

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

Band: 3 (1948)

Rubrik: IId: Notable structures executed since 1936

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: 18.04.2026

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

II d1

Ponts en béton précontraint

Brücken aus vorgespanntem Beton

Prestressed concrete bridges

E. FREYSSINET

Paris

Le sujet est si vaste que je ne pourrai évidemment que l'effleurer.

Les supériorités du béton précontraint sur le béton armé, en matière de ponts, résultent de multiples facteurs, qui, eux-mêmes, dépendent du mode d'exécution envisagé.

1° Les ponts en béton précontraint peuvent être coulés en place sur des charpentes provisoires, dans des coffrages, comme des ponts en béton armé ordinaire;

2° Ils peuvent être constitués par des poutres ou fermes associées après coup, grâce à des précontraintes transversales aux ouvrages, ces poutres pouvant elles-mêmes être précontraintes par des armatures tendues sur moule avant coulage, ou tendues sur le béton après son durcissement;

3° Les poutres elles-mêmes peuvent être constituées par des éléments préfabriqués assemblés par précontrainte.

Ces divers systèmes sont tous employés; chacun comportant des avantages particuliers. Tous sans exception bénéficient de ces deux faits :

1° La limite de résistance d'une dalle précontrainte est théoriquement égale au produit de la section de la dalle par la résistance de son béton, et par la distance de l'armature de précontrainte à son centre de gravité,

soit $\frac{R b a^2}{2}$. La résistance théorique d'une dalle en matière homogène $\frac{R b a^2}{6}$

est trois fois plus faible, quoique déjà bien supérieure à celle d'une dalle armée. Si, au lieu de dalles pleines, il s'agit de sections évidées, ces avantages diminuent mais demeurent importants.

2° Le second avantage théorique du béton précontraint est que vis-à-vis des poids propres permanents, les sections tendues des poutres peuvent être limitées à leurs armatures, dont le poids est très faible. D'où des possibilités d'allègement considérables par rapport à tous les autres systèmes de construction, métal ou béton, notamment pour les poutres de grande portée.

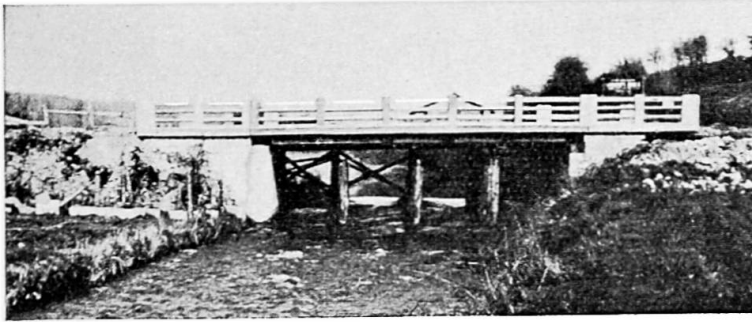


Fig. 1. Pont d'Elbeuf-sur-Andelle.

Ces avantages, dont l'origine est purement théorique, peuvent être augmentés par d'autres avantages résultant des conditions pratiques d'exécution du béton.

Le fait que les résistances d'un ouvrage précontraint sont exactement proportionnelles aux résistances unitaires du béton qui le constitue (ce qui n'est pas vrai pour le béton armé, dans lequel l'augmentation de module élastique du béton détermine une aggravation des contraintes) incite les techniciens à faire appel à des bétons de haute qualité, et la simplicité de formes et d'armatures des ouvrages en béton précontraint en facilite l'obtention.

En fait, des résistances de 500-550 kg à moins de 90 jours sont couramment obtenues sur les chantiers de ponts en précontraint coulés en place, ce qui autorise l'utilisation de contraintes de l'ordre de 140-160 kg/cm².

Mais dans le cas où l'on emploie des éléments préfabriqués en usine, en béton soumis dans l'ensemble de sa masse à des vibrations et compressions intenses, ces avantages deviennent beaucoup plus nets : la résistance du béton pouvant être relevée considérablement, jusqu'au voisinage de celle des bons agrégats.

En sorte que le moment maximum que puisse supporter une dalle précontrainte peut théoriquement atteindre quelque 20 fois le maximum de celui qui peut être supporté par une dalle armée de *même poids*.

Ceci ne veut pas dire qu'on a intérêt à utiliser ces possibilités extrêmes, ce qui impliquerait une exagération de la dépense de métal, pas toujours justifiée. Mais ces indications suffisent à faire pressentir les caractères spéciaux des ponts précontraints; les épaisseurs y sont moindres, les silhouettes plus plates, les formes plus simples que dans les ouvrages établis selon d'autres techniques.

Un exposé quelque peu détaillé des techniques actuelles et des possibilités envisagées pour les ponts en béton précontraint exigerait un gros volume et sortirait complètement des limites de la présente note; je me bornerai donc à des indications sommaires dont le but essentiel est de faire connaître l'existence et les possibilités principales des techniques qui se développent sur la base de l'idée de précontrainte.

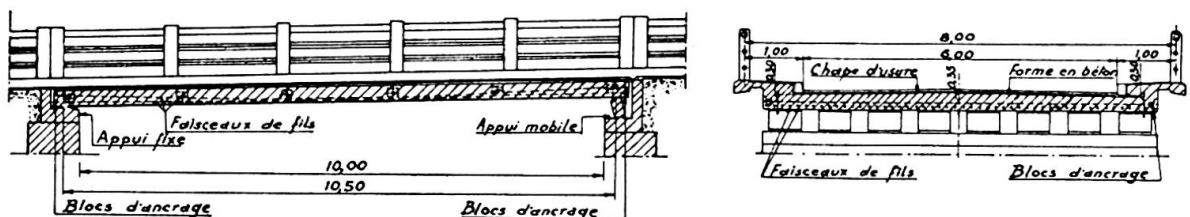


Fig. 2. Plan et coupe du pont d'Elbeuf-sur-Andelle.

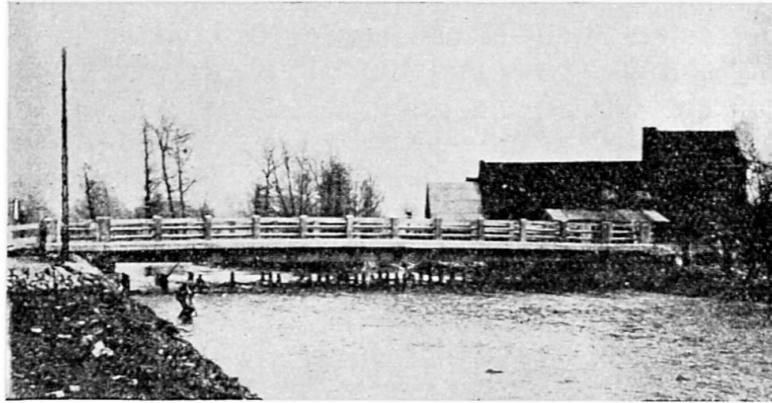


Fig. 3. Pont de Longroy.

Ponts coulés sur place

A. Ponts - Dalles

L'exécution de ces ouvrages est d'une très grande simplicité. Plusieurs sont déjà en service; d'autres sont en cours d'exécution; beaucoup sont en étude et près d'être réalisés.

Les deux premiers ponts-dalles ont été exécutés, l'un sur l'Andelle à Elbeuf-sur-Andelle, l'autre sur la Bresle à Longroy en 1942-1943.

Le pont d'Elbeuf-sur-Andelle, d'une portée de 10^m50 entre appuis, donne passage à une chaussée de 6 mètres de largeur et deux trottoirs de 1 mètre; celui de Longroy, d'une portée de 20 mètres entre appuis, donne passage à une chaussée de 3 mètres et à deux trottoirs de 1^m25 de largeur (photos 1 à 4).

La dalle de Longroy soulevée par l'explosion d'une culée minée est retombée sur ses appuis sans dommage et a aussitôt livré passage à des tanks du modèle le plus lourd, pour lesquels elle n'avait certainement pas été prévue.

Quand il n'existe pas de difficultés d'établissement des coffrages, ce type d'ouvrages permet de réaliser facilement avec des épaisseurs de l'ordre du 1/30^e des portées (en dalle sur appuis simples), des travées de l'ordre de 20 à 25 mètres, et même 30 mètres en travées encastrées.

L'exécution en est très facile. Sur le coffrage, on dispose les armatures qui reçoivent la forme de câbles à profil droit ou parabolique, formés de fils d'acier dur, parallèles.

Dans une des techniques que nous avons développées, ces câbles sont isolés du béton, pour éviter l'adhérence, soit par des tubes en acier mince, soit par un simple bitumage complété par un guipage en papier lui-même enduit de bitume.

Les fils de chaque câble sont groupés autour d'un ressort hélicoïdal à grand pas en fil d'acier dur, qui réserve un vide central destiné à être

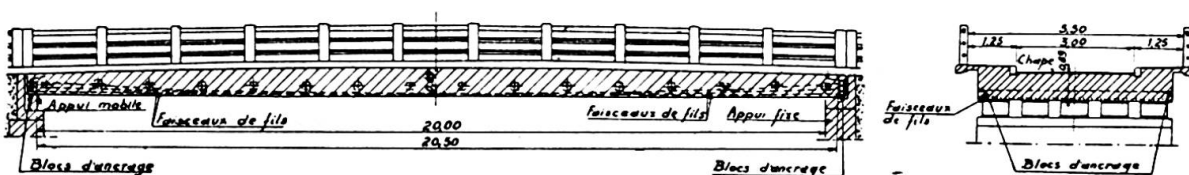


Fig. 4. Plan et coupe du pont de Longroy.

rempli par une injection de ciment sous pression, après la mise en tension des aciers. Celle-ci est faite après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur le béton à l'aide de vérins spéciaux et d'ancrages à cône maintes fois décrits.

Ces dispositions des câbles et ancrages simples et économiques assurent une excellente protection des aciers. On peut naturellement en employer d'autres. Dans certains cas, les fils ont été disposés dans des alvéoles rectangulaires par nappes parallèles dans lesquels les fils sont séparés les uns des autres par des intervalles ultérieurement remplis de mortier.

Le mode de mise en tension est également susceptible de variantes. En général, en plus des câbles longitudinaux pour assurer la répartition transversale des efforts, on doit prévoir dans les dalles quelques câbles de précontrainte transversaux.

Ce type de pont, extrêmement robuste, convient particulièrement bien pour des ouvrages sous voie ferrée; il demeure en ce cas économique pour des portées qui peuvent dépasser 30 mètres; en raison des épaisseurs plus grandes qui sont alors justifiées.

En Belgique, M. le Professeur Magnel a exécuté, sous licence de mes brevets, deux tabliers sous voie normale de portée 20 mètres qu'il a décrits dans diverses publications.

B. Ponts à poutres coulées en place

Il est évident qu'un système analogue à celui qui vient d'être décrit peut être appliqué pour l'exécution d'ensembles de poutres de formes diverses. La seule différence est que les câbles plus nombreux devront en général être groupés dans la partie centrale des semelles basses. D'autre part, au lieu de les conduire tous de bout en bout de l'ouvrage, on peut les relever comme des armatures de béton armé et les ancrer en divers points de la semelle supérieure. Du même coup, on réalise des armatures de poids minima, et on crée des compressions à composantes verticales antagonistes des efforts tranchants. Il faut seulement prendre garde de ne pas plier les câbles selon des angles trop petits et des courbes de trop faible rayon. On ne peut donner à ce sujet de règles absolues; rayons et angles dépendent des précautions prises pour assurer le glissement facile des câbles dans les courbes.

Ponts à poutres préfabriquées assemblées après coup

A. Poutres dont les armatures ont été tendues sur un moule résistant avant coulage du béton

La première poutre ainsi exécutée a été décrite bien des fois et notamment dans mon ouvrage *Une Révolution dans les Techniques du Béton*.

C'était une maquette au 1/3 d'une poutre de 60 mètres, destinée à l'exécution d'une grande halle à Francfort. Elle a été réalisée une première fois à Francfort, une seconde fois à Stuttgart, d'après des dessins établis par moi-même, par l'entreprise Wayss & Freitag, et ces deux réalisations ont été soumises par les ingénieurs allemands à une foule d'essais et de contrôles expérimentaux qui ont donné lieu à plusieurs publications en langue allemande.

Le premier moule réel a été construit en France; il a servi à exécuter les éléments des vannes de 19 mètres de portée du barrage de prise d'eau

des conduites forcées de l'Oued Fodda, et un tablier de pont appuyé sur les piles de ce même ouvrage. Après tension des aciers sur sa base, ce moule permettait de réaliser la vibration et la compression du béton de la semelle inférieure dans laquelle on scellait des armatures secondaires verticales; on tendait celles-ci avant le coulage du reste du béton; lui-même était vibré, comprimé et chauffé pour hâter son durcissement.

Ces moules reproduits en Allemagne avant 1939 y ont reçu de nombreuses applications, jusqu'à des portées de l'ordre de 50 mètres.

Ce système a un défaut : l'importance des moules, qui devient prohibitive pour les grandes poutres très fortement chargées. Il a perdu beaucoup de son intérêt du fait de la mise au point des ancrages par cône survenue en 1939.

Mes concessionnaires, auxquels sont venus s'ajouter pendant la guerre des contrefacteurs aux ordres de la Wehrmacht, ont exécuté de divers côtés des poutres à armatures parallèles tendues avant coulage sur toute leur longueur, souvent même sur la longueur de plusieurs poutres bout à bout, sans armatures secondaires ou avec armatures secondaires non tendues. Ce système, qui serait peu économique pour de grandes poutres, a été largement utilisé pour de petits ouvrages et des ponts provisoires.

L'utilité théorique de la tension des armatures secondaires est plus grande encore que celle des armatures principales; mais dans les petites poutres, elle est fort difficile à réaliser. On obtient des constructions donnant une sécurité suffisante en utilisant pour armatures transversales des aciers doux travaillant avec de faibles taux de contraintes; mais cela conduit à des poids d'acier importants. La suppression des armatures secondaires est évidemment peu recommandable dès que les portées et les efforts sont assez grands pour que le béton travaille notablement en traction; il est à remarquer toutefois que la compression longitudinale réduit beaucoup les composantes de traction.

Les poutres précontraintes préfabriquées peuvent être associées de beaucoup de manières :

1° En les accolant avec interposition de béton ou mortier entre leurs parties saillantes, leur réunion étant assurée par une précontrainte transversale à l'aide de câbles traversant ou les membrures ou des organes spéciaux. C'est la solution la plus rationnelle que je conseille toujours;

2° En les surmontant d'un tablier qui doit être bien relié aux semelles supérieures. C'est une solution médiocre; et je n'en parle que parce que mes concessionnaires allemands en ont fait un grand emploi;

3° En les enrobant dans des masses de béton, dont elles constituent pour ainsi dire l'armature. Cette solution peut être satisfaisante, si on prend les précautions nécessaires pour assurer une bonne liaison des éléments ainsi associés.

Ces divers principes d'exécution peuvent donner lieu à des modalités en nombre infini; et telle, qui ne vaut rien dans beaucoup de cas, peut se trouver parfaitement adaptée à certains problèmes particuliers. Il ne faut jamais perdre de vue qu'en construction, les principes ne valent qu'en fonction du soin apporté aux réalisations.

B. Ponts à poutres coulées sur berge ou sur passerelle de service avant tension des armatures et mises en place par un transporteur

Les conditions d'exécution des poutres de ces ponts ne diffèrent pratiquement pas de celles des ouvrages coulés sur place. Ce procédé n'a d'autre

intérêt que de faire réaliser des économies de cintre, de sujétions et de risques.

Pratiquement, on a atteint par ce procédé des portées assez importantes (54 mètres) et qui sont loin de constituer un maximum. Des circonstances favorables se présentant, des portées de 80 mètres et même plus pourraient être réalisées. Ce procédé permet naturellement les mêmes modalités d'association des poutres entre elles, que les précédents.

Ponts formés de poutres constituées par des éléments préfabriqués

Dans la plupart des ouvrages dont j'ai parlé jusqu'ici, les conditions d'exécution du béton rappellent d'assez près celles du ciment armé. Sans doute on y utilise des qualités de béton nettement supérieures aux bétons moyens du béton armé, mais l'amélioration obtenue à cet égard est limitée.

