic weight of 0.35 and a moisture content of 15 %. All forces were transmitted by spiked connections. The spikes were 300 mm wire spikes 8 mm square having a tensile strength of 60 kg/mm². They were driven in without previous drilling by means of light pneumatic hammers.

Two barges with a loading capacity each of about 1 000 tons, which were first filled with water and then emptied were used in raising the timber arch weighing 1 000 tons from the temporary trestle and in transporting it to the site of the bridge. During this transport which took place in May 1939 the horizontal thrust was taken by steel ties.

In August 1939 the concreting of the bottom slab of the arch was started. Everything indicated that the work would proceed satisfactorily, especially as the measured deflections of the centering satisfactorily corresponded with those previously calculated (see fig. 7). During the last day of August, however, when the concreting of the bottom slab of the arch was nearly completed, the centering suddenly collapsed during an intermission in the work.

By subsequent calculations it was found that the stress in the bottom

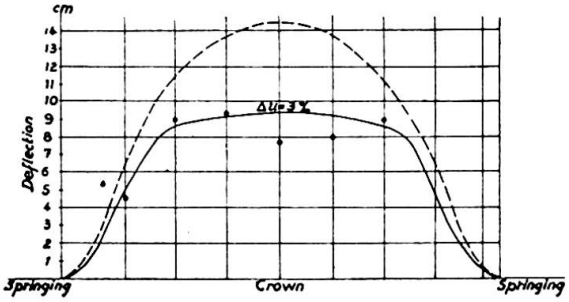


Fig. 7. Deflection at the freely suspended centering some hours before the collapse.

- - - - - - - - Calculated without regard to increased moisture.
———— Calculated with regard to increased moisture.
oooo Measured.

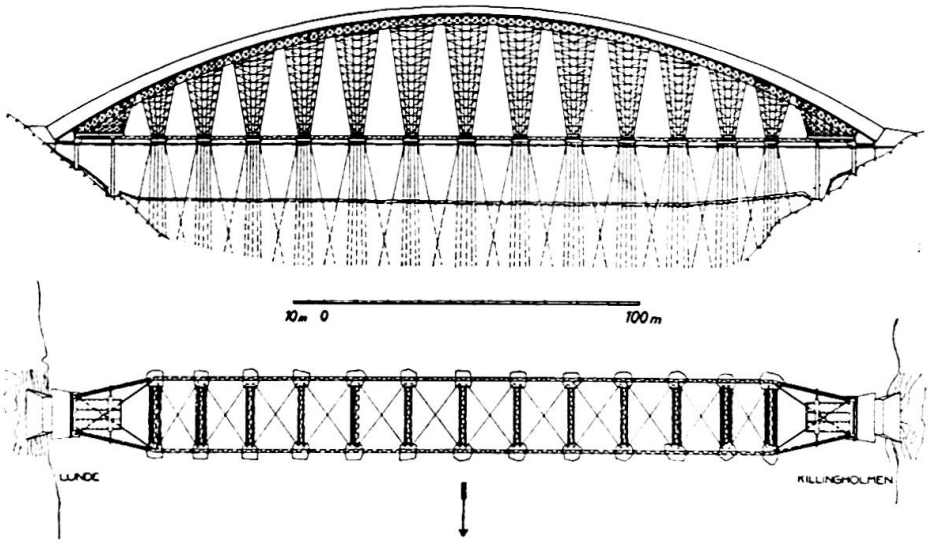


Fig. 8. The trestle timber centering. Plan and section.

flange at the crown due to the normal thrust from dead load, temperature and increased moisture content of the timber was 69 kg/cm². From the moment due to the bending of the planks, reduced by 33 % by creeping, and the eccentricity of the normal thrust in the bent flange the total bending stress was calculated to be 32 kg/cm² corresponding to an eccentricity of the normal thrust of 1.56 cm.

In view of the fact that very damp weather was experienced during concreting it was calculated that the moisture content of the timber had increased to 20 %. Repeated tests carried out later with this moisture content and using large specimens proved the compressive strength of the timber to be 195 kg/cm² ± 30 to 35 % for loads of short duration. For loads of longer duration the strength was reduced by about 40 % to 117 kg/cm², which at the eccentricity in question implies that the risk of failure exists when the mean stress in the cross-section is about 84 kg/cm² as against the actual corresponding stress of 69 kg/cm². When it is taken

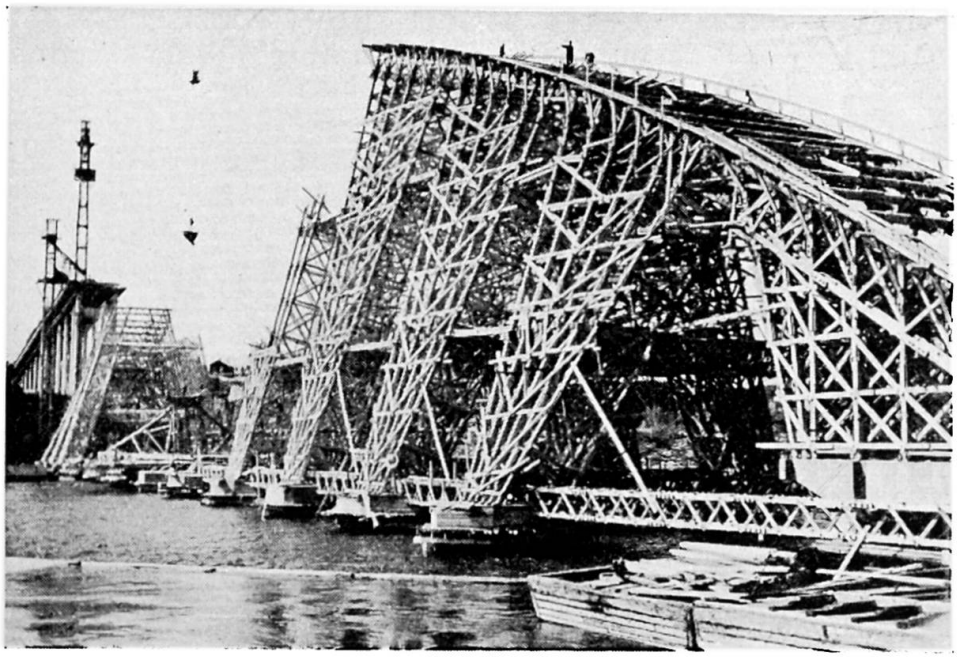


Fig. 9. The trestle timber centering, while building.

into account that the jointing and the spiking together of the planks reduce the strength still further—spiking alone probably accounts for about 10 %—and that the strength of the cross-section at the crown possibly may have been somewhat less than the mean strength of the timber, it is apparent that the collapse of the centering may probably be explained by the fact that the persistent damp weather and long loading period reduced the strength of the timber to such an extent that failure occurred at a stress which is generally considered to be safely below the ultimate strength.

Since the causes of the collapse of the centering could not be ascertained immediately, the new centering was constructed as a timber trestle (see fig. 8, 9) built up on piles 40 m in length (see fig. 10) which were driven down 20 m through the loose ground strata. Each pile consisted of 11 ordinary timber poles, 6″ × 10″ at the top and 11-16 m long. The piles were held together by 7/8″ bolts and 3/4″ jag washers 0.50 m on centers. The maximum load amounted to 26 and 40 tons for long and short periods respectively. In designing the piles it was assumed that the modulus of elasticity for wet timber was 90 000 and 63 000 kg/cm² for short and long loading periods respectively. It was also taken into consideration that a certain displacement might occur in the bolt connections. As a result the carrying capacity was reduced by about 24 % as compared with a homogeneous pile having the same cross-section, and assuming an initial deflection of 1/150. Loading tests carried out with a number of piles confirmed the accuracy of these calculations.

The piles were arranged in groups of 13, on top of which concrete piers were cast. The groups were arranged parallel to the bridge in two rows 23 m apart. In the longitudinal direction of the bridge the spacing was 14-17 m. The concrete piers encasing the tops of the piles were connected by horizontal timber trusses extending from shore to shore in which the chords and verticals were made up of timber framework and the diagonals of round steel bars.

The supports of the centering consisted of 8″ × 8″ posts of sawn timber with longitudinal and transverse braces of 2½″ × 6″ planks. On top of the supports transverse crossheads were built 3 m on centers. These crossheads consisted of timber trusses with 8″ × 8″ top chords on which 4″ × 8″ longitudinal beams 0.5 to 0.7 m on centers were placed. On these beams a 1″ transverse sheeting was nailed on top of which a longitudinal sheeting of 1″ planed boards was laid for the arch soffit.

A description of the centering is published in *Betong* H 3. 1946.

The concreting of the arch was carried out in 4 stages : the bottom slab, the inner walls, the external walls and the top slab. After each stage 300-tons hydraulic jacks, in all 24, were mounted in a construction joint at the crown. The thrust effected by the jacks was gradually increased with the load on the centering up to a total of 6 700 tons. After an adjustment of the thrust line had been made ($M = -1\,025$ tm $H = 6\,270$ t) the joint at the crown was filled in (see fig. 11).

Testing of the concrete

In order to maintain the specified cube strength of 500 kg/cm² a great number of test specimens were made. For every 50 m³ batch of concrete, one, two or three series of test cubes were prepared, which were crushed after 7, 28 and 90 days respectively. Furthermore, reinforced beams and

prisms were also prepared, though to a lesser extent, for investigating the tensile strength, and modulus of elasticity. The results are given in the following table.

Age Days	Test N°	Average crushing strength kg/cm²	Average error %	Negative deviation max. %
7	140	383	10.6	27
28	159	595	9.4	20
91	60	654	8.4	19

Cube strength of 20 cm concrete cubes

The modulus of elasticity for compression after 28 days, measured as the secant modulus for an increase in stress from 20 to 300 kg/cm², was 347 000 ± 7 %. The water-cement ratio varied between 0.39 and 0.44, and the weight per unit of volume between 2.41 and 2.52 kg/dm³.

Shrinkage and creep of the concrete

The shrinkage and creep of the concrete were studied by means of unloaded and loaded concrete prisms 20 × 20 × 100 cm which were stored

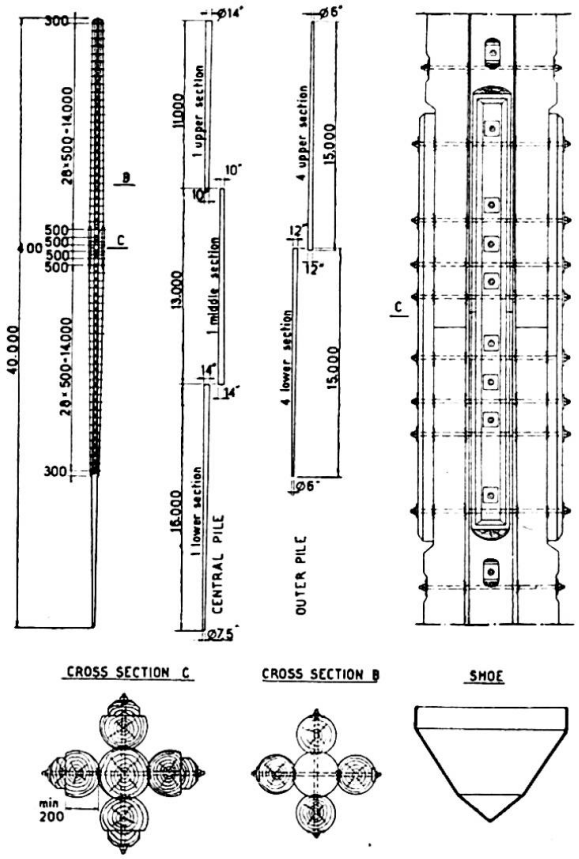


Fig. 10 (above). Pile of timber.
(Length : 40 m. – Loading : 26 t.)

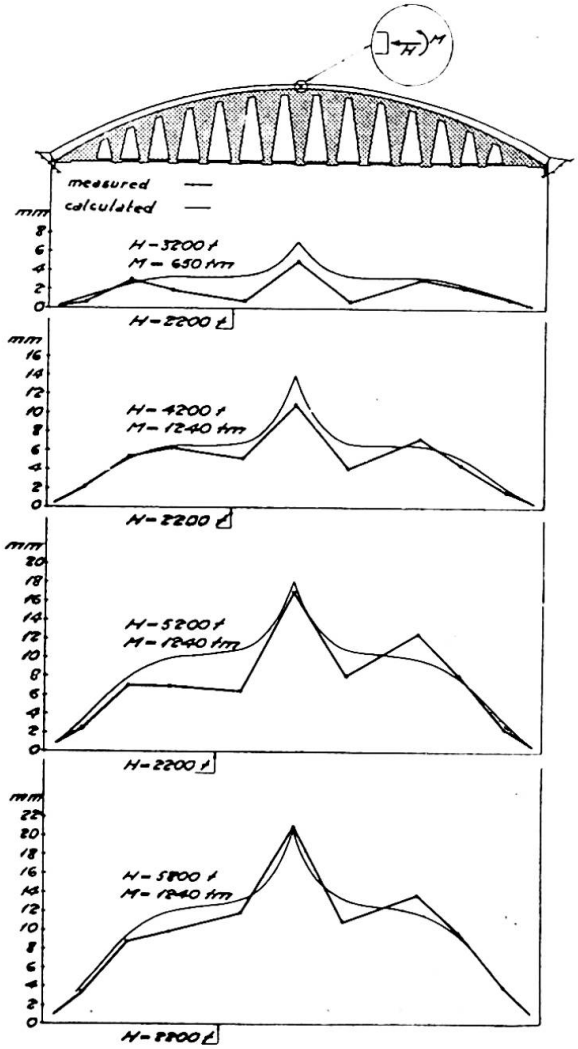


Fig. 11 (right). Movements at the raising of the arch from the centering.

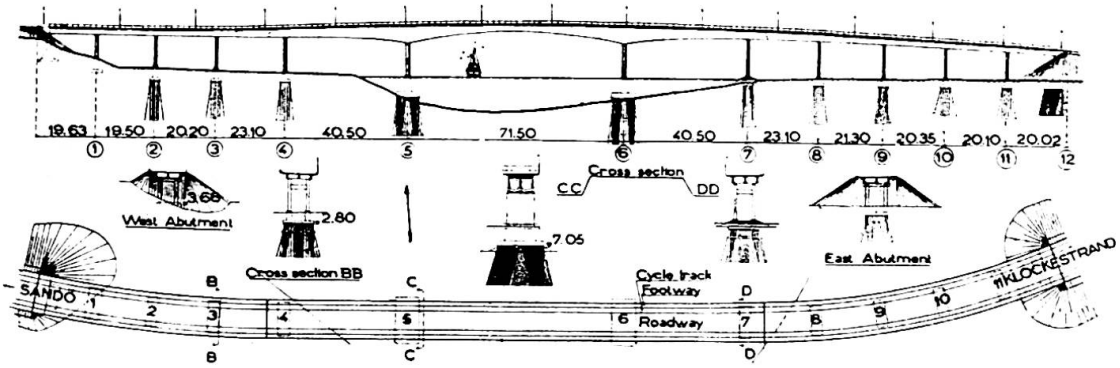


Fig. 12. Bridge over the Klockestrand Sound.

in air at a constant temperature of + 17° C and 60 % relative humidity. Based on the test results a calculation of the vertical deflection at the crown of the arch was made. It was assumed that shrinkage and creep depend on the diffusion of water vapour taking place through the concrete when the vapour pressures in or outside the concrete body varies and that these variations can be treated mathematically as a thermodynamic problem, or as the flow of water in the pores. In this way the fact may be taken into

Fig. 13. The shrinkage K and creeping **f** of the concrete as a function of the time **t**.

$K = \frac{100 - R}{100} k \cdot \mu_k$;

$f = \sigma \cdot F \mu \cdot f$

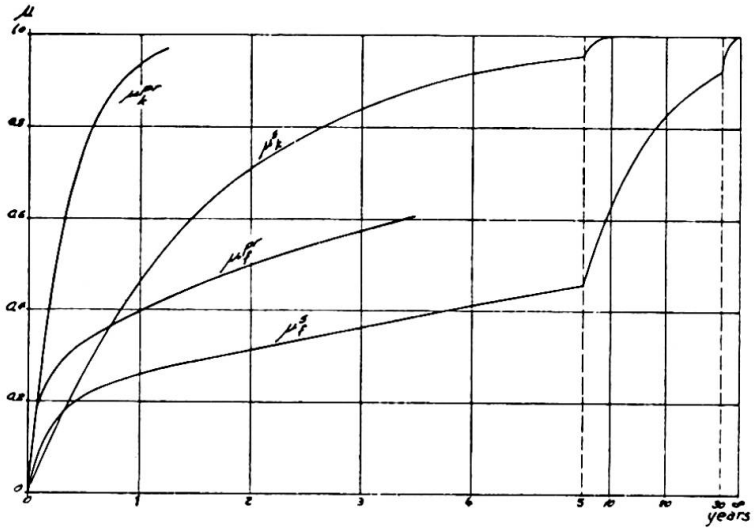
R = the relative moisture in the air.

k, F, d Material constants.

σ = kg/cm2.

μ^{pr} refers to a prisma 20 × 20 cm.

μ^s refers to a slab 30 cm thick.



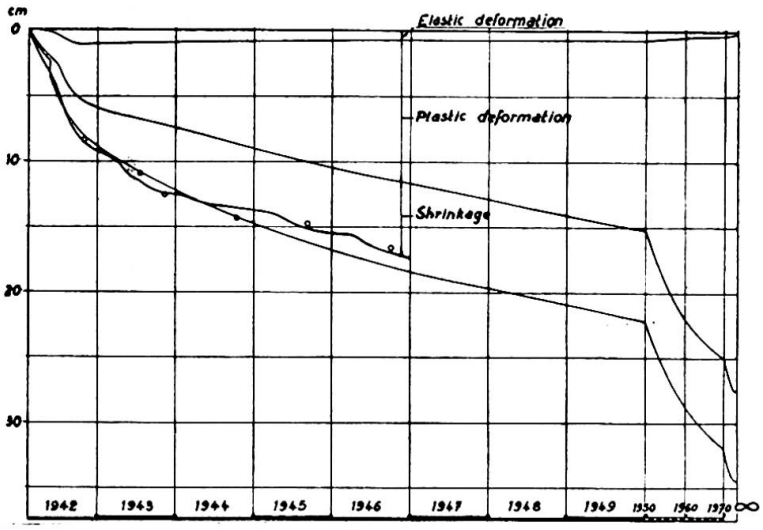


Fig. 14. Calculated and observed position at the crown of the arch with regard to the shrinkage and creeping of the concrete, calculated position with regard to the real moisture in the air.