La division des poutres en éléments préfabriqués relève beaucoup cette limite : pour du béton fabriqué en usine les moyens modernes de serrage permettent d'obtenir des résistances que le perfectionnement des techniques rapproche de plus en plus de la résistance propre des agrégats en masse. En outre, le contrôle de la qualité des pièces peut toujours précéder leur utilisation, comme pour le métal d'une charpente.

Au pont de Luzancy, nos résistances dépassaient déjà 600 kg/cm²; ce chiffre est bien loin d'être une limite. Nous avons, dans des fabrications de tuyaux, atteint régulièrement 1 200 kg/cm²; il n'y a pas de raison que ce chiffre ne puisse être atteint et même dépassé, pour des éléments de ponts.

Or un béton à 1 250 kg/cm² de densité 2 500 remplace à poids égal un acier de résistance $\frac{1\ 250 \times 7\ 800}{2\ 500} = 3\ 900$ kg/cm². Encore faudrait-il

qu'il s'agisse d'un acier soudé et à formes particulièrement simples. La charpente ordinaire implique rivets, trous de rivets, couvre-joints et une masse de goussets et autres organes inutiles à la résistance; alourdissements que le béton précontraint ignore. En sorte que, le poids d'acier correspondant à un mètre cube de métal réellement utile dépasse souvent 11 000 kg. De plus, j'ai déjà indiqué que, dans les organes tendus des ponts précontraints, les sections relatives aux efforts permanents se réduisent à leurs armatures; enfin, dans la plupart des cas, il est possible de considérer les bétons des hourdis sous chaussées comme un élément essentiel des sections travaillantes.

On peut admettre le même coefficient de sécurité par rapport à la rupture, pour l'acier ou le béton exécuté en usine. Il en résulte que, si l'on compare les poids d'un ouvrage en acier à ceux d'un ouvrage en béton préfabriqué, celui-ci aura presque toujours l'avantage, dès que les résistances du béton sont de l'ordre de 800 kg/cm²; chiffre qui, dans l'avenir, sera très souvent et très largement dépassé.

On doit donc s'attendre à voir des ouvrages construits avec des éléments de béton préfabriqués et précontraints, se substituer de plus en plus aux ouvrages en charpente métallique, même pour des portées supérieures aux plus grandes que l'on ait atteintes jusqu'ici; les difficultés de montage paraissent devoir être plutôt moindres pour le béton précontraint que pour l'acier, elles se réduisent à l'exécution de joints en mortier et à la mise en tension de certains câbles.

L'outil essentiel des poutres par éléments préfabriqués c'est le câble

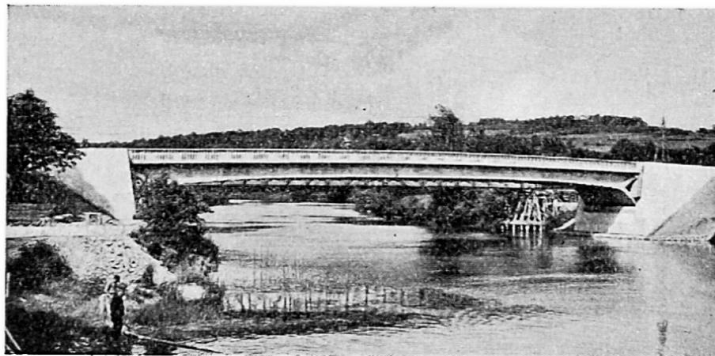


Fig. 5. Pont de Luzancy.

traversant les éléments successifs de béton moulé, en empruntant des évidements de formes et dispositions infiniment variables : câbles ancrés aux deux extrémités grâce à des ancrages à cônes ou équivalents noyés dans le béton dans la première et la dernière des pièces qu'ils relient. Ce type de poutres a donc pris naissance avec les ancrages à cônes eux-mêmes.

Le premier brevet relatif à ces ancrages date de 1939; leurs premières réalisations pratiques de 1940; mes premières propositions pour des ouvrages construits par blocs préfabriqués sont de la même année.

Les Services français des Ponts et Chaussées comprirent immédiatement l'intérêt de cette technique, et décidèrent l'exécution du pont de Luzancy qui, commencée sous l'occupation en 1941, gênée par des difficultés multiples dues aux circonstances, puis arrêtée par les autorités allemandes, ne fut reprise qu'après la libération; ce qui lui a permis de bénéficier d'importantes améliorations de technique surtout dans le domaine de la mise en place des poutres.

Il a fait l'objet d'un très bel article de M. Lalande, responsable de son exécution pour le compte des Entreprises Campenon Bernard; je ne saurais rien y ajouter d'utile.

Ce pont de 55 mètres de portée détient actuellement, mais vraisemblablement pour très peu de temps, le record de portée des ponts en béton précontraint (photo 5).

Il n'est pas le premier en date des ponts à éléments préfabriqués en usine. Les Entreprises Campenon Bernard possèdent en Afrique du Nord une puissante organisation dirigée avec beaucoup d'allant et d'intelligence par M. Safont, qui, à l'aide des renseignements que j'ai pu lui faire parvenir, a créé à l'usine de Oued Fodda une fabrication de cônes, vérins de tensions et blocs de très haute qualité.

Ces moyens ont permis à l'Administration des Ponts et Chaussées locale de projeter et de réaliser, dès la libération de l'Afrique du Nord, un grand pont par éléments préfabriqués (travée de 50 m, formée d'une poutre de 35 m sur consoles de 7^m50 et travées d'équilibre de 16^m50, à Djedeida, Tunisie) (photos 7 et 8)

Ce pont a été décrit dans *La Reconstruction des Ouvrages d'Art en Tunisie* par M. Mallet, Ingénieur en chef du Service des études et travaux en Tunisie, et dans le *Bulletin technique de la Suisse romande* du 15 mars 1947.

Un deuxième ouvrage à peu près identique, réalisé à Oued Saad, est cité dans le même ouvrage.

Ces ponts de l'Afrique du Nord ont été mis en place poutre par poutre, sans aucun échafaudage en rivière, à l'aide d'une passerelle de lancement supportant l'about des poutres.

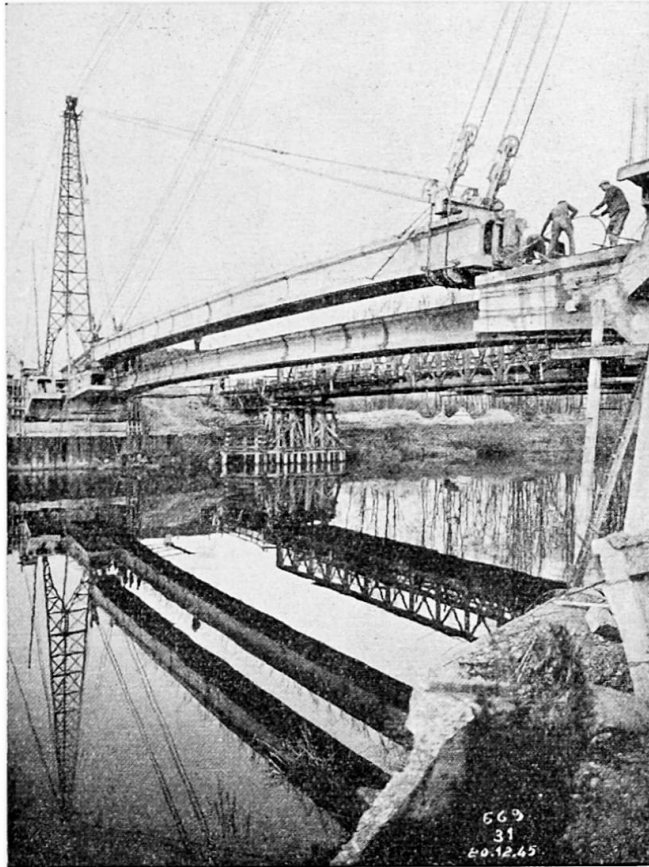


Fig. 6. Mise en place d'une poutre du pont de Luzancy.

Le pont de Luzancy est un pont à béquille qui a été mis en place poutre par poutre, à l'aide d'un transporteur à câbles que j'ai créé pour cet usage (photo 6). Ce même transporteur à peine modifié va être utilisé pour mettre en place sur la Marne cinq autres ponts de 75 à 78 mètres de portée entre nus des culées, dont les éléments seront fabriqués dans une usine créée à Esbly (Seine-et-Marne) sur le bord du canal, et, nous l'espérons, beaucoup d'autres ponts.

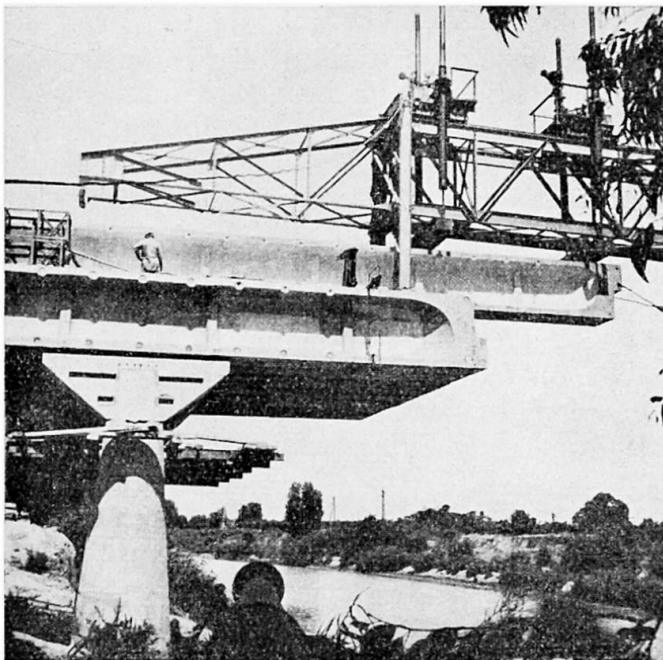


Fig. 7. Pont de Djedeida (Tunisie).

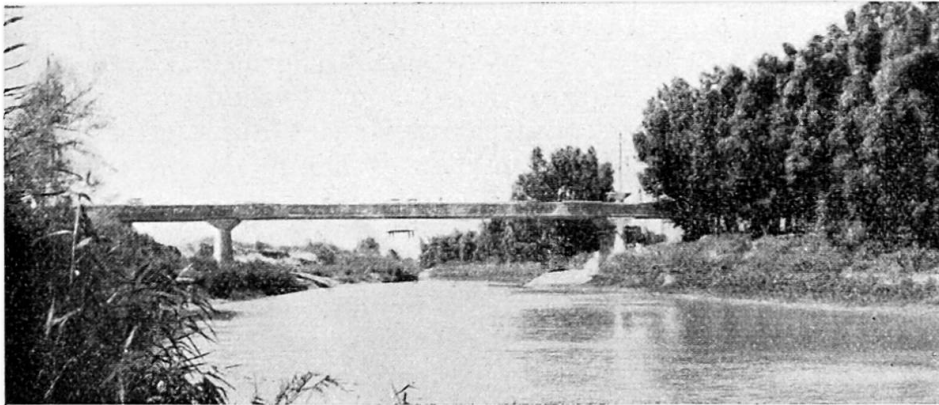


Fig. 8. Pont de Djedeida (Tunisie).

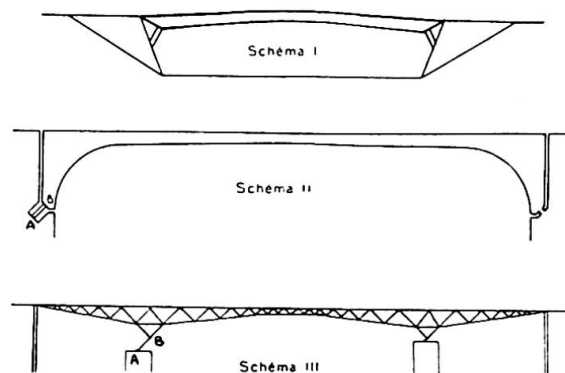
L'usine d'Esbyly fabrique des éléments de 2 mètres de hauteur, de section variable, en béton soumis à une vibration qui réalise des accélérations de l'ordre de ± 5 à 6 g combinées avec des modes de pression faisant alterner celle-ci 3 000 fois par minute de 0 à 10 kg.

Ces éléments sont formés de deux tronçons de semelles, reliés par le tronçon d'âme correspondant. On coule d'abord les semelles munies de l'armature secondaire de l'âme; on les chauffe avec de la vapeur à 100°; environ une heure après le moulage leur durcissement est suffisant pour qu'on puisse, en augmentant leur distance par l'action de vérins, tendre ces armatures à 120 kg/mm². On coule alors le béton de l'âme, qui, après retrait et relaxation se trouve soumis à l'action d'armatures normales à la poutre tendues aux environs de 100 kg/mm² et peut ainsi être précontraint transversalement à 40 kg/cm², voire beaucoup plus si nécessaire. Un même moule peut faire plusieurs pièces dans une même journée. Il peut, grâce à des modifications instantanées, être utilisé pour des pièces de formes différentes.

Un type particulièrement satisfaisant est constitué par des arcs très fortement cambrés formés par l'association du hourdis supportant la chaussée avec un élément inférieur, grâce à des tympanes pleins ou à des triangulations. Ce pont dans sa forme la plus simple est établi selon le schéma I qui est celui du pont de Luzancy et des cinq ponts en arc construits dans l'usine d'Esbyly.

En munissant ce pont d'une bielle AB, on définit comme on le souhaite les rapports entre les moments positifs au milieu et négatifs aux appuis, non seulement pour les charges permanentes mais aussi pour les surcharges, et on le rend isostatique (schéma II).

Beaucoup d'autres combinaisons sont possibles; on peut notamment prévoir des travées d'équilibre dont l'importance peut être fixée à volonté (schéma III). Ces systèmes permettent d'insérer des poutres inférieures entre des gabarits de voie inférieurs et des profils de chaussée extraordinairement rapprochés.



Cette usine vient seulement d'être mise en route; elle semble devoir fabriquer des produits de très haute qualité.

Les ponts précontraints en éléments préfabriqués peuvent recevoir les formes et les dimensions les plus variées, et toute forme d'ouvrage — ponts suspendus, cantilevers, poutres inférieures ou supérieures, arcs de toutes formes — peut être réalisée. Tout système de montage utilisable pour un pont en charpente peut être adapté au montage d'un pont en béton précontraint.

Au moment où j'écris, nous étudions un pont suspendu, de portée modeste à la vérité, mais qui peut être considéré, étant donné la nature des moyens employés, comme la maquette d'un pont de 1 000 mètres de portée. Dès 1940, j'avais étudié un pont à double cantilever de 700 mètres de portée.

Cependant, la très grande légèreté et la très grande rigidité spécifiques du béton précontraint en éléments préfabriqués, le prix relativement bas des résistances obtenues; la possibilité de noyer sans la moindre appréhension des articulations ou bielles articulées en béton fretté (photo 9) construites selon les moyens que j'ai décrits à propos du pont Candelier sur la Sambre (*Annales des Ponts et Chaussées*, mars-avril 1923) confèrent au béton précontraint une aptitude extraordinaire à la réalisation d'ouvrages à poutres inférieures, laissant les accès et les vues de tabliers complètement dégagés.

Nous avons établi plusieurs projets de ponts sur grands fleuves à

navigation intense et très exigeante, comportant des travées qui peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres, avec des hauteurs de chaussées, au-dessus du niveau moyen des eaux, souvent inférieures au dixième de la portée (au milieu de l'ouvrage, moins encore aux extrémités).

En général, ces tabliers peuvent être mis en place sans échafaudages, sans gêne pour la navigation et sans risques.

Commencé en

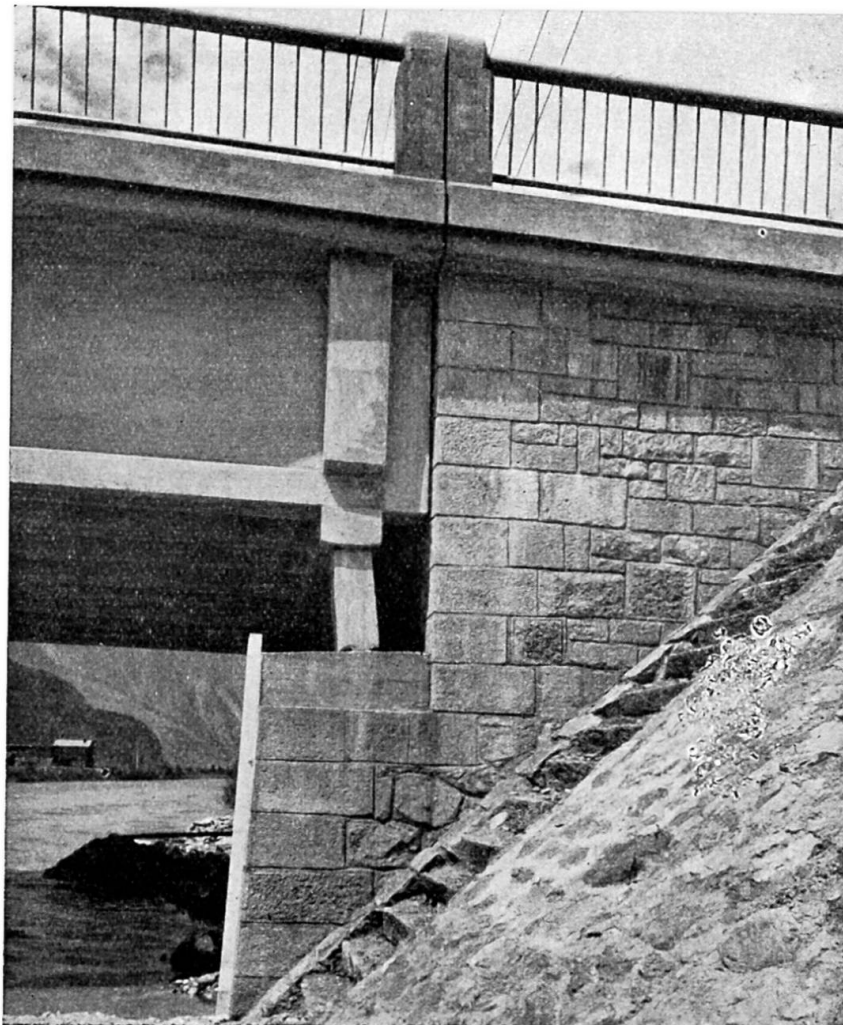


Fig. 9. Bielles d'articulation du pont de Bourg-d'Oisans sur la Romanche.

Fig. 10. Pont sur l'écluse n° 4 (Territoire de Belfort).



fait en 1945, à la Libération, le mouvement d'utilisation du béton précontraint pour les ponts s'étend très rapidement. Pour la France seule, dix-neuf ponts sont actuellement construits et en service :

Les ponts d'Elbeuf-sur-Andelle, de Longroy, de Luzancy, déjà mentionnés;

Cinq ponts-dalles dans le Territoire de Belfort, dont les portées s'échelonnent de 9^m20 à 14^m75 (photos 10 et 11);

Quatre ponts-dalles, portées 10^m60, 11 m, 13 m et 20 m; pont de Flaageac, portée 11 m (photo 12);

Cinq ponts à poutres droites de portées allant de 24 à 51 m; pont de La Vigne (Isère), portée 30^m60 (photo 13); pont du Bourg-d'Oisans (Isère), portée 42 m (photos 14 et 15); pont de l'Hermillon (Savoie), portée 51^m40 (photos 16 et 17).

D'autre part, quatorze ponts sont actuellement en cours d'exécution. Ce sont :

Quatre ponts-dalles dans le Territoire de Belfort, avec des portées de 7^m50, 10 m, 11m;

Un pont-dalle de 9 m;

Trois ponts de 35 m, 46^m60 et 51^m50 à poutres droites;

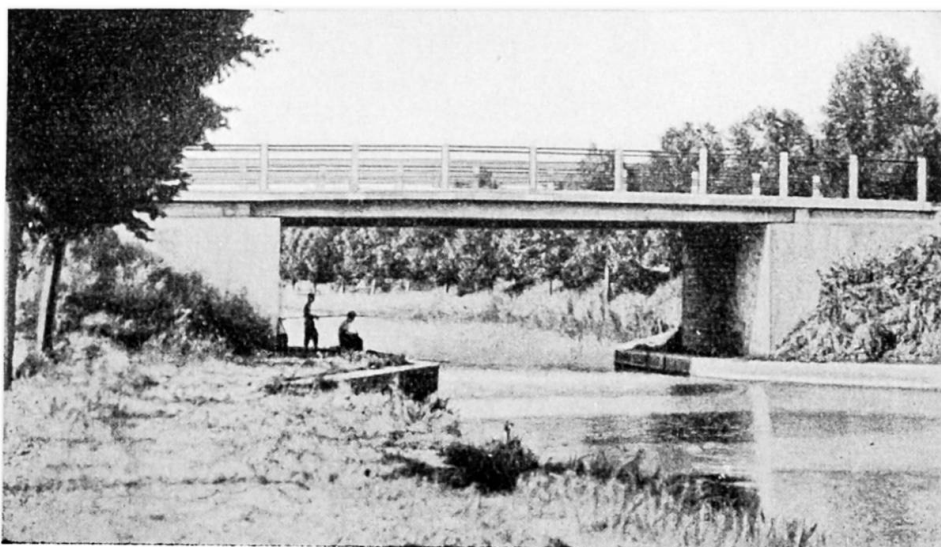


Fig. 11. Pont de Dorans (Territoire de Belfort).



Fig. 12. Pont de Flaageac (Dordogne).

Un pont à poutres, avec neuf travées indépendantes de 20 m, 26 m, 29^m50, 30 m, 31 m de portée;

Enfin cinq ponts en arc sur la Marne de 75 à 78 mètres de portée.

Vingt-huit autres ouvrages dont les projets d'exécution sont établis doivent être entrepris cette année :

Quatorze ponts-dalles, sept dans le Territoire de Belfort, avec des portées comprises entre 6^m85 et 12 m, et 7 ayant des portées de 8^m66, 11^m60, 11^m23, 12^m60, 15 m, 18^m60 et 20 m;

Huit ponts à poutres droites de 24^m80, 25 m, 32^m40, 35^m05, 36^m20, 38 m, 38^m20, 61^m82;

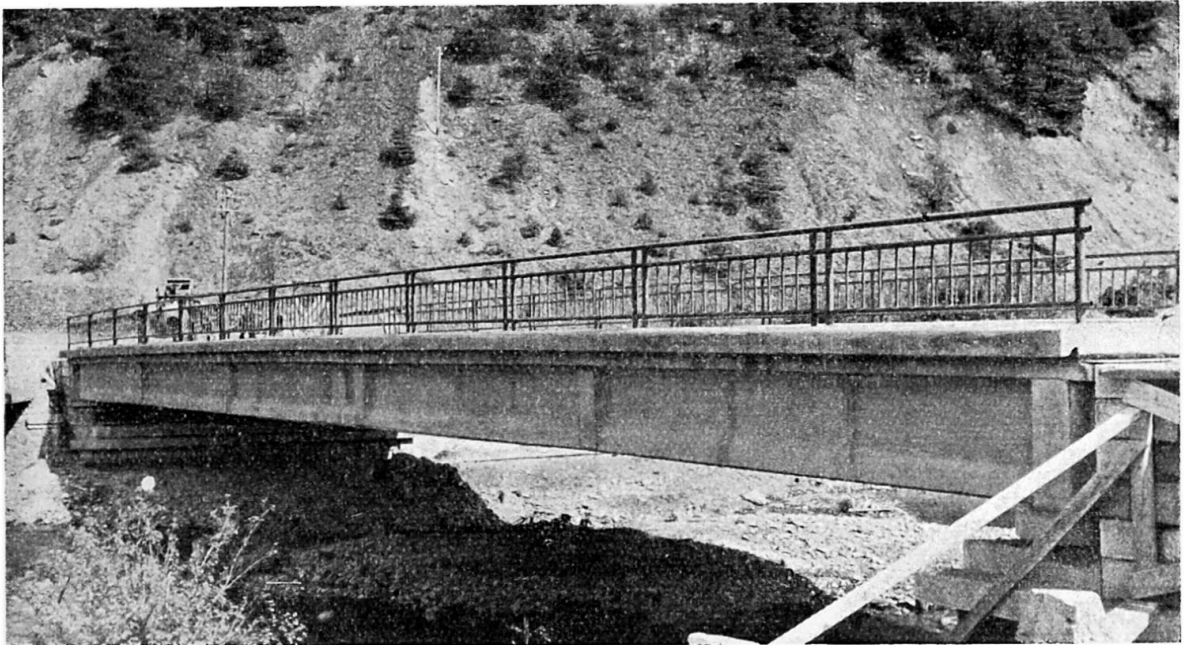


Fig. 13. Pont de La Vigne sur l'Eau d'Olle (Isère).

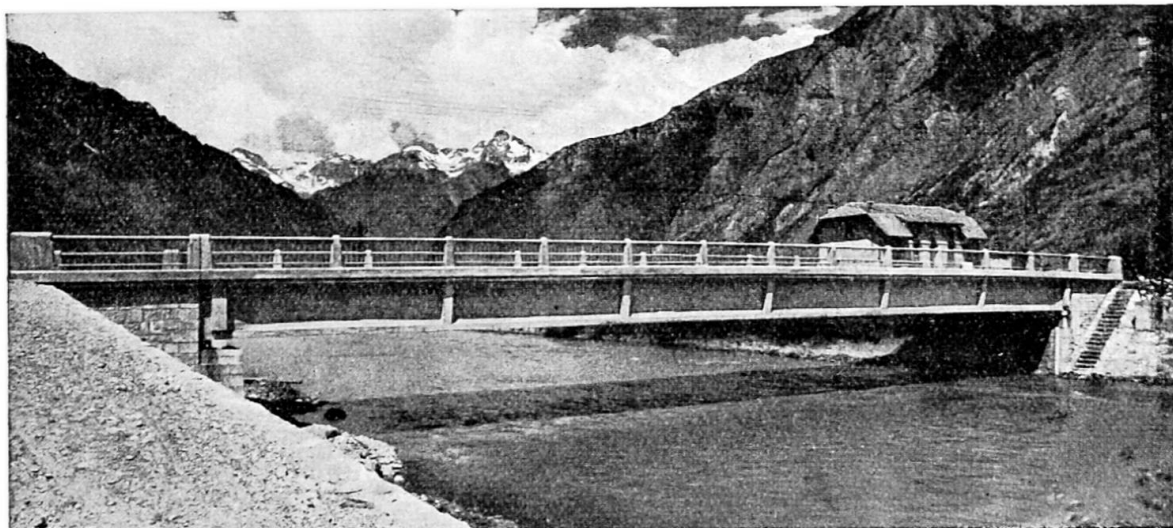


Fig. 14. Pont de Bourg-d'Oisans (Isère).

Sept ponts à trois travées indépendantes : une de 54^m60 et deux de 45^m35 ;

Un pont avec travée centrale de 52 m et deux travées cantilevers de 43^m50 ;

Un pont en arc de 52 de portée;

Un pont-dalle à trois travées continues : deux travées latérales de 18 m et une travée centrale de 11 m;

Un pont-dalle à deux travées continues de 18^m40 et 9^m40 ;

Un pont-dalle à trois travées continues de 14^m85 , 16^m45 et 21^m60 .

Nous faisons actuellement l'étude de très nombreux ponts. Plusieurs ponts ont été exécutés en Afrique du Nord. En outre, quatre ponts ayant des portées de 20 mètres, 13 mètres, 10^m80 et 20 mètres et plusieurs passerelles ont été construits en Belgique.

En Allemagne, on peut citer deux ponts à poutres de 44 mètres et



Fig. 15. Pont de Bourg-d'Oisans (Isère).

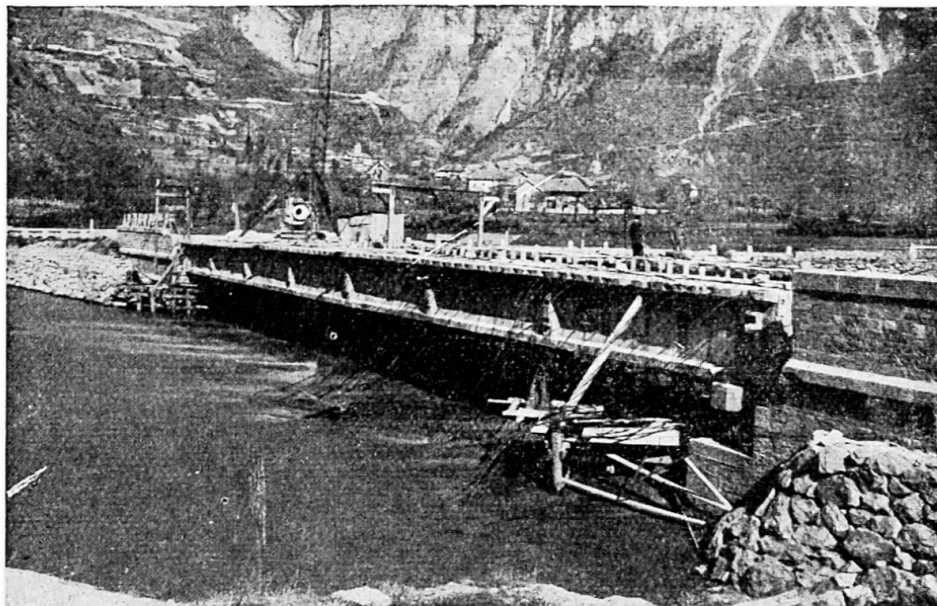


Fig. 16. Pont de l'Hermillon sur l'Arc (Savoie).

34 mètres de portée (photo 18); un pont à deux travées de 22^m80 et 28 mètres. Enfin, il faut mentionner un pont à poutres actuellement en construction au Brésil, de 329 mètres de longueur et 20 mètres de largeur, comportant treize travées indépendantes : deux de 28^m30, deux de 37^m20, huit de 19^m40 et une de 43^m40.

Enfin, on peut ajouter à ces ouvrages une galerie couverte en cours d'exécution à Rouen, qui est en fait un pont de 8 à 18 mètres de portée dont la largeur atteindrait 1 800 mètres.

Certains ont affirmé — et je me demande d'après quelles bases — que les ponts en béton précontraint coûtaient plus cher que les ponts en béton armé ou en charpente métallique. Cela ne saurait surprendre, en dépit des avantages théoriques du béton précontraint; car il livre bataille actuellement dans les plus mauvaises conditions : il emploie des matériaux créés pour d'autres industries; il a encore à former ses techniques et ses techniciens.

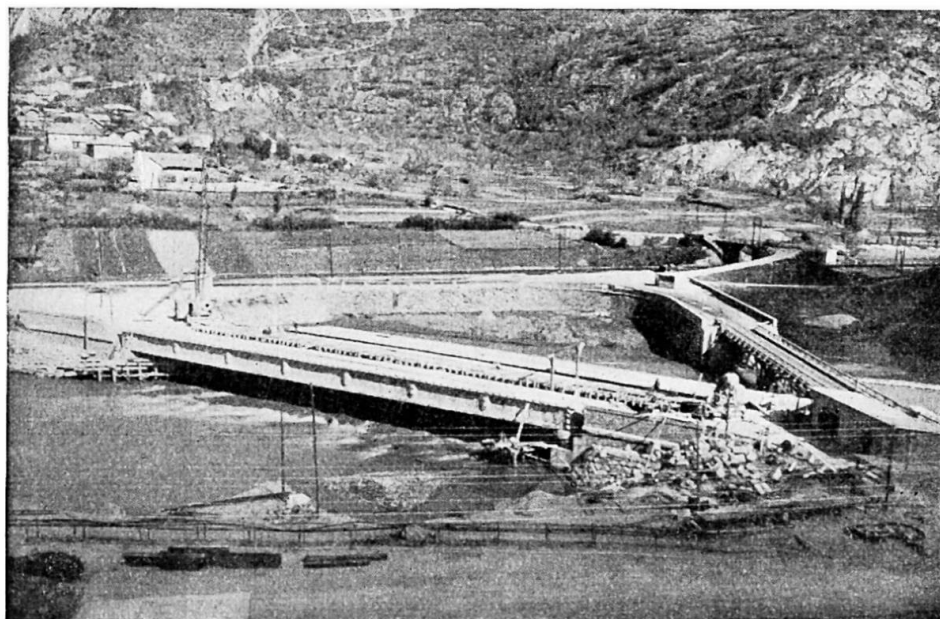


Fig. 17. Pont de l'Hermillon sur l'Arc (Savoie).