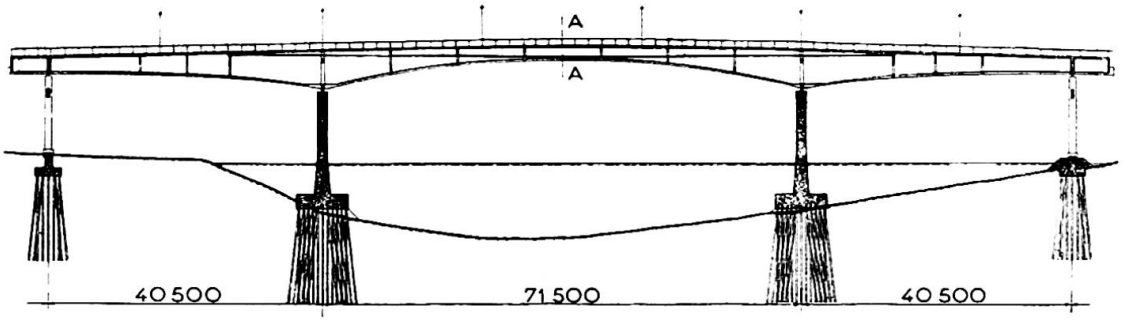


Fig. 15. Longitudinal section.

account that concrete bodies of different sizes though otherwise subjected to similar conditions shrink and creep at different rates (see fig. 13). Thus the test results obtained on the small concrete prisms in the laboratory can be converted to apply to the slabs of the arch. It will be seen from fig. 14 that satisfactory conformity was obtained between the measured and calculated values. The actual humidity of the air was also taken into account until the end of 1946. A point of special interest is the agreement between the measured and calculated position of the crown in the years 1945 and 1946 when humidity of the air was above the normal.

The girder span over the Klockestrand Sound

The three main spans of the bridge over the Klockestrand Sound are constructed as continuous reinforced concrete girders of varying depth in which an initial compression has been introduced. The centre opening has a span of 71.5 m, and the side openings 40.5 m. The depth of the girders varies between 2.55 m at the end and 5.74 m over the intermediate supports. The depth in the centre of the wide span is 2.11 m. The bridge consists of 3 longitudinal girders each 45 cm in width with a small longitudinal rib at the bottom.

The initial compression force of 1 070 tons is effected by 84 tie rods with a diameter of 30 mm of steel having a tensile strength of 52 kg/mm². The tie rods are anchored in the deck at the end spans and are freely suspended between the anchorage points below the deck and between the girders. They were stressed by hydraulic jacks up to 1 800 kg/cm². Owing to the curvature of the centre-of-gravity line of the girders and the eccentricity of the thrust, bending moments are produced in the girders which counteract the moments of the dead load. With the compression applied in this case the reduction is only 20 %, but by increasing the compression to about 3 200 tons it would have been possible to obtain a structure entirely subjected to compressive stresses. The use of steel with a high yield point in the tie rods would be of advantage.

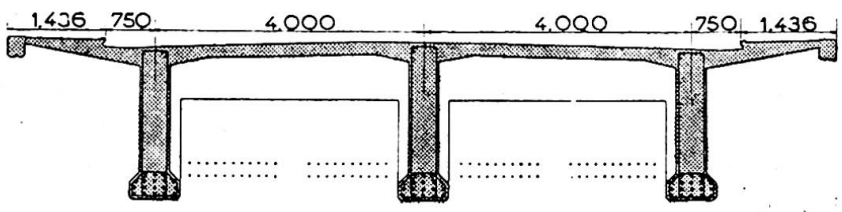


Fig. 16. Cross-section with the freely suspended tie-roads.

Due to the form of the girders the distance between the anchorage points of the tie-rods is independent of the initial force. Longitudinal deformations due to the normal thrust are approximately of the same magnitude as, but opposed to, the longitudinal deformations due to the moment of the normal thrust. This implies, therefore, that the initial force is independent of the creep of the concrete. Continuous series of measurements have also proved this.

Résumé

La construction des grandes voûtes en béton armé est intimement liée à la construction des échafaudages. Lorsque la nature du sol est mauvaise, il est préférable de concevoir un cintre reposant librement sur ses appuis. Exécuté en bois, il faut tenir compte d'une réduction de résistance dans le cas d'une atmosphère chargée d'humidité et lorsque le cintre reste longtemps en charge.

Les variations de forme de la voûte, dues au retrait et à la déformation plastique du béton, peuvent être déduites des constantes du matériau déterminées au laboratoire sur des éprouvettes.

Dans la construction des poutres en béton armé de grande portée, il s'est révélé avantageux de comprimer la construction par l'emploi de tirants en acier de haute qualité.

Zusammenfassung

Die Kunst, grosse Betonbogen zu erstellen, hängt mit der Ausführung der Lehrgerüste eng zusammen. Sind die Gründungsverhältnisse schwierig, so sind freitragende Bogengerüste vorzuziehen. Wenn sie aus Holz sind, muss man die zulässigen Beanspruchungen des Materials wegen der hohen Luftfeuchtigkeit und der langen Belastungszeit abmindern.

Nachdem man im Laboratorium anhand kleiner Probekörper die erforderlichen Materialkonstanten bestimmt hat, kann man die Formänderungen des Bogens in bezug auf Schwinden und Kriechen des Betons ausrechnen.

Bei Betontragwerken von grosser Spannweite hat es sich als wirtschaftlich erwiesen, mittels Zugbänder aus hochwertigem Stahl die Konstruktion mit einer Druckvorspannung zu versehen.

Summary

The task of building large concrete arches depend to a great extent on the construction of the centering. Where the nature of the ground is unsatisfactory, a freely suspended arch centering is superior to the trestle type. If it is constructed of timber, however, allowance must be made for the reduction of the strength of the timber when a high humidity of the air and a long loading period is to be reckoned with.

The deformations of the arch due to the shrinkage and creeping of the concrete may be calculated when the necessary constants for the material have been determined from small test specimens in the laboratory.

When constructing long span concrete girders, it has been found economical to compress the structure by freely suspended tie-rods of high quality steel.

IId13

Le pont King George VI à Aberdeen

King George VI-Brücke in Aberdeen

King George VI-Bridge at Aberdeen

C. W. J. SPICER
M. I. Struct. E., London
Chief Engineer – Considere Constructions, Ltd.

It was necessary to provide additional cross-river traffic accommodation over the River Dee to the South, and this became more urgent by the development of the housing estate at Kincorth. A site for the new Bridge was chosen to form a continuation of Allenvale Road on the North side of the River. This site is free from obstruction by neighbouring buildings and presents an unobstructed view of the proposed bridge for a considerable distance both upstream and downstream along the River.

An essential requirement was made that the Bridge must be faced with granite. All buildings of a monumental character in Aberdeen are constructed in granite, for which the City is famed. There are several quarries in the immediate vicinity, including one 400 ft deep within the City boundaries.

In the case of a bridge designed to carry the Ministry of Transport's Standard Loading, however, an all-granite construction would be very heavy and costly, and with the proposed rise-span ratios to the arches it would not have been possible to design a bridge wholly of granite. The City Engineer decided that reinforced concrete should be the principal structural material for the arches and the roadway deck but that all exposed surfaces, with the exception of the underside of the arches, should be faced with granite. The parapets were required to be wholly of granite.

The City Engineer, Mr. T. F. Henderson, M. C., M. I. C. E., prepared the general plan of the bridge, establishing the spans of the arches, width of carriageways and footpaths and the longitudinal gradients. The City Council appointed as Consulting Engineers, Messrs. Considere Constructions, Ltd., of Westminster, and as Consulting Architect, Mr. (now Sir) Frank Mears, P. P. R. S. A., F. R. I. B. A., of Edinburgh. Collaboration between Engineer and Architect was thus ensured at the commencement

of the design, which is so desirable and is recommended for all important work, especially where masonry forms the visible material in the structure.

The spans selected by the City Engineer were 100 feet, for each side span and 120 feet for the centre span, with wing walls on both sides of the river and two long retaining walls on the northern bank which were necessary so that the level of the road to Riverside Drive could be raised where it intersects with the approaches to the new bridge.

The width of the bridge between parapets is 75 feet, accommodating two footpaths 15 ft wide, two carriageways 20 feet wide, and a central island 5 feet wide dividing the carriageways.

The Architect, for aesthetic reasons, expressed a strong preference for a semi-elliptical curve to the soffits of the arches, and this was agreed to by the Consulting Engineers, although such a curve is not the best from the point of view of economy in materials. However, the bridge, by modern standards, is not large, and the extra concrete and reinforcement required to resist the greater permanent bending moments due to the elliptical shape was not considered to be extravagant in cost. The success of a bridge is usually judged by its architectural merit in association with its setting, and since the opening of the bridge to traffic in 1941, King George VI Bridge has received unqualified praise in this respect.