En fait, cela n'est pas; le développement rapide de ses applications le prouve abondamment.

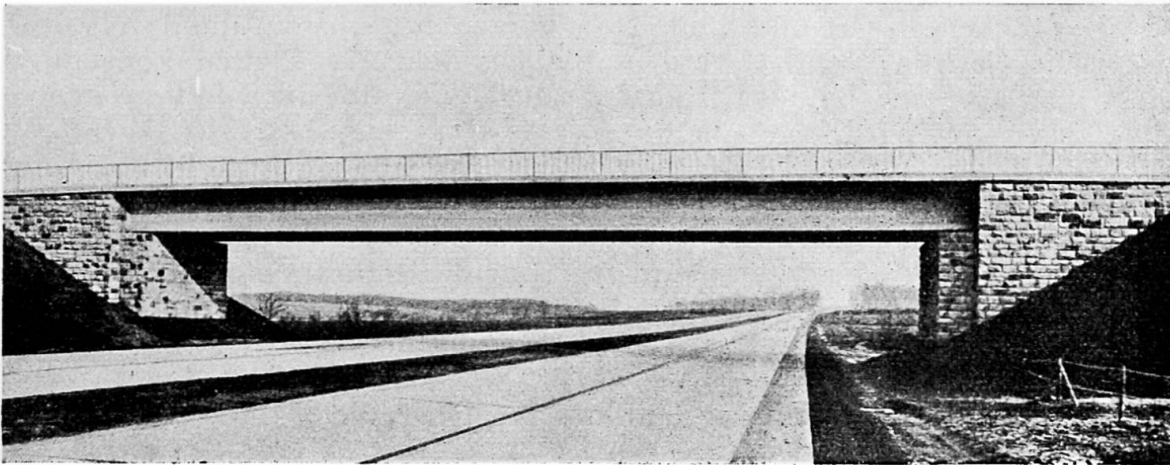


Fig. 18. Poutre de l'Oelde (Allemagne).

Le nombre et l'importance des études qui nous sont demandées croît à un rythme extraordinairement rapide, et je suis convaincu que, dans peu d'années, un très grande majorité de ponts sera exécutée par les méthodes du béton précontraint.

Résumé

L'auteur donne une vue générale des techniques actuelles et des possibilités envisagées pour la réalisation des ponts en béton précontraint.

Les procédés actuellement employés se divisent en trois grandes catégories :

1° Ponts coulés sur place dans des coffrages supportés par des charpentes provisoires et qui peuvent être réalisés soit sous forme de dalles d'épaisseur uniforme, soit sous forme de poutres moulées successivement avec réutilisation des coffrages;

2° Ponts à poutres préfabriquées assemblées après coup dont les aciers de précontrainte sont, soit tendus avant coulage du béton en prenant appui sur le moule très résistant, soit mis en place avant coulage, sans tension et entouré d'un revêtement antiadhérent, tendu après prise et durcissement du béton en prenant appui sur celui-ci, et ancrés à l'aide de cônes de béton frettés incorporés à la construction;

3° Ponts en poutres constituées par des éléments préfabriqués assemblés par précontrainte.

Dans ces deux derniers types de ponts, les poutres moulées sur la berge ou sur passerelle de service sont mises en place par transporteur ou passerelle de lancement et solidarisées entre elles par précontrainte transversale.

Quel que soit le procédé employé, les ponts ainsi obtenus possèdent en commun les avantages du béton précontraint, et en particulier la limite de résistance du tablier étant très supérieure à celle d'une dalle en béton armé de même poids, cette technique donne la possibilité d'alléger considérablement les constructions en respectant les conditions de sécurité.

Zusammenfassung

Der Verfasser gibt eine Uebersicht der heutigen technischen Methoden

und der Möglichkeiten zur Herstellung von Spannbetonbrücken. Die bis jetzt angewandten Verfahren können in die folgenden drei Gruppen eingeteilt werden :

1. Brücken an Ort und Stelle in Schalungen gegossen, die durch provisorische Gerüste gestützt werden. Sie bestehen aus Platten konstanter Dicke oder aus nacheinander gegossenen Balken, wobei die Schalung mehrmals verwendet wird;

2. Brücken aus vorgefertigten Balken, welche nachträglich zusammengesetzt und deren Vorspannstähle entweder vor dem Giessen des Betons gespannt werden, indem sie sich auf eine besonders widerstandsfähige Schalung stützen, oder ungespannt mit einem die Haftung verhindernden Anstrich verlegt und erst nach dem Betonieren gespannt und im erhärteten Beton mittels vorher eingebetteten, mit Stahldraht umwickelten Betonkeilen verankert werden;

3. Brücken aus vorgefertigten Balkenstücken, die durch Vorspannung zusammengehalten werden.

In den beiden letzteren Fällen werden die am Ufer oder auf einer Hilfsbrücke gegossenen Balken mittels Kran oder Hilfsboot an Ort und Stelle gebracht und durch Quervorspannung miteinander verbunden.

Die mit obigem Verfahren hergestellten Brücken besitzen alle Vorteile des Spannbetons. Die Widerstandsfähigkeit der Fahrbahn ist derjenigen, einer aus Eisenbeton hergestellten Platte weit überlegen. Trotz Innehaltung der Sicherheitsbedingungen erlauben diese Methoden das Eigengewicht der Konstruktion stark herabzusetzen.

Summary

The author gives a general picture of present day methods and of future possibilities for the construction of prestressed concrete bridges. Present day methods may be divided into three main groups :

1. Bridges cast in situ in moulds carried on temporary form-work, which can be built either as a slab of uniform thickness, or in the form of beams cast one at a time, using the same mould each time;

2. Bridges made of precast beams whose prestressing steel is either tensioned before concreting and depends on the strength of the mould for creation to this tension, or placed in position before concreting, covered with some anti-bond material, tensioned after the setting and hardening of the concrete, which, itself carries reaction to the steel, and anchored by means of reinforced concrete cones built into the structure;

3. Bridges made of beams of precast elements assembled by prestressing.

In the two latter types of bridge, the beams which are cast either on the bank or on a temporary service bridge, are placed in position by means of a transporter tackle or by launching, and are rigidly connected together by transverse prestress.

Whatever method is used, such bridges all have the advantages of prestressed concrete, and in particular, since the strength of the slab is much greater than one of the same weight in reinforced concrete, this technique makes possible the considerable reduction of weight of structures while still maintaining the same safety factor.

IId2

Le pont Furstenland près de St. Gall (Suisse)

Fürstenlandbrücke bei St. Gallen (Schweiz)

The bridge Fürstenland by St. Gall (Switzerland)

PROF. DR. K. HOFACKER
Zürich

Form und Knicksicherheit des Bogens, Modellversuche, Deformationsmessungen am Bauwerk

Die in den Jahren 1938-41 unter der Oberleitung von Prof. Dr. Max Ritter gebaute Strassenbrücke über die Sitter bei St. Gallen hat eine Totallänge von 500 m (Abb. 1). Sie übersetzt den Fluss mit einem grossen Bogen von 134 m Spannweite und 45 m Pfeilhöhe. Die Zufahrtsbrücken sind als durchlaufende Rahmen von 22 m Feldweiten mit 4 eingehängten Trägern ausgebildet.

Als Axe des Bogens wurde eine Parabel 4. Ordnung mit einem freien Parameter c derart gewählt, dass in den Vierteln die Bogenaxe und die Stützlinie aus ständiger Last, geführt durch Mitte Scheitel- und Kämpferfuge, gleiche Ordinaten aufweisen. Die Variation des Trägheitsmomentes entspricht dem Potenzgesetz (Abb. 2).

Zur experimentellen Bestimmung der Sicherheit des Zwillingsbogens gegen seitliches Ausknicken diente ein räumliches Modell 1 : 100 aus weissem Celluloid (Abb. 4a). Vorerst erfolgte der Bau und die Untersuchung nur *einer* Bogenrippe, belastet durch die horizontale Kraft von 100 g im Scheitel.

Alsdann wurde das Modell zum Zwillingsbogen mit Querrippen ergänzt und mit der Seitenkraft von 200 g im Scheitel belastet. Mit guter Annäherung kann die Seitenstabilität des Zwillingsbogens aus der einfacher berechenbaren Seitenstabilität des Einzelbogens bestimmt werden durch Multiplikation mit dem Verhältnis $\gamma_1 : \gamma_2$ der gemessenen oder berechneten Verschiebungen. Der Sicherheitsgrad des Zwillingsbogens gegen seitliches Ausknicken liegt je nach dem Wert des Elastizitätsmoduls zwischen 6,60 und 14,60 (Abb. 4b).

Das Modell diente auch zur Kontrolle der statischen Berechnungen. Als Beispiel betrachten wir die Einflusslinie für die Scheitelsenkung des freien Bogens als Biegelinie infolge einer lotrechten Kraft im Scheitel.

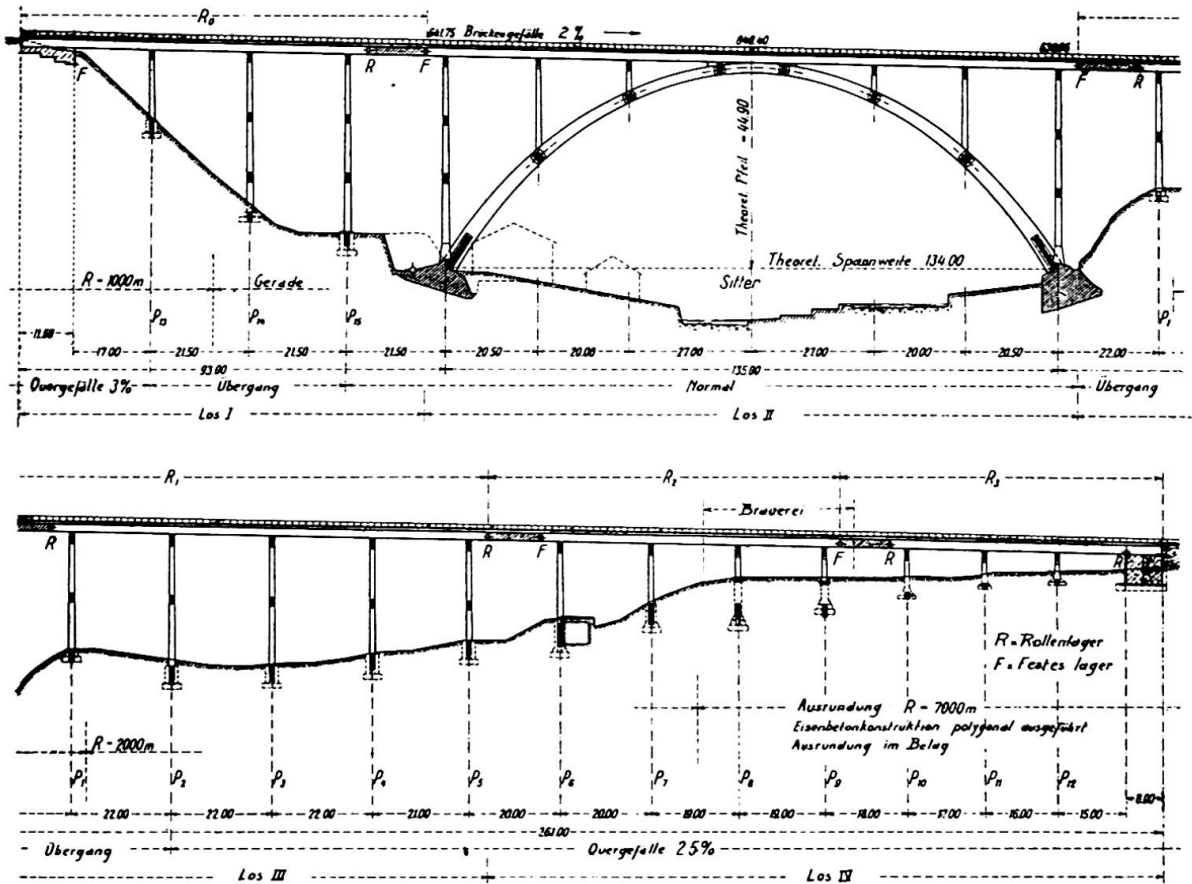


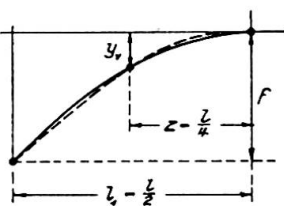
Abb. 1. Strassenbrücke über die Sitter bei St. Gallen.

Die Uebereinstimmung zwischen Rechnung und Modellmessung ist befriedigend (Abb. 5).

Mit Hilfe eines ebenen Modelles 1 : 200 (Abb. 6), das aus einer Celluloidplatte unter Einhaltung der wirklichen Verhältnisse der Steifigkeiten des Bogens und der Fahrbahn herausgesägt wurde, konnten die umfangreichen Berechnungen der statischen Mitwirkung des Aufbaues kontrolliert werden.

Trägt man für die Schnitte des Bogens unter den Säulen die am Modell gefundenen Einflusslinien für die Durchbiegungen des Bogens mit und ohne Aufbau auf, so ergeben sich Verhältniszahlen, die durch Messungen am Bauwerk bestätigt werden konnten. Als Beispiel halten wir die Zahl von 0,34 für den Scheitel fest (Abb. 7).

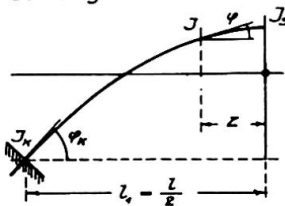
Form der Bogenaxe



$$y = F \left[(1-c) \frac{z^2}{l_v^2} + c \frac{z^4}{l_v^4} \right]$$

$$c = \frac{4}{3F} (F - 4y_v) = 0,1681$$

Trägheitsmomente des Bogens.



$$\frac{J_s}{J_n \cos \varphi_n} = 1 - (1-n) \frac{z^2}{l_v^2}$$

$$n = \frac{J_s}{J_n \cos \varphi_n} = 0,2121$$

Abb. 2. Potenzgesetz für die Variation des Trägheitsmomentes.

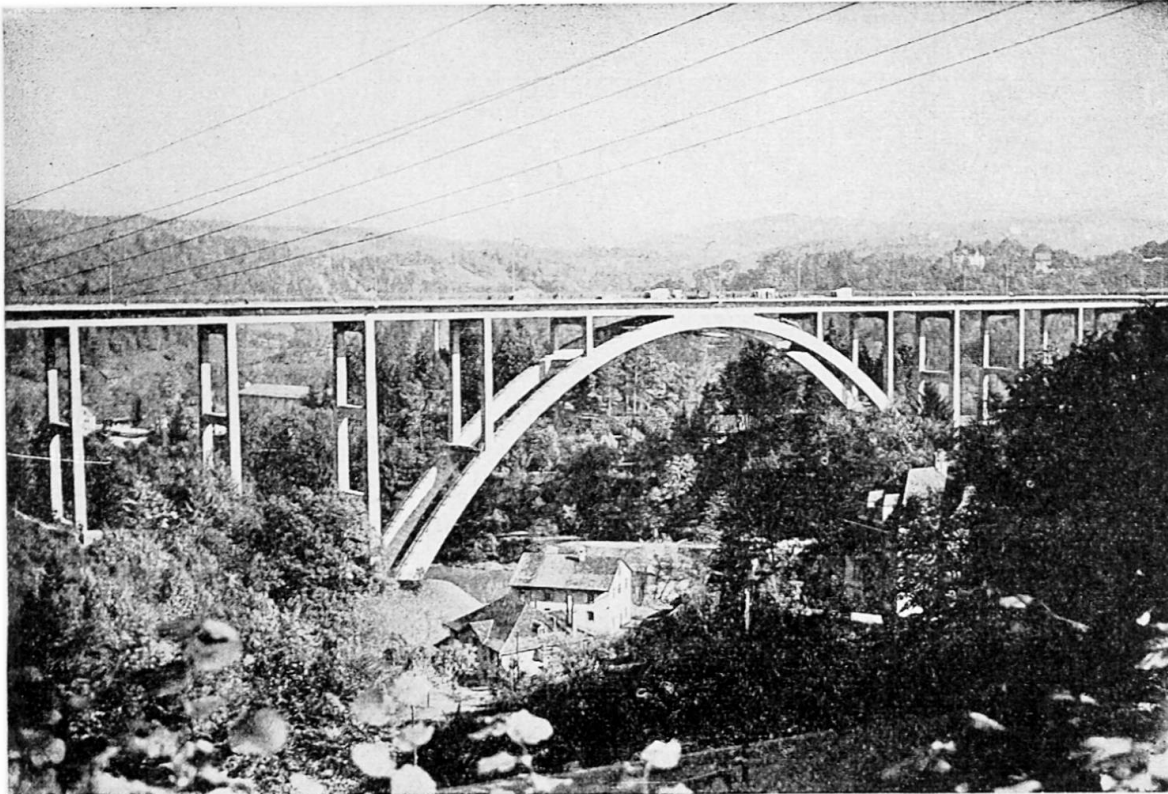


Abb. 3. Ansicht der Fürstenlandbrücke.

Für 2 Bogenschnitte S sind in Abbildung 8 die Einflusslinien der Biegemomente *ohne* und *mit* Berücksichtigung des Aufbaues dargestellt. Der versteifende Einfluss der Fahrbahnkonstruktion ist bedeutend. Die Untersuchungen erfolgten nach der Methode Beggs ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ *Mechanostatische Untersuchungen hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke* (Schweiz. Bauzeitung, 1926).

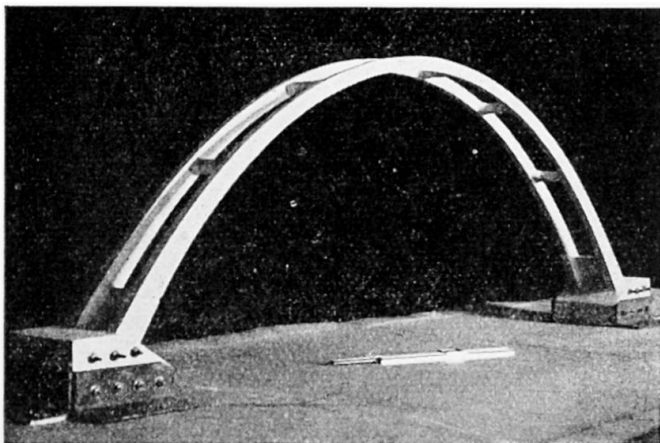
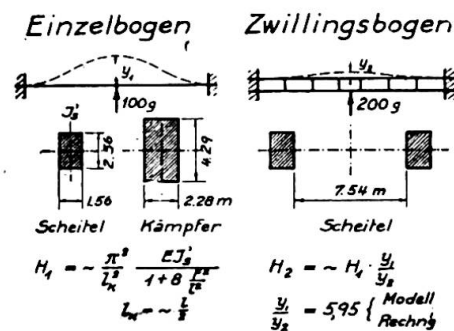


Abb. 4a (oben). Räumliches Modell aus Celluloid.

Abb. 4b (rechts). Grundriss und Querschnitte des räumlichen Modelles, Sicherheitsgrade gegen seitliches Ausknicken.



$H_{kritisch}$

$$H_1 = - \frac{\pi^2}{L^2} \frac{EJ_s'}{1 + 8 \frac{L^2}{r^2}}$$

$$L_w = \frac{L}{2}$$

$$H_2 = - H_1 \frac{y_1}{y_2}$$

$$\frac{y_1}{y_2} = 5,95 \left\{ \begin{array}{l} \text{Modell} \\ \text{Rechnig} \end{array} \right.$$

Sicherheitsgrade:

$E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$	1,11	6,60
$465\,000 \text{ kg/cm}^2$	2,45	14,60

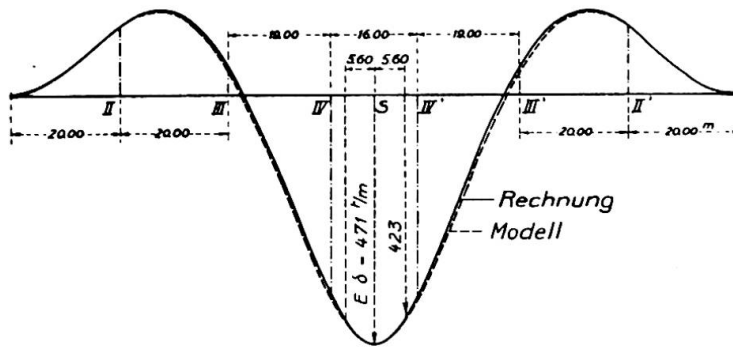


Abb. 5. Vergleich zwischen Rechnung und Messung.

Auf Abbildung 9 sind die Einflusslinien für die Biegemomente in 3 Schnitten S des Fahrbahnträgers dargestellt als Ergebnis einerseits der Berechnungen und andererseits der Modellmessungen nach Beggs. Die Übereinstimmung ist sehr gut, abgesehen von der Scheitelpartie, wo sich die baulich begründeten Kontaktverhältnisse zwischen Bogen und Fahrbahn weder rechnerisch noch experimentell scharf erfassen lassen.

Die Probelastung des freien Bogens erfolgte mit Einzellasten in Abständen von 5,60 m links und rechts vom Scheitel (Abb. 10).

Hölzerne Behälter konnten mit Hilfe des Bau-Kabelkranes mit Kies gefüllt werden in 23 Stufen von je 1/2 m³ (Abb. 11).

Die gemessenen Verschiebungen wuchsen linear mit der Belastung an und erreichten im Scheitel unter der Totallast von 77 t 3,50 mm (Abb. 12). Der Elastizitätsmodul berechnet sich an Hand der Einflusslinie für die Scheitelsenkung zu 465 000 kg/cm².

Berechnet man mit diesem Wert des Elastizitätsmoduls die Spannungen aus den gemessenen Dehnungen, so ergeben sich Werte, die befriedigend mit den rechnerisch ermittelten Werten der Spannungen übereinstimmen (Abb. 13).

Abb. 7 (rechts). Einflusslinien und Durchbiegungen des Bogens mit oder ohne Aufbau.

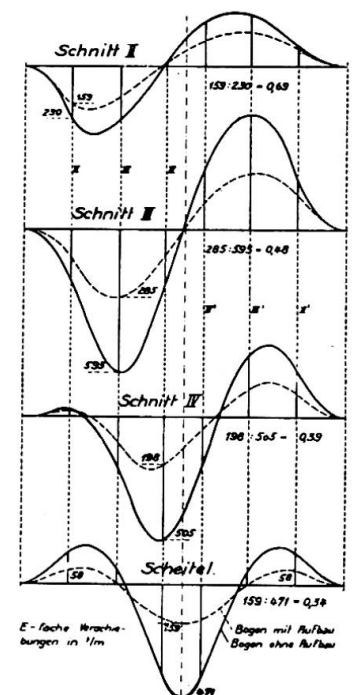
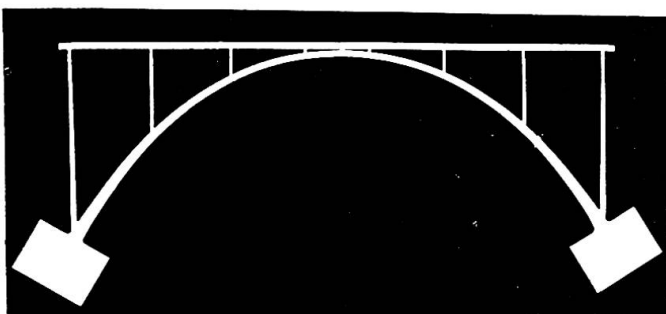


Abb. 6 (unten). Ebenes Modell aus Celluloid.



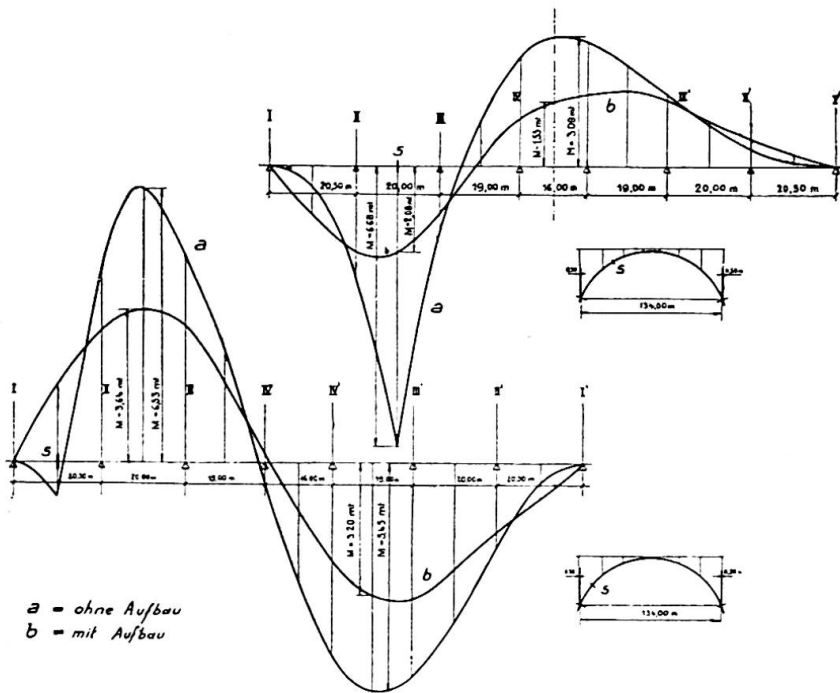


Abb. 8. Einflusslinien für Biegemomente in den Schnitten S des Bogens mit oder ohne Aufbau.

Nach Vollendung des Aufbaues erfolgte die Probelastung der Brücke durch eine Gruppe von 8 Lastwagen zu 10 t in verschiedenen Stellungen (Abb. 14). Für den Scheitel ergab sich eine Verschiebung von 1,05 mm unter der Last von 80 t. Das Verhältnis der Scheitelsenkungen am Bauwerk *ohne* und *mit* Aufbau stimmt genau überein mit dem analogen Modellversuch (1).

(1) Es ist die Publikation einer Denkschrift der Fürstenlandbrücke geplant.

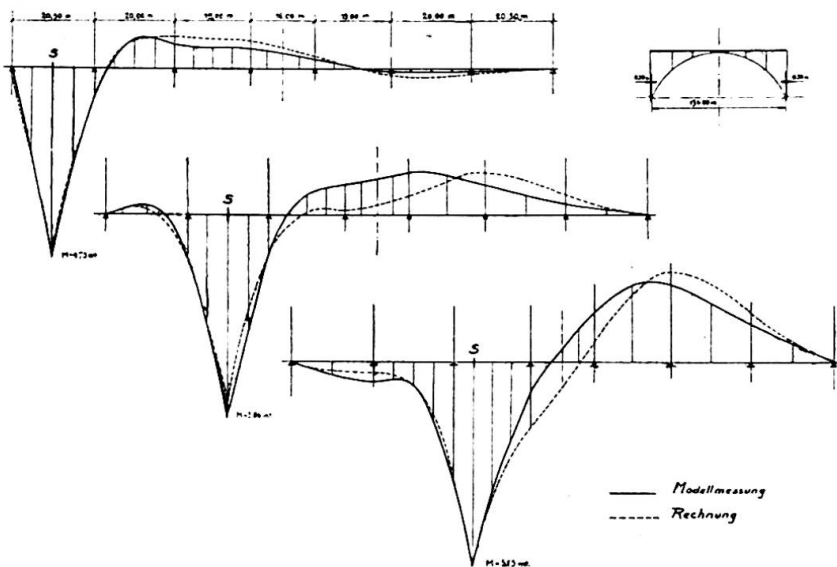


Abb. 9. Einflusslinien für Biegemomente in einigen Schnitten S des Fahrbahnträgers.

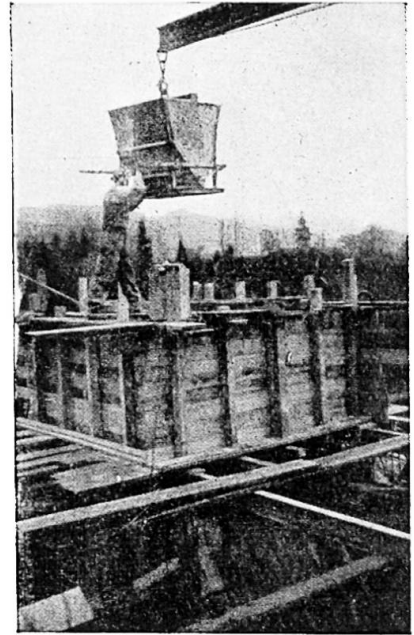
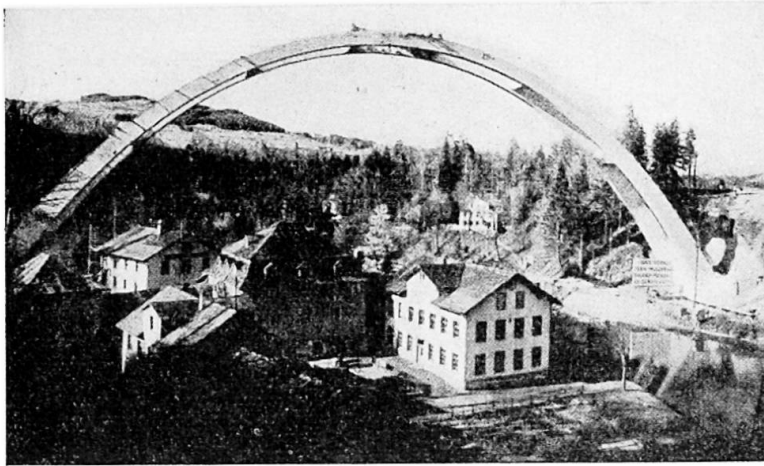


Abb. 10 und 11. Probelastung des freien Bogens mit Kiesbelastungen in hölzernen Behältern.

Schlussfolgerungen

Bei der Projektierung statisch komplizierter Tragwerke empfehlen sich Modellversuche zur Kontrolle der statischen Berechnungen, sowie zur Lösung solcher Aufgaben, die der rechnerischen Behandlung nicht, oder nur nach Einführung unsicherer Annahmen zugänglich sind.

Sehr zu empfehlen sind auch Messungen am ausgeführten Bauwerk, um die Arbeitsweise des Tragwerkes mit den gemachten Voraussetzungen vergleichen zu können. Insbesondere erlauben solche Messungen die Ermittlung des Wertes des Elastizitätsmodules von Beton und Eisenbeton und damit einen Schluss auf die Qualität des Baustoffes.

Die Voraussetzungen der Theorie elastischer Tragwerke erweisen sich als zutreffend. Mit solchen Messungen kann indessen nur der Einfluss einer kurzfristigen Nutzlast erfasst werden. Unter dem Einfluss der stän-

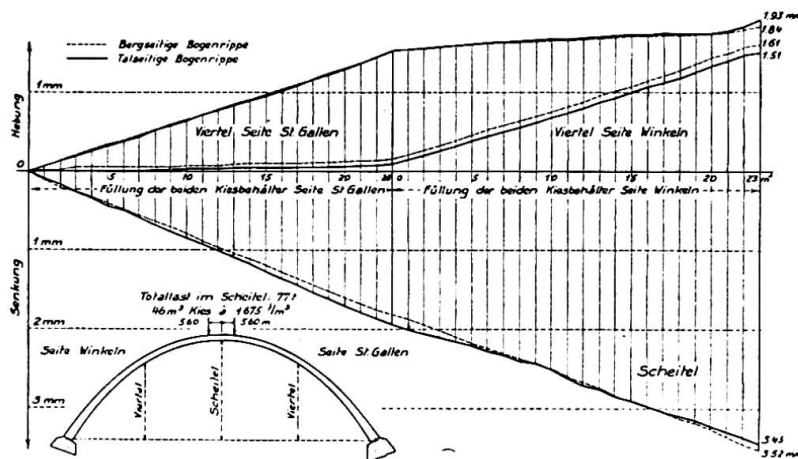


Abb. 12. Messungsergebnisse des belasteten Bogens.