With the moderate spans as stated above and adequate rises to the reinforced concrete arches, no special provision was thought to be necessary to neutralise bending moments due to shrinkage of the concrete in setting. Therefore, hydraulic jacks at the crown of the arches, or temporary hinges at the springings and crowns were not contemplated. In fact, if hydraulic jacks were used, it would probably have been necessary to omit temporarily some or all of the granite voussoirs until after the arch vaults had been constructed and opened by the jacks. It was considered that the most satisfactory method of securing the voussoirs to the concrete was to lay them in position on the arch staging with rebates to receive the concrete, and with bronze cramps built in the joints and extending into the concrete vault. The concrete could then be deposited after the whole of the granite voussoirs were in place. Six transverse strips of concrete vault to each arch were specified to be temporarily omitted and the voussoir stones opposite these gaps laid with dry joints. These temporary gaps were to be concreted after the main concrete had been in place for about five weeks, to permit the initial shrinkage to occur. The joints in the voussoirs were then to be run with grout and pointed at the same time.

Two test bores were sunk, one in the position of the future North Abutment and the second midway between the South Abutment and the River Pier. Sand and gravel strata alternating with thin layers of boulders were present at the levels to which it was proposed to found the Abutments and River Piers. The nature of the material removed from the bores, however, was not altogether satisfactory, and it was agreed that provision should be made in the Contract documents and drawings for reinforced concrete piles and to postpone a decision as to their adoption until the excavations to the foundations had been carried down to their approved level.

The River Piers and Abutments are of mass concrete construction, the concrete being mixed in the proportions of one part of Portland Cement to three parts of sand and six parts of stones. The stones forming the coarse

aggregate in the concrete were of granite, graded from 3 inches downwards and « plums » or displacer stones, not exceeding two cubic feet in volume, were permitted in the hearting to the Piers and Abutments.

The River Piers are 13 feet 6 inches wide at springing level with a spread base 24 ft wide below the river bed having its lower surface inclined to an angle at right angles to the resultant of all dead loads and thrusts from the two arches. This width was proportioned to limit the pressure on the ground under dead load alone to 2.3 tons per sq. ft, which was uniform throughout the entire area of the base. With the most severe arrangement of live loading on the central arch, the maximum pressure on the ground increases to 4.2 tons per sq. ft.

The Abutments are of similar design, but it was not possible to achieve uniform pressure on the ground for dead load only. This pressure varied from 3.3 tons per sq. ft at the outer edge to 1.1 tons per sq. ft at the river edge of the Abutment. The width of the base was 33 ft and the bottom was inclined so as to be normal to the resultant of all dead loads. When the live load covers the side arch and the Abutment, the maximum ground pressure increases to 4 tons per sq. ft.

In the event of these pressures exceeding the estimated safe ground pressure at foundation level, a piling lay-out was drawn up. The piles were to be octagonal in section, 14 inches across the flats and about 30 feet long, each reinforced with eight longitudinal bars and lateral ties in the form of a continuous helix. Under each River Pier, 82 piles were arranged in four rows, the outer rows battered 1 in 10, whilst the two inner rows were to be vertical. In each Abutment foundation 95 piles were to be evenly spaced in six rows. The two rows nearest the River being vertical, and in the remaining rows, the piles were to be driven to a batter of 1 in 6 1/2. The maximum load per pile was calculated to be 75 tons, assuming that the piles carry the whole weight from the bridge, including the weight of the Pier or Abutment. Some relief of this load was expected because of the resistance offered by the ground which received directly the weight of the mass concrete. The specified final penetration set for driving these piles was 10 blows to one inch with a hammer weighing 2 tons falling freely 4 feet.

The River Piers and Abutments are capped by reinforced concrete sleeper beams which receive and distribute the thrusts and reactions from the arches. The latter have wide bands on their underside as an architectural feature and also projecting ribs on their upper surface, which receive directly the concentrated loads from the columns and dwarf walls supporting the deck. Only the soffit of the bands are elliptical in shape, and the intermediate vaults, 17 ft 6 in wide, are carried through to the Piers and Abutments in approximately a segmental curve.

Calculations for the bending moments and thrusts in the arches were based on the assumption of perfect fixity at the springings and monolithic construction throughout the entire structure. The arch was treated as one unit for the full width including the projecting bands on the soffit. The curve of the mean fibre took the parabolic form represented by the expression :

$$y = f\,(g - 0.64\ m^2 - 0.36\ m^4)$$

where y = ordinate measured from the elastic centre at distance m.
f = rise of the mean fibre.

g = distance of elastic centre below crown.
m = horizontal distance from the crown in terms of the half span.

The overall depth of the centre arch vault and ribs at the crown is 3 feet 5 inches and it increases to 6 feet 8 inches at the springings. The corresponding depths for the side arches are slightly less than those stated for the centre arch.

The superstructure is of the usual slab and longitudinal beam arrangement with transverse expansion joints at each side of the River Piers and over the Abutments. Near the crown, the longitudinal beams become dwarf walls which merge into the wider arch ribs.

The concrete in the arch vaults and ribs at the crown sections was mixed in the proportions of one part of Portland Cement to one part of Sand and two parts of Coarse aggregate. In the remaining portions of the vaults and ribs and for all reinforced concrete work elsewhere, the proportions were one part of Portland Cement, 1 1/2 parts of Sand and 3 parts of Coarse aggregate.

The spandrel walls are faced with granite which was built in advance of the reinforced concrete backing. The latter was brought up course by course with the masonry. These walls were built after the major part of the reinforced concrete deck was constructed, so that the arches could carry the largest practical proportion of their dead load, and the longest possible period could elapse after the striking of the arch staging. This provision was designed to permit the arch vaults to shorten in length and settle at their crowns under the effects of initial shrinkage and creep, before the spandrel walls were built and thus avoid cracks in the masonry facework.

Generous accommodation has been allowed for large diameter pipe mains in the ducts under the footpaths. A narrower service duct is also provided below the central island, and is used for electric cables serving the lamp standards erected on the longitudinal centre line of the bridge.

All ducts are lined with asphalt which also covers the cambered top surface to the reinforced concrete deck slab to the carriageways. Selected dry filling was placed in these ducts and well packed around the pipes, cables, etc., and the footpaths were surfaced with Adamant paving slabs, 2 1/2 in thick, bedded in lime mortar. The central Island was covered with vegetable earth and sown with grass seed. It was intended to cover the carriageways with bituminous asphalt but in 1940 this material was not available and therefore tarred macadam was substituted.

The specification for the granite facing required that all dressings should conform to the samples previously prepared for the City Engineer and Consulting Architect, and stored at the Corporation Depot. All stones were of squared and coursed ashlar, bedded in Portland Cement mortar in the proportion of two parts of sand to one part of cement and pointed in lime mortar. Rock-faced dressing was specified for the granite facework of the Abutments, River Piers, Arch Voussoirs and spandrel walls with a chisel draughted margin of varying widths around each rock face. The parapet, including the capping, was finished on the outer face with a rough picked dressing and the inner face was fine axed. The stones were laid header and stretcher and varied in bed width from 12 inches to 18 inches in Piers and Abutments and from 7 inches to 13 inches in the spandrel walls. The Voussoirs were 16 inches on bed and varied from 30 inches

to 48 inches deep. Every alternate voussoir stone was rebated at the back to form a seating on the reinforced concrete arch vault, and the remaining voussoirs had a dovetailed groove to permit the insertion of bronze cramps. These cramps were used liberally throughout the facework and dowels were introduced in the joints of the parapet. The cramps were 1 1/2 inches × 1/4 inch × 12 inches girth with ends turned down 1 1/2 inches, but larger cramps were adopted for the voussoirs.

Figures pages 398 and 399 give the general design of the Bridge.

The contract drawings, specification and bills of quantities were sent to experienced Contractors, on which they prepared their Tenders. After careful study and examination of the prices and suggested proposals for carrying out the work, the Contract was awarded to Messrs. W. J. Anderson, Ltd., of Aberdeen. The following gives the analysis of the prices and costs in the successful tender.

Description	Quantity	Average Rate	Cost	Per cent of Total
		s. d.	£	%
Sums to cover General Conditions			4 195	3.83
General Works			646	0.59
Cofferdams			12 000	10.96
Temporary Staging			7 000	6.39
Temporary Bridge			1 200	1.10
Excavations	7 967 cub. yd	6. 10.	2 728	2.49
Return filling to ditto	3 036 cub. yd	2. 0.	304	0.28
Reinforced Concrete Piles.				
Driven.	6 862 lin. ft	13. 3.	4 561	4.17
Cast.	11 583 lin. ft	7. 10.		
Mass Concrete Work	6 941 cub. yd	£ 1. 9. 5.	10 211	9.33
Reinforced Concrete Work	4 376 cub. yd	£ 1. 16. 5.	7 973	7.28
Shuttering	13 927 sq. yd	5. 7.	3 879	3.54
Reinforcement	410 tons	£ 17. 19. 5.	7 368	6.73
Bush Hammering to Arches	3 328 sq. yd	2. 0.	333	0.30
Expansion Joints	549 lin. ft	4. 3.	117	0.11
Granite Facing	19 043 cub. ft	£ 1. 11. 8.	30 136	27.53
Granite Parapets	945 lin. ft	£ 9. 10. 4.	8 994	8.21
Roads and Footpaths	3 744 sq. yd	19. 4.	3 618	3.30
Special Works. (Borings, tests, etc.)			4 223	3.86
	TOTAL FOR BRIDGE		£ 109 486	100 %
Riverside Drive, Retaining Walls			9 233	
	GRAND TOTAL		£ 118 719	

Mr. J. F. Carne, A. M. I. C. E., was appointed Resident Engineer and supervised the construction throughout in a most efficient manner.