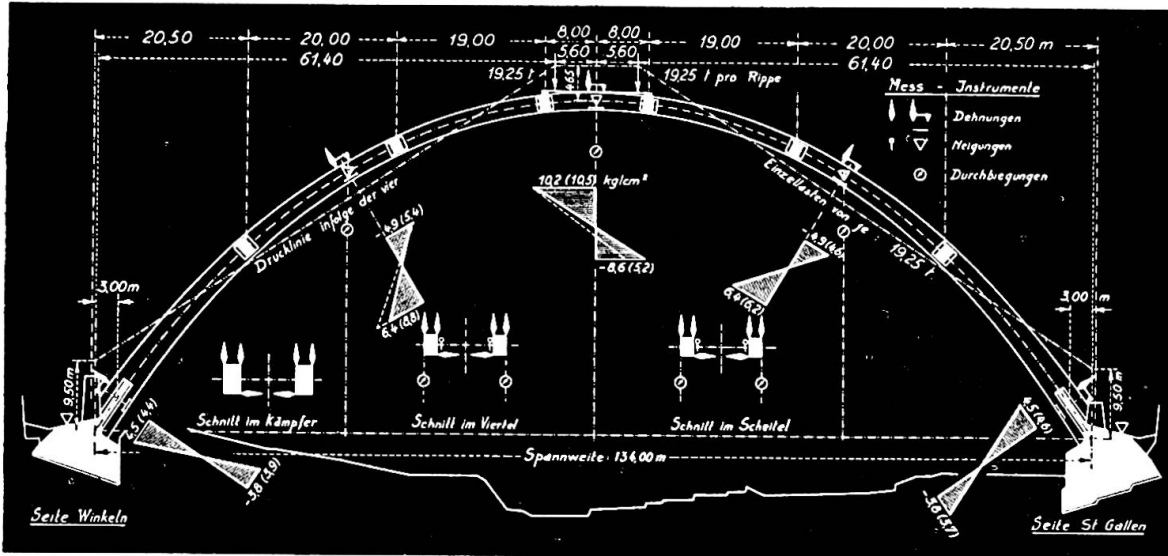


Abb. 13. Berechnung der Spannungen im Bogen.

digen Last werden die elastischen Deformationen durch plastische Formänderungen überlagert, die auf eine Verminderung der Grenzwerte der Beanspruchungen hintendieren.

Résumé

Comparaison des résultats d'essais effectués sur modèles d'un pont et sur le pont lui-même et avec les résultats des calculs statiques.

Zusammenfassung

Vergleich der Messungsergebnisse an Modellen und an der Brücke selbst untereinander und mit den Ergebnissen der statischen Berechnung.

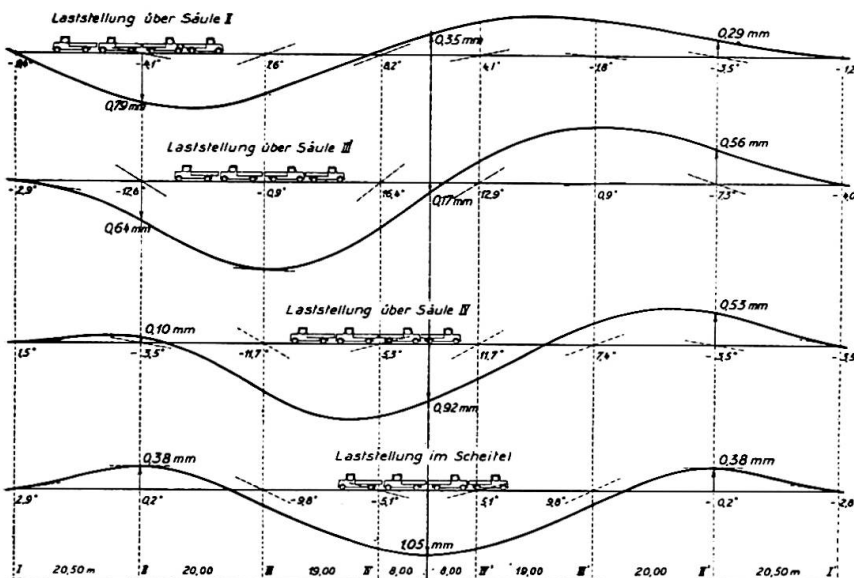


Abb. 14. Probelastung der fertigen Brücke.

Summary

Comparison of the results of tests carried out on bridge models and on the bridge itself as well as with results of statical calculations.

IId3

Le bâtiment central de l'aéroport de Dublin

Das Aufnahmegebäude des Dubliner Flughafens

The terminal building at Dublin airport, Collinstown

KURT BILLIG

Chartered Civil Engineer, London

Collinstown airfield covers 267 acres, with 450 acres available for extension. Its main runway, a mile long, was put into service 1940 as a grass runway but it is now concreted. The other two runways are slightly shorter. The main buildings of the airport are the Terminal Building, a concrete hangar 140 ft \times 110 ft and a steel hangar 210 ft \times 110 ft.

The Terminal Building is a very striking structure and its architecture is regarded as one of the finest of its type in Europe. It is a monolithic reinforced concrete structure 380 ft long, 60 ft wide, and 65 ft high to the top of the control tower. See Fig. 1. It is curved in plan, convex to the airfield, to serve the maximum number of aircraft. The curved plan proved also advantageous during construction when a centrally placed derrick was able to deliver material to any part of the building. It is believed that Collinstown was the first airport with this type of curved Terminal Building which has since been widely adopted.

The structure rises in terraces from each end towards the central control room on the fourth floor, each terrace being used for promenades. See Fig. 2. The high central portion is separated from the lower wings by two expansion joints going right across the whole building from the foundations upwards. All drainage is provided internally.

The three main frames of the building run longitudinally and are curved to different radii. The beams between neighbouring columns are actually straight as the very slight difference did not warrant the additional expense for curved formwork. For the same reason the ribbed floors spanning across the building were kept parallel in each bay with a special panel to allow for the change in direction from bay to bay.

Interesting features in the detail design were : cantilever half-circular beams forming a promenade at the third floor level of each wing,

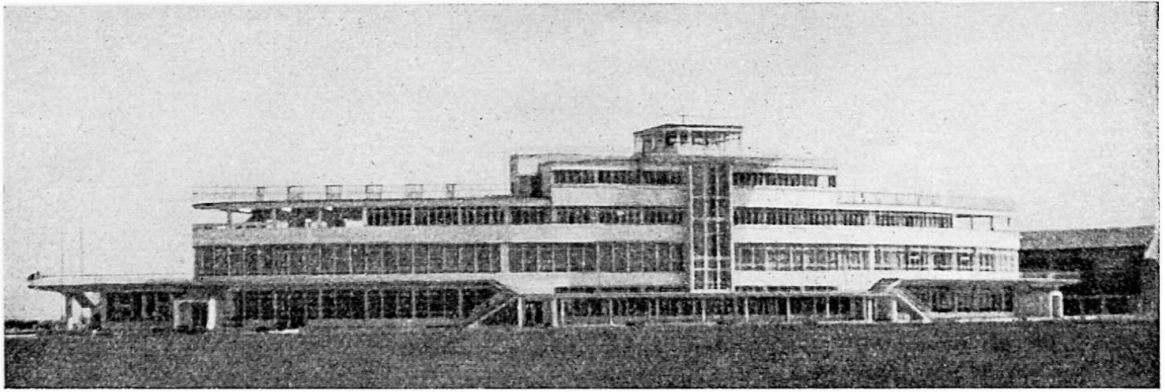


Fig. 1. Dublin Airport Terminal Building. Front elevation facing air field.

spiral stair cases, the high and very slender columns at the concourse, the cantilever roof over the control room carrying water tanks, etc.

The concrete specified and used was of high grade quality nominal mix 1 : 1 1/2 : 3, with a permissible compressive stress in bending of 1 100 lb per sq. in. The steel used consisted of cold worked 'Coverbond' bars which are manufactured by twisting two bars together with their ends remaining free and shortening in length during twisting. The tensile stress permitted in this reinforcement was 25 000 lb per sq. in in slabs and 20 000 lb per sq. in in ribbed sections. Ordinary mild steel was used in columns.

The structural part of the Terminal Building was completed 1940.

Architect : D. Fitzgerald, A.R.I.B.A., of the Board of Works, Dublin.

Contractor : Murphy Bros Ltd., Dublin.

Structural Design : The author of this Paper, for Messrs. Delap & Waller, Dublin.

Résumé

Le bâtiment de l'aérogare de Dublin, Collinstown, construit de 1939 à 1942, est une construction monolithique en béton armé de 115 mètres de longueur, 18 mètres de profondeur et d'une hauteur de 20 mètres du niveau du sol à la pointe de la tour de contrôle. Sa forme est courbe et sa convexité est tournée vers le terrain d'atterrissage, afin de desservir un plus grand nombre d'avions. Ce bâtiment est le premier possédant cette particularité qui a d'ailleurs été adoptée dans de nombreux cas. Les calculs statiques ont été exécutés sous la direction de l'auteur.

Zusammenfassung

Das Aufnahmegebäude des Dubliner Flughafens, Collinstown, erbaut in den Jahren 1939-1942, ist eine monolithische Eisenbetonkonstruktion von 115 m Länge, 18 m Breite und 20 m Höhe bis zur Spitze des Kontrollturmes. Es ist im Grundriss konvex gegen das Flugfeld gekrümmt, damit eine Grösstzahl von Flugzeugen bedient werden kann.

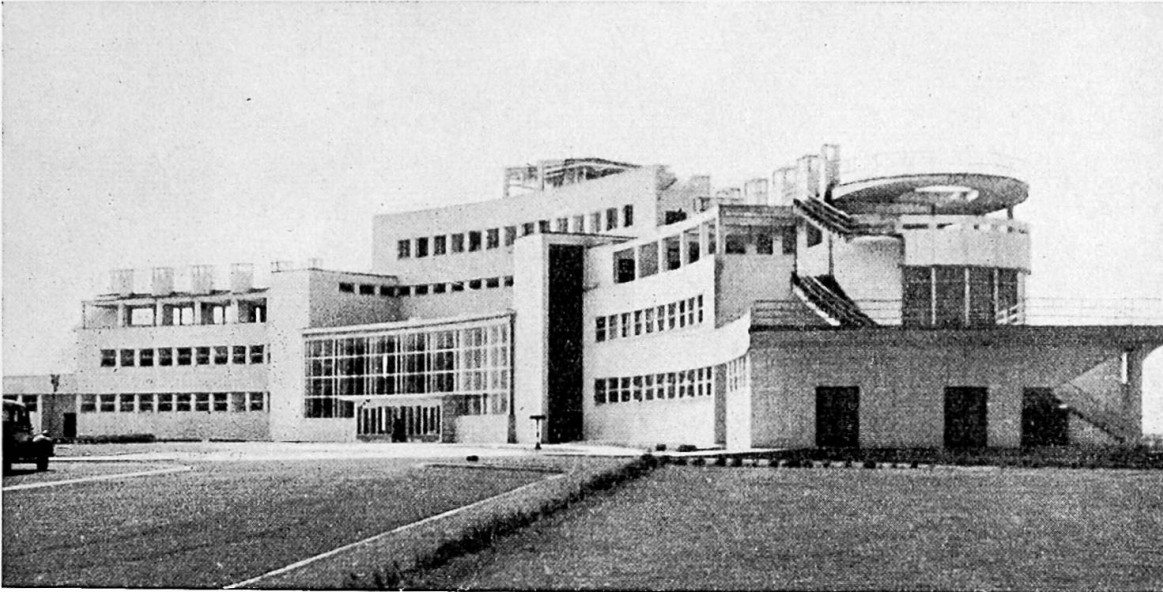


Fig. 2. Dublin Airport Terminal Building. Elevation facing approach road.

Es scheint, dass Collinstown der erste Flughafen ist, der ein gekrümmtes Aufnahmegebäude besitzt. Diese Anordnung wurde seither vielfach angewendet. Der statische Entwurf wurde durch den Verfasser ausgeführt.

Summary

The Terminal Building at Dublin Airport, Collinstown, constructed 1939-1942, is a monolithic reinforced concrete structure 380 ft long, 60 ft wide, and 65 ft high to the top of the control tower. It is curved in plan, convex to the airfield, to serve the maximum number of aircraft. Collinstown appears to be the first airport with this type of curved Terminal Building which has since been widely adopted. The structural design was made by the Author.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId4

Dalles champignons

Pilzdecken

Mushroom slabs

MICHEL FAHMY

Constructional Engineer (Consulting), Cairo.

Vu le programme d'extension de ses Usines, la Société Misr, s'est trouvée dans la nécessité de construire de nouveaux entrepôts pour l'emmagasinage des cotons nécessaires à sa fabrication. La description ci-après concerne celui pour la filature et le tissage de l'usine de Mehalla-El-Kobra, en Egypte.

Le problème se pose ainsi : surcharge de $2\ 000\text{ kg/m}^2$, pour une surface bâtie de $1\ 363\text{ m}^2$; le bâtiment étant à quatre étages comporte donc une surface totale de $5\ 452\text{ m}^2$.

Pour compenser cette surcharge, on a choisi le type de plancher à champignons, qui présente quelques avantages par rapport au plancher ordinaire à nervures : le coffrage d'un hourdis uni est beaucoup plus simple que le coffrage d'un hourdis nervuré, et demande pour son exécution beaucoup moins de bois et de main-d'œuvre, ainsi qu'une économie sur la hauteur totale du bâtiment.

Méthodes de calcul

Les planchers sans nervures ou planchers champignons représentent les systèmes hyperstatiques, caractérisés par ce fait que les conditions statiques d'équilibre ne suffisent pas pour déterminer les moments fléchissants et efforts tranchants; il faut alors avoir recours aux équations de déformations.

La solution mathématique est très difficile, car le béton armé n'est pas un matériel homogène et la déformation du plancher se produit dans deux directions perpendiculaires. La question se complique encore parce qu'on ne connaît pas la valeur exacte du coefficient de Poisson. Pour ce motif, on peut dire que le calcul exact des planchers sans nervures n'existe pas encore. Quelle que soit l'exactitude de ce calcul, il doit avoir comme base l'étude de la déformation du hourdis des planchers. Il est donc très utile de se rendre compte de la nature de la déformation de ces planchers.

Les constructions à un degré élevé d'hyperstaticité, telles ces dalles, ne peuvent être calculées sans certaines hypothèses simplificatrices, à savoir :

Dalles d'épaisseur constante, répartition arbitraire des réactions d'appuis dans les champignons, et valeur arbitraire de la rigidité de ceux-ci.

1° Les moments maxima au milieu d'un panneau ou à mi-longueur entre deux colonnes ne sont pas essentiellement différents l'un de l'autre pour l'état de charge (charge uniformément répartie dans une série de panneaux alignée).

2° Les joints d'inflexion de la ligne élastique (pour le plan passant par l'axe des colonnes) c'est-à-dire les points de moments nuls, sont distants de 0,22 à 0,28 l des axes des dites colonnes.

3° Le moment fléchissant des colonnes en dessous et au-dessus de la dalle chargée uniformément dans une série de panneaux alignés vaut :

$$M = M_0 + M_u = Pl^3/16,8.$$

Ce moment M doit être réparti sur les deux colonnes dans le rapport des valeurs l/h respectives.

Pour les colonnes anormalement fortes et des champignons considérablement développés, le moment fléchissant qui échoit aux deux colonnes atteint des valeurs sensiblement plus élevées et peut même dépasser la valeur correspondant à un encastrement absolu $M = Pl^3/12$.

Les parties hourdis entre les poteaux voisins sont soumises aux moments positifs et doivent comporter l'armature en bas. Le hourdis central est également sollicité par un moment positif; il s'ensuit la disposition de l'armature dans la partie inférieure de ce hourdis.

L'examen des déformations possibles d'un plancher sans nervures sous l'effet de la surcharge indique dans quelles sections il faut chercher les valeurs maxima des moments fléchissants positifs et négatifs.

En appliquant ce qui précède, nous aboutissons pour des panneaux de $6,00 \times 6,50$ aux résultats suivants :

1° Moment positif sur les bandes des poteaux $l = 6,50$ m

$$M = + 2\,700 \text{ kg/m};$$

2° Moment positif sur les bandes de poteaux $l = 6,00$ m

$$M = + 2\,360 \text{ kg/m};$$

3° Moment positif sur chaque diagonale

$$M = + 1\,680 \text{ kg/m};$$

4° Moment négatif au droit des chapiteaux

$$M = - 6\,700 \text{ kg/m};$$

5° Moment négatif d'encastrement autour du panneau central

$$M = - 1\,680 \text{ kg/m}.$$

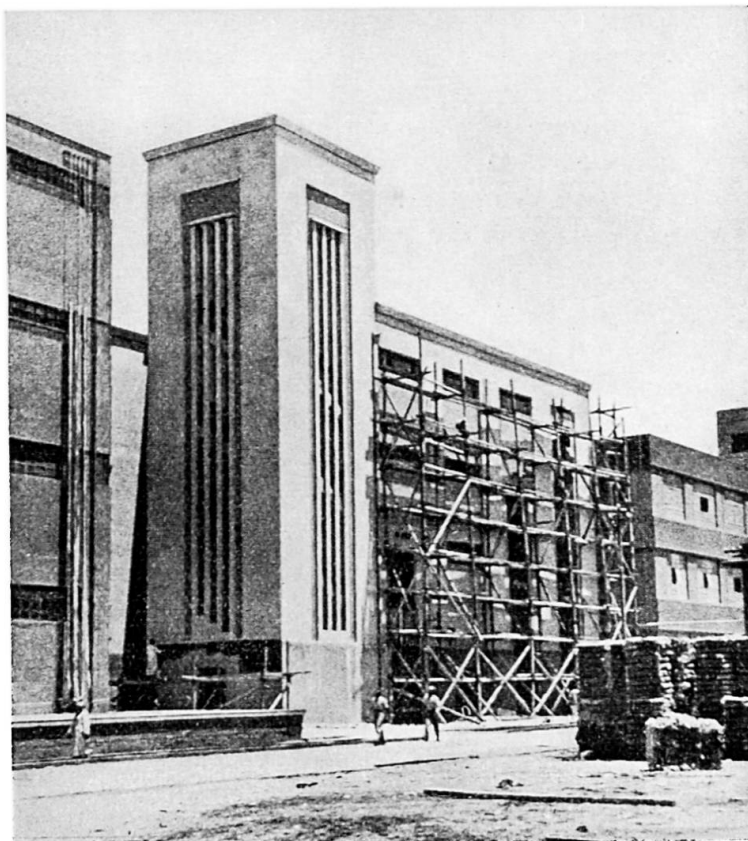


Fig. 1. Nouveau bâtiment à étages pour l'entrepôt de cotons construit pour la Société Misr à l'usine de Mehalla - El - Kobra, en Egypte.

Répartition des matériaux suivant les éléments de construction

Béton maigre sous fondations	372 m ³
Béton armé :	
Des semelles	371 m ³
Colonnes et chapiteaux	428 m ³
Hourdis et chaînages	1 309 m ³
Escaliers et réservoir d'eau	93 m ³

Le volume total de béton armé est de 2 200 mètres cubes et on a employé 245 tonnes de fer soit une proportion de 111,4 kg de fer par mètre cube de béton armé.

Résumé

Il résulte de ce qui précède que, pour tout entrepôt dont la surcharge est importante, on a intérêt à avoir recours, surtout dans le cas de plusieurs étages, aux planchers champignons, soit pour la facilité et l'économie dans l'exécution, soit pour les avantages qu'ils présentent pour l'installation des tuyauteries.

Zusammenfassung

Aus dem Vorhergehenden ergibt sich, dass für alle Lagerhäuser mit grossen Nutzlasten und vor allem für jene mit mehreren Stockwerken, Pilzdecken angewendet werden sollen. Sie erleichtern die Ausführung und bieten Vorteile bei der Installation der verschiedenen Leitungen.

Summary

The foregoing shows that, for any warehouse having a high live load, it is advisable to have recourse, especially when there are several storeys, to mushroom floors, either for ease and economy in construction or for the advantages they have for the installing of piping.

Ud5

Poutres en sheds continues de trois travées de 20,80 m

Durchlaufende Sheddächer über drei Felder von 20,80 m

Sheds of continuous beams, three spans of 20 80 m

MICHEL FAHMY

Constructional Engineer (Consulting), Cairo.

La Société Misr pour la filature et le tissage avait construit ses salles de filature et de tissage pour son usine de Mahalla, en Egypte, avec une toiture en sheds métalliques (fig. 1) avec un plafond vitré à l'intérieur, pour intercepter les rayons solaires, et une double couche d'ardoise à l'extérieur, afin d'atténuer la chaleur.

Dans son programme d'après guerre afin de moderniser les installations, la question se posait ainsi :

1° Réaliser des salles à l'abri des rayons solaires et donnant un maximum d'éclairage naturel (fig. 3);

2° Installer le conditionnement d'air à l'intérieur des salles.

On construit des sheds en béton armé (fig. 4) constitués par des hourdis cellulaires (fig. 5) et ayant un angle calculé et un auvent extérieur, afin que les rayons solaires ne puissent pénétrer, et afin d'économiser la force motrice nécessaire aux machines de réfrigération.

Mode de calcul

Pour couvrir les 21 000 m² on a eu recours aux sheds en béton armé, constitués par des poutres continues de trois travées de 20^m80.

En effet, dans la construction en béton armé monolithe par sa conception, on ne rencontre qu'à rarement des éléments pouvant être considérés comme poutre libre ou non encadrée (fig. 6).

Que la poutre continue soit calculée par la méthode de trois moments ou par la méthode graphique de Maurice-Lévy ou par des méthodes plus récentes basées sur des travaux d'autres auteurs, on arrive pratiquement au même résultat. Comme on ne dispose pas souvent du temps nécessaire pour faire des calculs compliqués, c'est pour me rapprocher davantage de la réalité que je me suis servi de la méthode des trois moments et de la méthode des lignes d'influence.

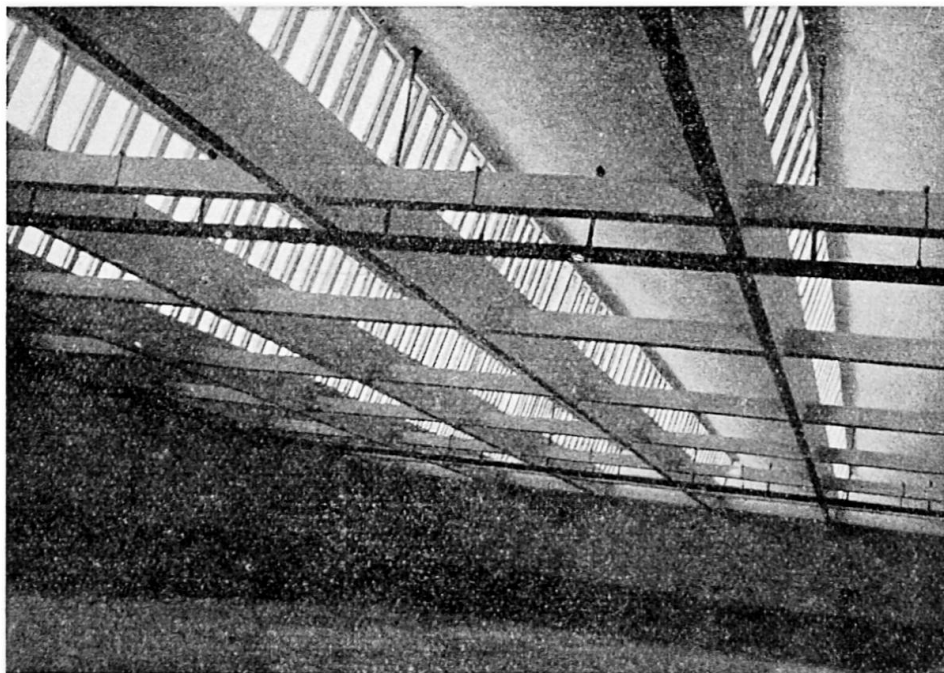


Fig. 3. Vue à l'intérieur après finissage.

M_0 = Moment dans la travée indépendante correspondante;

M = Moment négatif sur appuis recherches.

Dans le cas qui nous intéresse, on a des charges concentrées appliquées aux nœuds.

M_0 se calcule facilement; quant à M , une fois la courbe des M tracée, on obtient facilement la surface de la dite courbe, ainsi que l'application de l'équation des trois moments, et de là on a la valeur du moment négatif sur l'appui.

L'effort (Z) de tension sur la membrure avec son signe opposé à l'appui de M/h .



Fig. 4. Vue à l'intérieur après décoffrage.

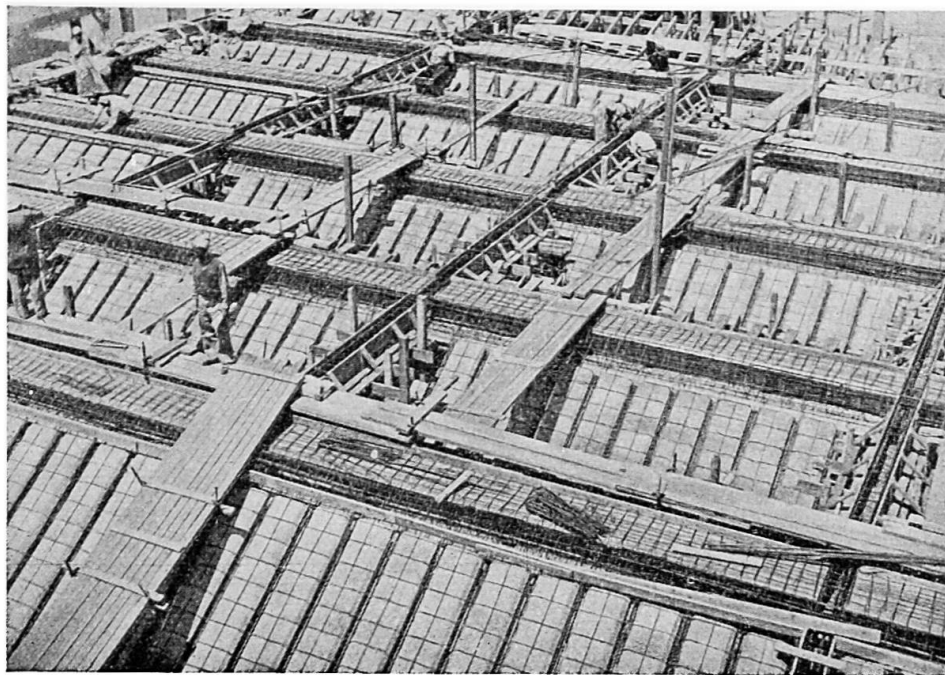


Fig. 5. Vue de la pose des hourdis cellulaires.

On a les efforts dans chaque membrure avec son signe par les lignes d'influences ainsi réalisées sur le graphique. Sur ce tableau on a marqué tous les résultats.

La figure 2 montre le dessin de la première travée et la figure 7 la poutre continue sur façade (le mur construit).

Pour le premier tronçon, exécuté pour 4 500 m², on a employé les matériaux suivants :

Bases en béton armé	59,50 m ³
Colonnes	25,72 m ³
Poutres principales et hourdis	1 145,55 m ³
Aciers rond employés pour 1.230,77 m ³	140 tonnes
Briquettes cellulaires de 0,15 × 0,25 × 0,50	25 200

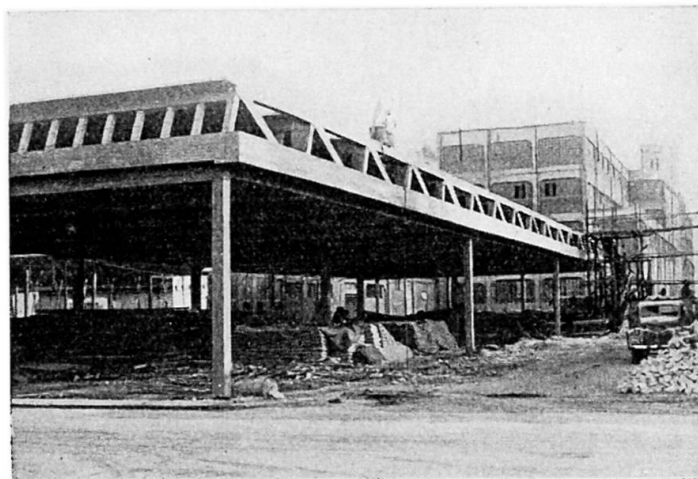


Fig. 6. Vue extérieure après décoffrage.



Fig. 7. Vue de la poutre continue sur façade.

Résumé

Les sheds en béton armé pour la couverture des grandes surfaces, et l'économie qu'on pourrait avoir par la réalisation de la poutre continue à grandes ouvertures, a montré dans notre cas les avantages qu'on a à tous les points de vue de s'en servir.

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt die Anwendung von Sheddächern aus Eisenbeton auf die Ueberdeckung von grossen Flächen. Es zeigt sich, dass sich wirtschaftliche Vorteile ergeben, wenn sie über grosse Spannweiten durchlaufend ausgeführt werden, wie im vorliegenden Falle.

Summary

Reinforced concrete sheds for covering large areas, and the economy of using continuous beams with long spans, has in our case shown the advantages there are from all standpoints in using these.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II d 6

**L'emploi de la précontrainte
aux ponts à tablier solidaire des maîtresses-poutres**

**Die Anwendung der Vorspannung
auf Brücken mit Verbundträgern**

**The application of prestressing
at composite steel plate girder bridges
co-operating with the overlying reinforced concrete slab**

D^r CH. SZÉCHY AND D^r L. PALOTÁS

Budapest

Previous to the construction of the "Árpád" bridge ⁽¹⁾ large-scale experiments were made with different types of light-weight deck constructions. All the tested types were based on an intensive co-operation between supporting steel ribs and covering plate and the overlying concrete filling or coating. First of all it was stated that sufficient co-operation might be secured between a steel plate and the overlying concrete layer by fairly simple means i.e. by steel hooks or stirrups, etc. affording an increase in the stiffness of 30-300 %. Furthermore the transversal distribution of point loads and actual stresses, set up in the single rib elements was considered of primary importance. As a result of the experiments it was concluded upon that the co-operative width of the R. C. slab stressed by the point-load is not constant but it is varying in proportion to the rigidity of the slab's support: e.g. where the steel-ribs (purlins) are directly supported by the cross girders this width is minimum and in the middle of the purlin-span it is maximum. Results were in fair conformity with the calculations when a rhomboidal area was taken into account as co-operating width. The maximum extension in transversal direction does not exceed two or three neighbouring bays according to the experiments and thus the width may be expressed by the equation (fig. 1):

$$S^2 = l \left(1 - \frac{x}{4a} \right).$$

⁽¹⁾ Ch. Széchy, *L'Ossature Métallique*, octobre 1947.

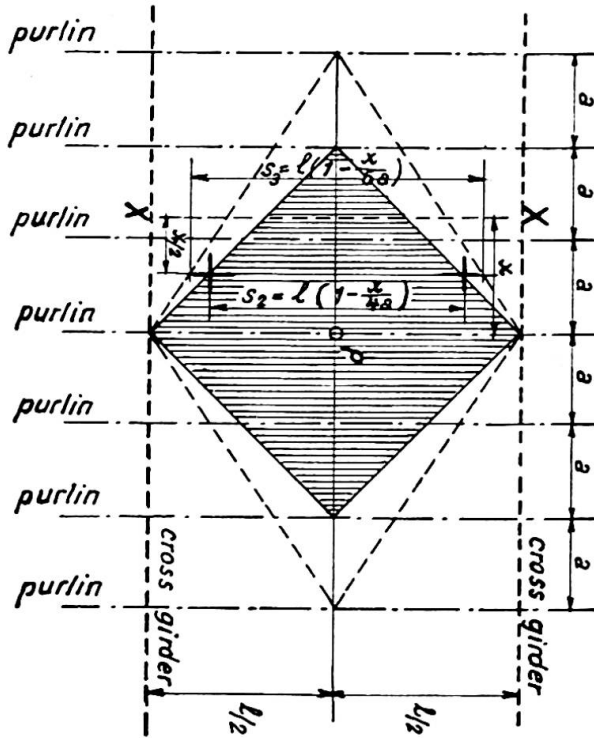


Fig. 1.

In the other direction the peaks of this surface will be situated at the cross-girders.

Very interesting observations were made with executed examples as to transversal load distribution. Figure 2 represents the test loading of a 16.50 m (33') span grillage-beam bridge. As it is shown transversal load distribution was calculated in different ways.