The Contractors commenced work on the site in December 1937, and after the temporary offices, sheds, workshops, and hoardings were erected on both sides of the river, two electrically-operated Scotch derrick cranes, capable of lifting a maximum load of 5 tons and having jibs of 110 ft and

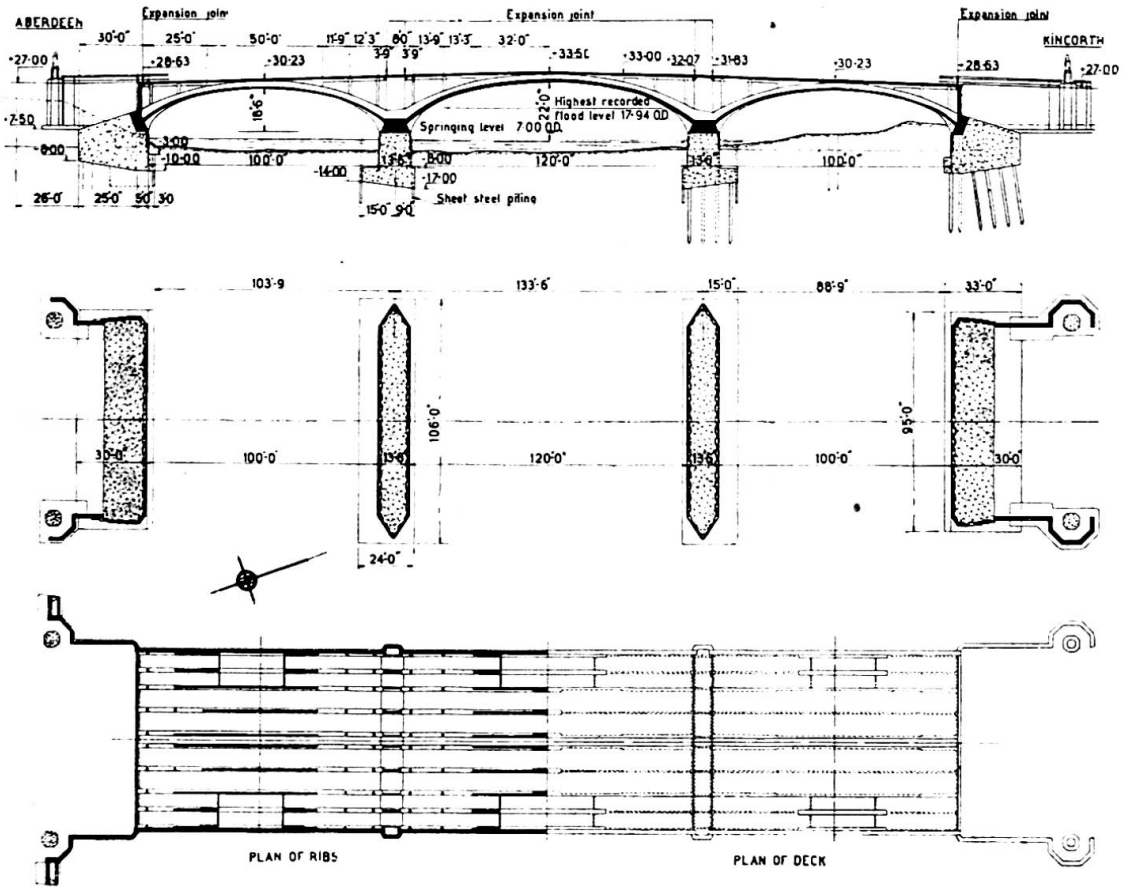
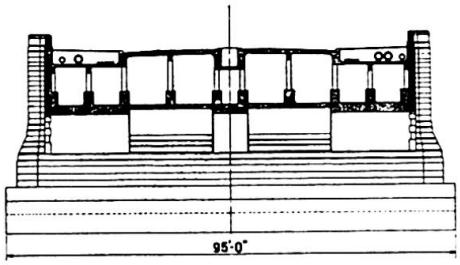
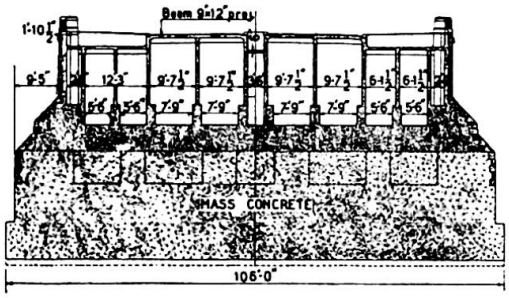


Fig. 1. General plans and sections of the King George VI-Bridge.

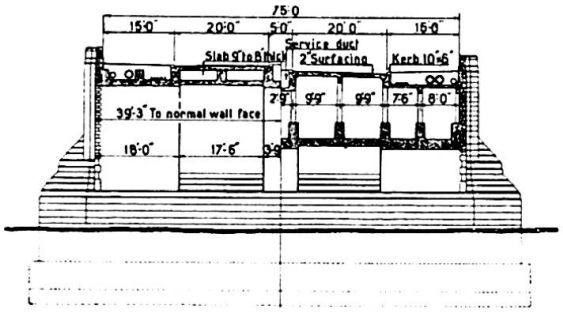


Abutment



River pier

Fig. 2, 3 and **4.** Section through abutment, river pier and cross section at crown and near springing.



Cross section

At crown Near springing

100 ft long respectively were mounted on trestles built on each bank. From these positions they were able to drive about sixty timber piles to the central portion of the staging to each side span. Beams and braces were added to these groups of piles and the cranes were moved and mounted on these stagings, from which they were able to cover the full area of each River Pier cofferdam.

The cofferdams comprised a rectangular wall of Larssen steel sheet piles of the interlocking type with the usual horizontal frames and struts. As the river is tidal and subject to sudden spates, the tops of the sheet piles had to extend above the level of the highest recorded flood, and the specification also required that the points should finish six feet below the lowest level of the bases of the Piers. The length of the Larssen piles was therefore 40 feet. They were driven with the use of McKiernan-Terry Steam Hammers, No. 9B, suspended from the crane jibs, and this was also the method for driving the whole of the temporary timber piles to the staging and temporary bridge.

As a result of experience gained in driving the steel sheet piles to the first cofferdam, where difficulty was met with by the presence of large boulders on the river bed, the Contractors removed these boulders over the area of the subsequent cofferdams as a preliminary operation. Fig. 6 shows the state of construction at this stage.

Upon the completion of each cofferdam and the pumping to remove the water, excavation was carried out, mostly by hand, and the bottom trimmed to the correct levels and slope as shown on the contract drawings. The character of the strata below these levels was investigated and found to be a soft clay mixed with fine sand. It was decided that this foundation was incapable of carrying safely the calculated pressures and therefore the

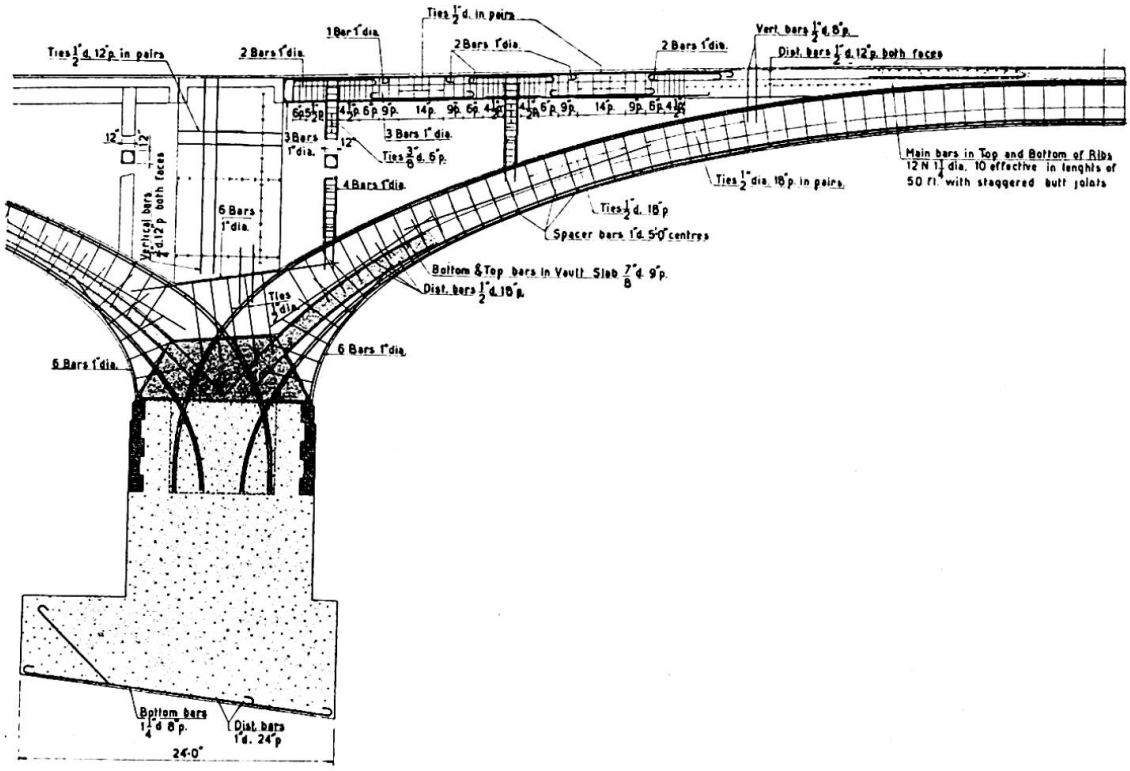


Fig. 5. Details of construction of the river span.

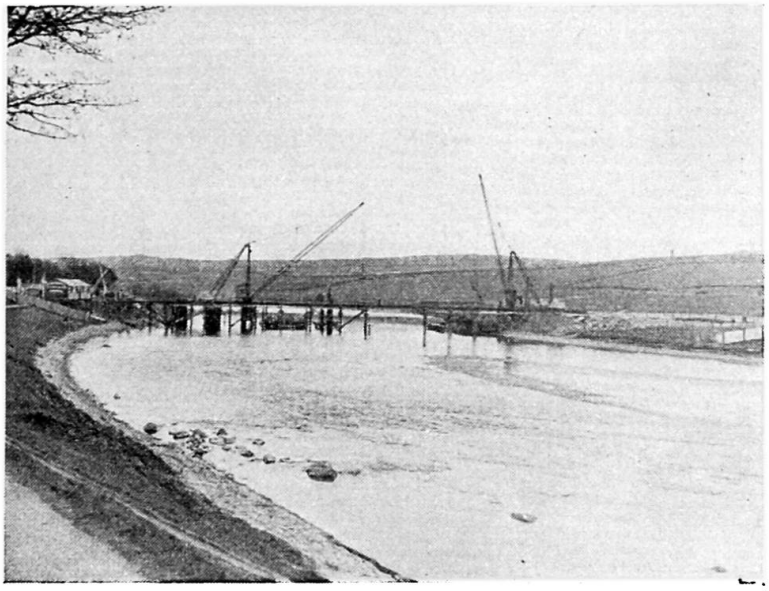


Fig. 6. General view from North Bank in early period of construction.

reinforced concrete piles were used under the River Piers and Abutments. One test pile was driven in each cofferdam, and the information so gained enabled the lengths of the remaining piles to be derived. These lengths varied from 35 ft on the South side to 25 ft in the North Abutment.

The Contractors devised an ingenious method of casting the piles in the limited space at their disposal. Two small pile yards were prepared and ten piles cast in each yard on alternate days. Thus, the piles in one layer had time to set sufficiently to enable them to carry the weight of the next layer. This was repeated until each comprised ten layers in height, and the ground area used for casting and storing about 200 piles by this means was only that necessary for 20 piles. It was, of course, known that the piles firstly cast would not be required to be driven before those in the upper tiers had matured sufficiently to be driven in the work. Fig. 7 gives a view of the piles in a stack seven tiers high.

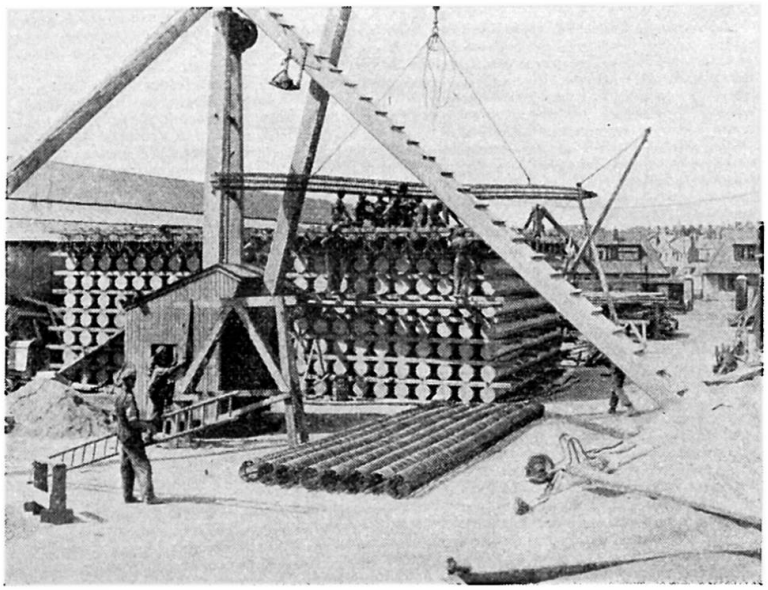


Fig. 7. Fixing reinforcement for piles in casting yard showing stacking of piles.

The reinforced concrete piles were driven from a piling frame carried on timbers resting on the bottom of the excavations. At first a drop hammer weighing 2 1/2 tons was used, but it was soon discarded in favour of a single-acting steam hammer. The specified penetration set was reached at the anticipated level below the foundations where a hard stratum was reached sloping downwards from the North to the South bank with a noticeable inclination along the length of the cofferdam where the driving was harder at the West end than that experienced at the East end.

During these operations the temporary bridge was completed, together with the driving of the remaining piles to the staging in all three spans. Simultaneously the construction of the Riverside Drive retaining walls, 800 ft long, with granite facing, including the re-grading of the road along the North bank, steadily progressed.

Salmon fishing is of great value in the higher reaches of the River Dee. The authorities who control these fishing rights imposed a restriction on the number of supports to the temporary staging with a view to reducing to a minimum the obstruction to salmon passing through the bridge false-works. It was observed during pile driving that the salmon halted a definite distance away from the bridge until pile-driving ceased for the day, and then they resumed their passage up the river.

The granite facing stones to the cutwaters and piers were being dressed during this early period of construction. All the granite was obtained from the Kemnay Quarries, and was supplied and dressed by Messrs. J. Fyffe, Ltd., and Messrs. George Hall, Ltd. A laying-out floor was provided on the South bank, where full-size templates of the Voussoir stones to the arches could by prepared. Use was subsequently made of this full-size setting out to obtain the correct curve to the longitudinal reinforcing bars in the Arch ribs. The cutwater stones to the Piers were erected at the mason's yard with dry joints so that the approval of the Consulting Architect could be obtained before being built in the work.

The main concreting of the piers could now proceed. These were brought up to springing level with their granite facing, and large pockets were formed in the top of the piers for the subsequent reception of the reinforcement in the Arch ribs, after which they were filled solid with concrete (fig. 8 and 9). This arrangement was made to permit the early removal of the upper portions of the steel sheet piling, leaving the portion below the top of the enlarged base permanently in position. The cutting of the sheet piles was done below water by an oxy-acetylene flame, and presented no difficulties. Similar arrangements were made with regard to the piles in the Abutment cofferdams, except that the piles along the ends for a distance of 13 ft and along the back were entirely removed.

Having reached the stage where the two Piers and Abutments had been completed up to springing level the two 5-ton Scotch derricks were moved to positions behind the Abutments, and the upper portion of the staging to the three river spans could now be completed. Fig. 9 gives a view of the South Pier with the arch shuttering in place. Allowance was made for the easing of the staging when the vault slabs and ribs had been concreted by placing hard-wood folding wedges under the points of support. The timber sheeting was covered with galvanised steel plates 0.035 inch thick and 4 feet square, firmly fixed to the sheeting. This was specified so that the exposed soffit would not be marred by frequent impressions of

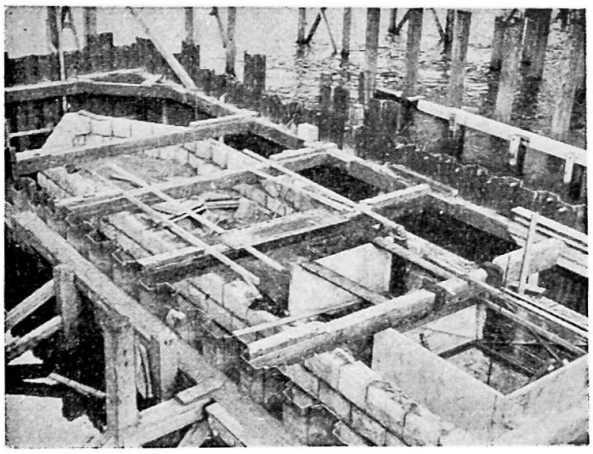


Fig. 8. South Pier showing first two courses of granite and formation of temporary pits, for subsequent reception of arch reinforcement.

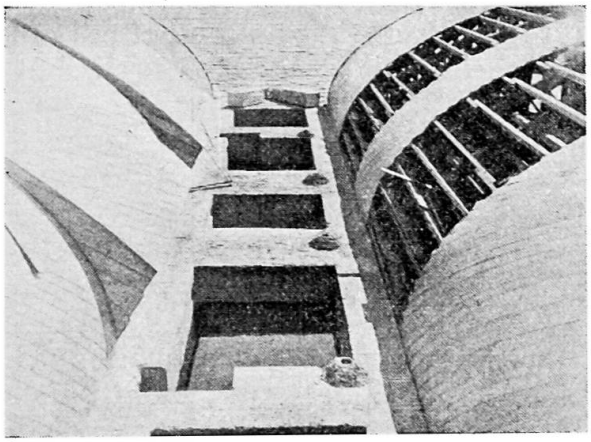


Fig. 9. South Pier. Arch shuttering in progress.

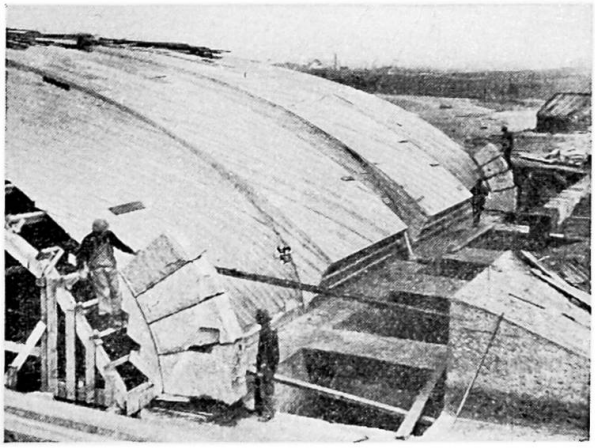


Fig. 10. South Abutment showing first four voussoirs in position.

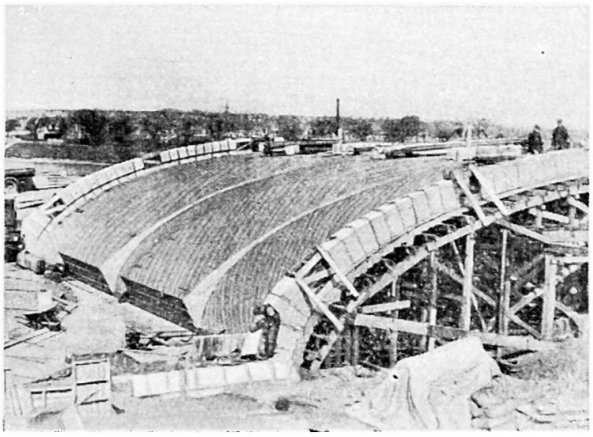


Fig. 11. South Arch span with voussoirs in position and temporary gaps formed.

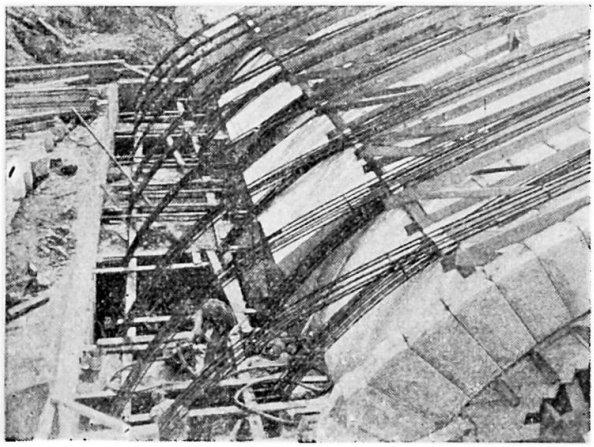


Fig. 12. Reinforcement in arch ribs.

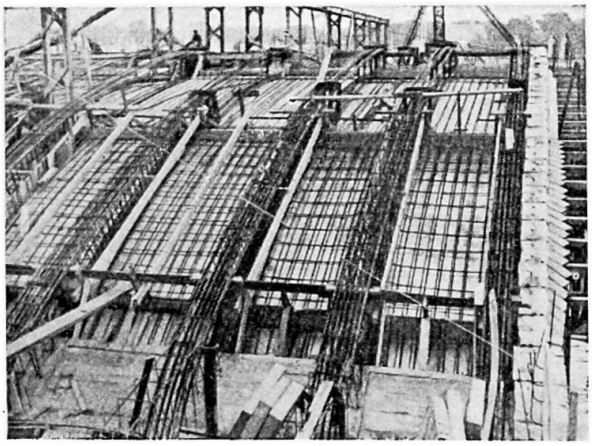


Fig. 13. Centre span reinforcement prior to concreting.

shuttering joints. The Voussoirs were built in position but with dry joints opposite the transverse gaps in the vault slab and ribs (See fig. 10 and 11). Concreting of the vault slab and ribs was carried out to a predetermined programme, and after five weeks had elapsed since the last section of this concrete had been poured, the gaps were also concreted. Fig. 12, 13 and 14 illustrate the work at the various stages during the concreting of the arches.

During this stage of the work, a very severe period of low temperature was experienced when thick ice nearly covered the full width of the river. The Contractors employed men for four days and nights to break up the ice around the timber piles and River Piers and to keep a channel open to prevent a heavy jamb of ice against the partially constructed bridge. (See fig. 16 and 17). A similar state of the river was experienced in the following winter but most of the staging had been removed, and therefore, the danger to the bridge was not so serious.

A temporary gantry was erected along the centre line of the bridge with supports at the positions of the temporary gaps and at the two Piers. This was raised to a height which would allow the deck slab to be constructed. A mixing plant for the concrete was located on the South Bank, the concrete loaded into trucks which ran along a railway for distribution to all parts of the work through open troughs and pipes. This plant arrangement served for the whole of the concreting to the vault slab and ribs, the temporary gaps and the deck superstructure. Fig. 15 is a general view of the roadway deck construction in progress.

The staging was lowered by easing the wedges after the elapse of one week since the last section of the temporary gaps were concreted. Careful records of settlement of the crown were made. In the case of the centre span this deflection was 0.42 inch during concreting of the vaults and ribs, and a further 0.48 inch was recorded immediately the arch staging had been entirely lowered clear of the arch soffit, making a total of 0.9 inch. An allowance of 1.5 inches had been made when setting up the staging and this was approximately the settlement when levels were taken about eighteen months after the staging was eased and removed. Further records were taken during the early life of the bridge which revealed small differences which could be explained by seasonal changes of average temperature.

During the main concreting of the arches, frequent crushing tests of concrete cubes were made. These gave results appreciably higher than those specified, and enabled the Consulting Engineers to permit some reduction of the periods specified between completion of the concreting and the striking of the temporary staging.

The exposed concrete to the underside of the Arches was treated by bush hammering. This removed any lines left by the joints between the galvanised sheets, and it exposed the texture of the stones in the concrete. The result was very pleasing and was a further proof of the high quality and uniformity of the concrete.

The granite-faced spandrel walls were built at a late stage in the construction, as laid down in the Specification, and were secured to the superstructure by ties between the columns carrying the deck and the concrete backing to the walls. Some of the vertical joints were left open until the latest possible date in order that any slight movement could occur without cracking the stone facework.

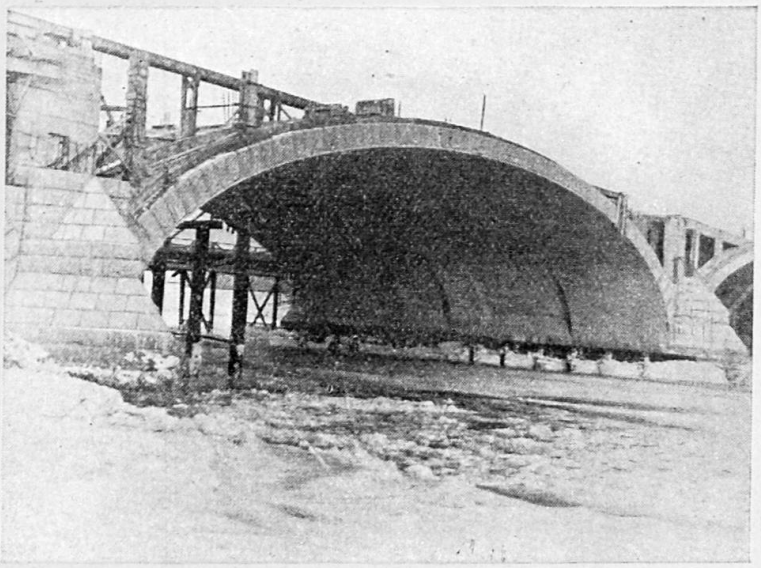


Fig. 14. Centre span arch with centering removed.

Provision has been made for permanent ventilation of the spaces between the arches and the underside of the deck. Small openings have been formed in the parapets over the Piers, and these are covered by cast iron grilles.

The Architect's design included for a large heraldic Lion carved from a granite block at each corner of the bridge. Foundations have been constructed for these features, but the carving for and the erection of the Lions have been postponed until the supply of labour is more plentiful.

The bridge is, however, embellished with eight carved coats of arms set in granite niches, one at each end of the River Piers and at the Abutments. These coats of arms represent those for the City of Aberdeen, the County of Aberdeenshire, the County of Kincardinshire, the Aberdeen Harbour Commissioners, the Incorporated Trades, the University, the Grammar School and Gordon's College. Fig. 18 gives views of the completed bridge.

Messrs. W. J. Anderson, Ltd. were also given the contract to build

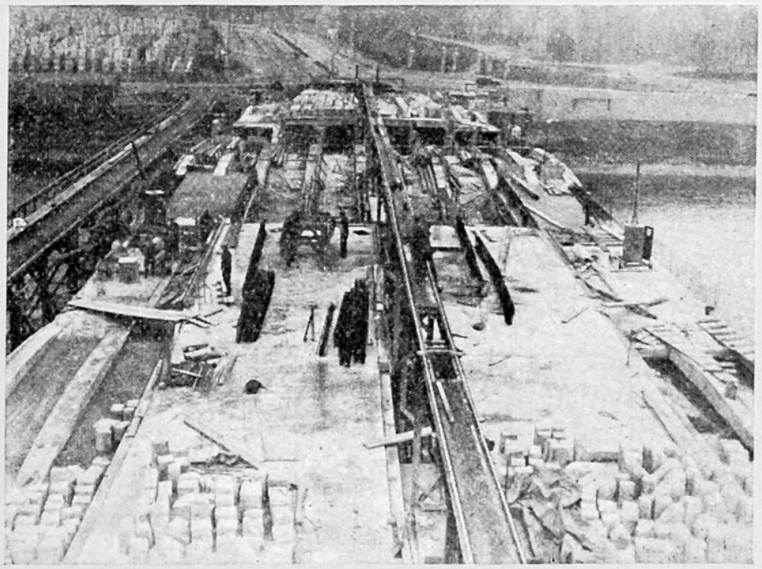


Fig. 15. General view with roadway deck in progress.

a small bridge on the South bank, situated about 450 feet from the centre line of the River Dee. The purpose of this bridge is to allow water to pass through the raised embankment in times of abnormal flood, but it also provides access below the main road for vehicular and pedestrian traffic. The bridge comprises two arches, 45 feet clear span, with a central pier, 7 feet wide. The width between parapets is 75 feet as for the River bridge. The overall length from end to end of the wing walls is 173 feet.

Granite again forms the facework to all visible surfaces except the soffit of the arches. The abutments and central pier are founded on reinforced concrete piles. The arch vaults are 12 inches thick at the crown and their intrados is semi-elliptical with a clear rise above springings of 14 feet. They are of constant thickness throughout the width of the bridge and earth filling on top of the vaults carries directly the roadway and footpath surfacing.

Both bridges were opened for traffic by Her Majesty the Queen on March 10th, 1941, in the presence of the King, the Lord Provost and many distinguished guests.

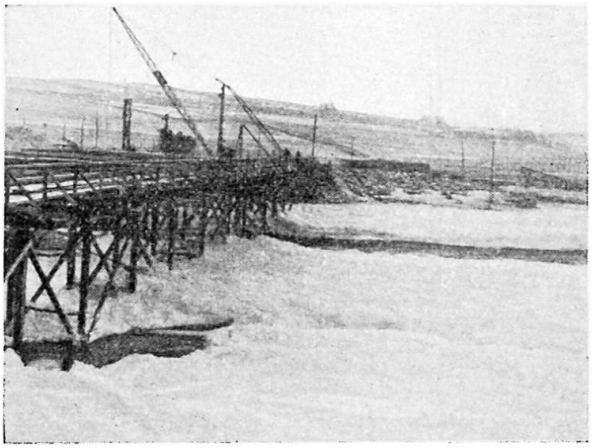


Fig. 16 and **17.** Ice and snow on the river, January, 1939.

Résumé

Description du projet et de la réalisation du nouveau pont en béton armé avec revêtement de granite au-dessus de la Dee, et dont l'inauguration par S. M. la Reine eut lieu le 10 mai 1941. Ce pont comporte 3 travées de 30, 36 et 30 mètres pour une largeur utile de $22^{m}50$.

Le projet a été conçu par M. T. F. Henderson, ingénieur M. I. C. E.; Considere Constructions Ltd., ingenieurs conseils, Westminster ; et Sir Frank Mears, F. R. I. B. A., architecte conseil.

Les arcs sont réalisés sans articulation et reposent sur des piles massives en béton. La nature du sol obligea de réaliser les fondations sur pieux.

Le début des travaux eut lieu par période de grand froid.

Zusammenfassung

Beschreibung des Entwurfs und der Konstruktion der neuen Eisenbetonbrücke mit Granitverkleidung, über den Dee-Fluss bei Aberdeen, eröffnet durch I. M. die Königin am 10. Mai 1941. Drei Spannweiten zu 100′, 120′ und 100′, und eine Breite zwischen den Geländern von 75′.

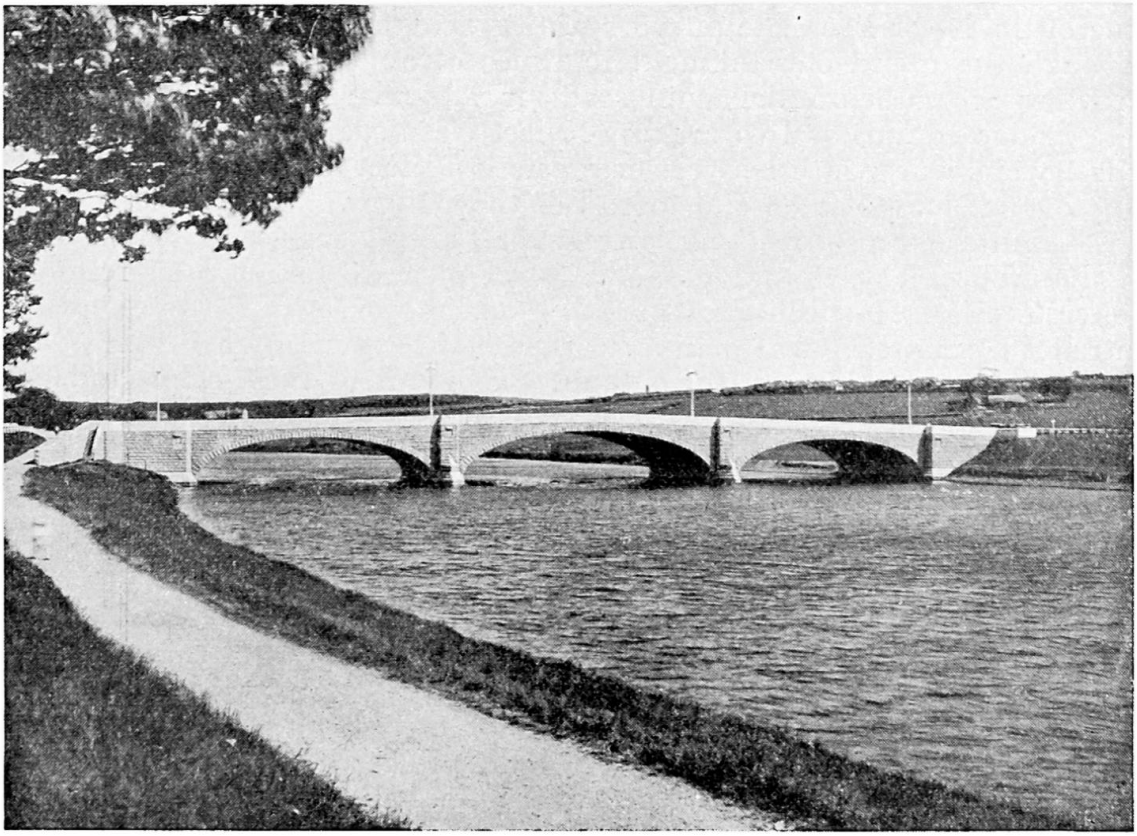


Photo A. J. B. Strackan

Fig. 18. Views of completed bridge.

Der Gesamtentwurf stammt von Stadt-Ingenieur Mr. T. F. Henderson, M. I. C. E.; beratende Ingenieure, Considere Constructions Ltd., Westminster, und Sir Frank Mears, F. R. I. B. A., beratender Architekt.

Die Bogen wurden gelenklos entworfen und auf massiven Beton-Flusspfeilern und Widerlagern abgestützt. Die Pfeilerfundationen waren notwendig, da sich beim Aushub innerhalb des Fangdammes weicher Baugrund zeigte.

Am Anfang der Bauzeit herrschte strenge Kälte und der Fluss war praktisch zugefroren.

Summary

Description of design and construction of the new reinforced concrete bridge faced with granite over the River Dee at Aberdeen, opened by H. M. the Queen, May 10th, 1941. Three spans 100 ft, 120 ft and 100 ft, and width 75 ft between parapets.

General plans by City Engineer, Mr. T. F. Henderson, M. I. C. E.; Consulting Engineers, Considere Constructions, Ltd., Westminster, and Consulting Architect, Sir Frank Mears F. R. I. B. A.

Arches were designed as hingeless, and supported on mass concrete river piers and abutments. Piled foundations were necessary due to the soft ground revealed by the excavations inside the coffer dams.

During early construction severe cold was experienced and the river was practically closed by ice.