1. The actual elasticity of load transmitting cross girders (cross beam + R. C. slab) was taken into account by their actual moment of inertia (Leonhardt).

2. The action of the cross beams would incur a transversal flexion of the longitudinal beams but this is greatly counteracted by the great torsional (grillage) resistance of the latter one. This resistance is revealed along the whole length of the longitudinal beams. Thus we are much nearer to the reality when assuming that the tangents at the end sections of the cross beams remain horizontal (fixed).

3. Infinitely rigid cross beams are assumed i.e. the transversal deflection line is linear.

Actual test loadings have proved that the behaviour of such grillage-beam constructions is much nearer to assumption 2 and 3 than to 1. (See fig. 2 with $E_1 = 400 \text{ t/cm}^2$.) We have tried to make some formulae regarding the torsional resistance of grillage beams.

The effect of the torsional resistance of the main girders exerted upon the transversal load-distribution was computed by the well-known equation system of deformation set up by the unit forces acting upon the statically determinate ground-systems

$$\sum a_{im} X_i + a_{om} = 0$$

where

a_{im} denotes the displacement set up by $X_i=1$ unit force at a place m of the determinate structure, if $i=1, 2, \dots$ and $m=1, 2, \dots$;
 a_{om} denotes the displacement set up by the actual external loading at m if $m=1, 2, \dots$.

The calculation of the grillage-beam system presented below is solved only by approximation for sake of simplicity based on the following assumptions (fig. 3):

1. Only one cross beam of constant rigidity (J_k) was taken into account in the middle of the span. The transversal load distributing effect of several cross-beams or that of a co-operating slab was considered partly by the increase of the moment of inertia of the single central cross-beam ($d \cdot J_k$) and partly by the decrease of the length of torsion (h). The values of d may be taken according to Leonhardt ⁽¹⁾ to 1, 1.6, 2 in the case of two, three and four, or five or more cross-beams; while the value of h is equal-according to the results of test-loadings in the case of a co-operating slab to the distance (λ) of the cross-beams themselves.

2. The grillage beam was assumed to be built up symmetrically i.e. that the distance (b) between the main girders is the same and the moment of inertia (J), the torsional coefficient (J_c) of the inner main girders is also identical, while as to the extreme girders their moment of inertia (J') and their torsional coefficient (J'_c) are conforming to the ratio:

$$J = \varepsilon \cdot J' \quad \text{and} \quad J_c = \eta \cdot J'_c .$$

The torsional coefficient may be computed in general at the first approximation, by the formula:

$$J_c = -\frac{1}{3} \Sigma s^3 \cdot m$$

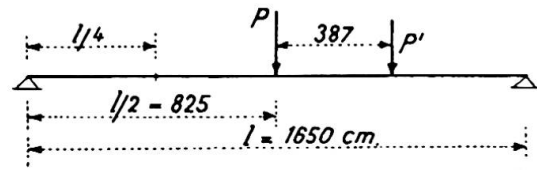
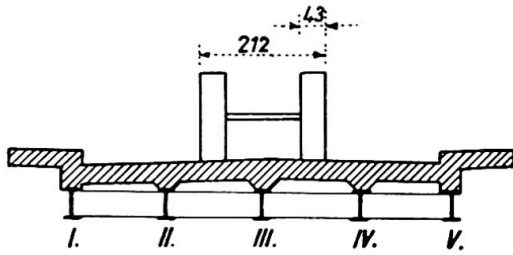
where s and m are denoting the depth (smaller dimension) and respectively the width of the quadrangular elements of the cross section.

3. The main girders were regarded infinitely rigid against torsion at their supports, but with the assumption that they can freely move in their own plane i.e. that the bending stiffness of the cross beams applied over the support is infinitely big, but their torsional stiffness is practically negligible.

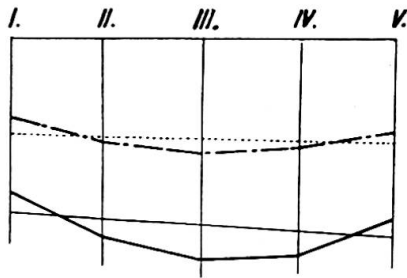
4. The X_i unknown quantities of the equation system are denoting bending moments acting upon the supported or fixed sections of the cross-beams and respectively torsional moments for the main girders. The computation is reduced to the computation of a continuous beam on elastic supports, where the elastic supports (main girders) are rigid against bending and torsion.

The terms used in the determinate structure with one single cross beam in the middle are the following (see fig. 3):

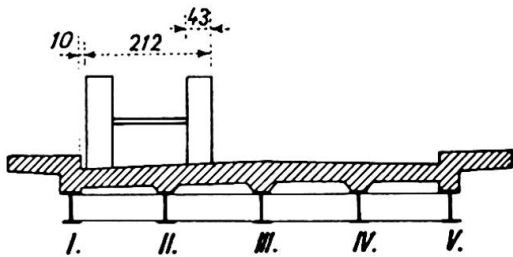
(1) See: A. F. LEONHARDT, *Vereinfachte Trägerrostberechnung*, W. Ernst u. Sohn, 1940.



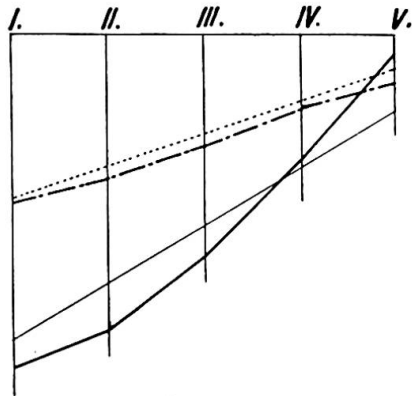
Deflection line



- Infinitely rigid cross beam $E_c = 400 \text{ t/cm}^2$
- " " " " $E_c = 210 \text{ t/cm}^2$
- - - - Measured deflection
- Elastic cross beam without torsional resistance (Leonhardt)



Deflection line



Influence lines of transversal loading
(calculated values)

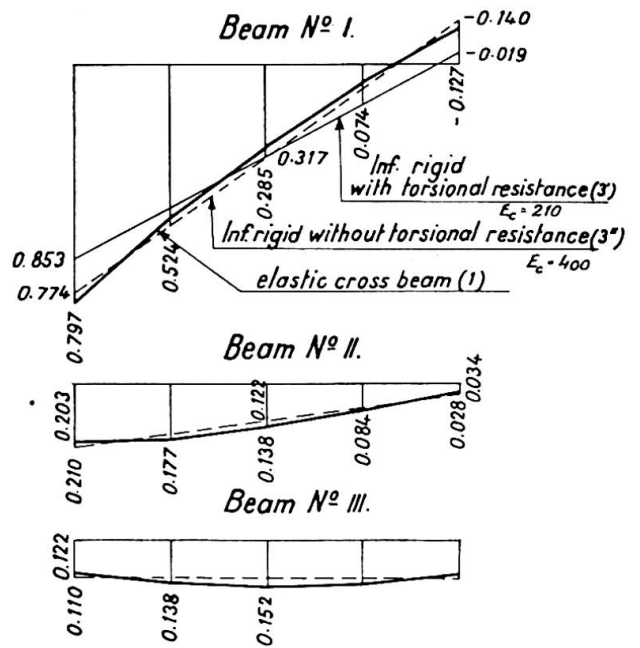


Fig. 2.

e : vertical displacement of the inner main girder in the middle of the main girder due to the effect of the unit force acting at the place of the central cross beam.

In the case of a freely supported beam :

$$e = \frac{l^3}{48 EJ} ;$$

$e' = \epsilon \cdot e$ as above but for the extreme girders ;

$v = \frac{b^3}{6 EJ_k}$ the flexibility of the cross beam ;

		Ⓐ + T		Ⓑ + T		Ⓒ + T	
		σ_c kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	σ_c kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	σ_c kg/cm ²	σ_s kg/cm ²
Beam No. I.	Section Ⓐ	114.1	1140	57.7	2775	96.3	1728
	-//- Ⓑ	66.3	1168	38.1	1978	67.1	1194
Beam No. II.	-//- Ⓐ	59.1	586	25.4	2862	48.6	1276
	-//- Ⓑ	44.8	1242	28.0	2380	45.4	1191

See fig. 2.

- Ⓐ Loading: Camber (prestressing) + dead weight (one central support)
 Ⓑ " " " " " " (without support)
 Ⓒ " " " " " " (staging over entire span)
 T Surfacing + Live load

TABLE I

$z = \frac{e}{v}$ stiffness characteristic of grillage system with regard to the inner main girder.

In the case of a freely supported beam :

$$z = \left(\frac{l}{2b} \right)^3 \cdot \frac{J_k}{J};$$

$z' = \varepsilon \cdot z$ as above but for the extreme girders ;

$\vartheta = \frac{1}{4} \frac{h}{G \cdot J_c}$ angle of torsion on the inner girder due to the effect of a unit torsional moment acting in the middle ;

$\vartheta' = \eta \vartheta$ the same for the extreme girder ;

$u = \vartheta b^2$ torsional rigidity of inner girder ;

$u' = \eta b^2$ torsional rigidity of extreme girder ;

$G =$ modulus of torsion approximatively equal for steel and for concrete : 0.385 E ;

$w = \frac{u}{v}$ characteristic of torsional rigidity of grillage beam as regards to inner girder ;

$w' = \eta w$ as above but for extreme girder.

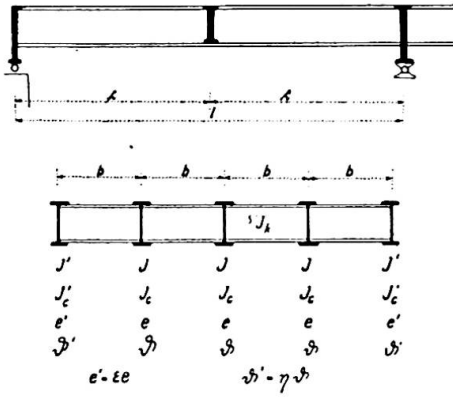
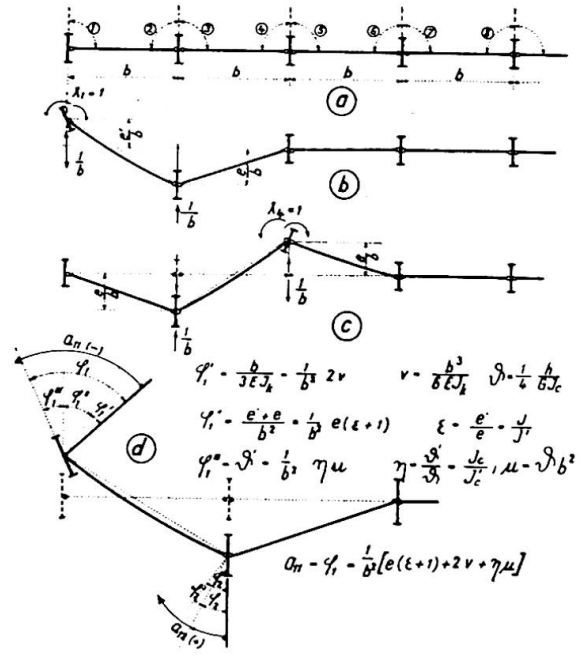
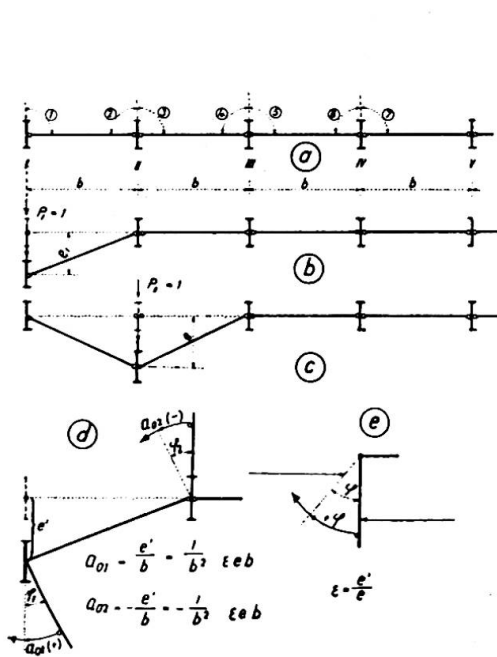


Fig. 3 (left, above).

Fig. 4 (left, below).

Fig. 5 (right, below).



With these designations and with the sign rule indicated on figure 4 and 5 we get the loading quantities and coefficients in the equation system after simplification (omitting the multiplicator $\frac{1}{b^2}$ in all members):

a) Quantities for the cases of figure 4 supposing that a unit concentric force is acting upon the main girder at the place of the cross beam :

Due to a force $P_1 = 1^t$:

$$a_{01} = \varepsilon \cdot e \cdot b \quad (\text{respectively } \varepsilon \cdot z \cdot b);$$

$$a_{02} = -\varepsilon \cdot c \cdot b \quad (\text{respectively } -\varepsilon \cdot z \cdot b).$$

Due to a force $P_4 = 1^t$:

$$a_{01} = -e \cdot b \quad (\text{respectively } -zb);$$

$$a_{02} = e \cdot b \quad (\text{respectively } zb);$$

$$a_{03} = c \cdot b \quad (\text{respectively } zb);$$

$$a_{04} = -e \cdot b \quad (\text{respectively } -zb).$$

b) Coefficients for the cases on figure 5 if at the places of the redundant joints $X_i=1$ unit moments are acting upon the determinate structure :

For a moment $X_1=1$:

$$\begin{aligned} a_{11} &= -[e(\varepsilon + 1) + 2v + \eta u] & \text{resp.} & -[z(\varepsilon + 1) + 2 + \eta w]; \\ a_{12} &= e(\varepsilon + 1) - v & \text{resp.} & z(\varepsilon + 1) - 1; \\ a_{13} &= e & \text{resp.} & z; \\ a_{14} &= -e & \text{resp.} & -z. \end{aligned}$$

For a moment $X_4=1$:

$$\begin{aligned} a_{41} &= -e & \text{resp.} & -z; \\ a_{42} &= e & \text{resp.} & z; \\ a_{43} &= 2e - v & \text{resp.} & 2z - 1; \\ a_{44} &= -(2e + 2v + u) & \text{resp.} & -2(z + 1) + w; \\ a_{45} &= -(e - u) & \text{resp.} & -(z - w); \\ a_{46} &= e & \text{resp.} & z. \end{aligned}$$

From the moments X_i got from the solution of the equations we can derive first the reactions and acting forces of the continuous beam on elastic supports and afterwards we can get the ordinates of the load distribution influence lines.

In the case of an infinitely rigid cross beam a simple equation may be derived for the q ordinates of the load distribution influence line. With the designations of figure 6 the load distribution ordinates for the main girder k at the perpendicular of the extreme girders 1 and n , if $k=1, 2, \dots, n$

$$q_{1k-nk} = \frac{\varepsilon}{2 + (n-2)\varepsilon} \pm \frac{3[n - (2k-1)]\varepsilon}{(n-2)(n-3)\varepsilon + 6(n-1) + c}$$

where n : number of main girders,
 c : a surplus from torsion

$$c = \frac{12}{(n-1)} \frac{\varepsilon}{\eta} \frac{e}{n} [2 + (n-2)\eta]$$

and if $k=1$, the value of $\varepsilon=1$ is to be substituted in the numerator of the equation.

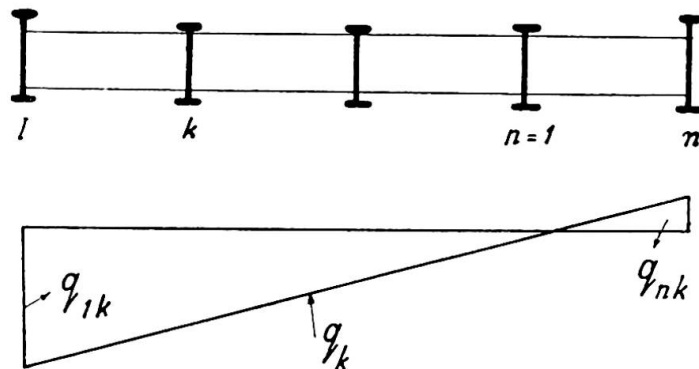


Fig. 6.

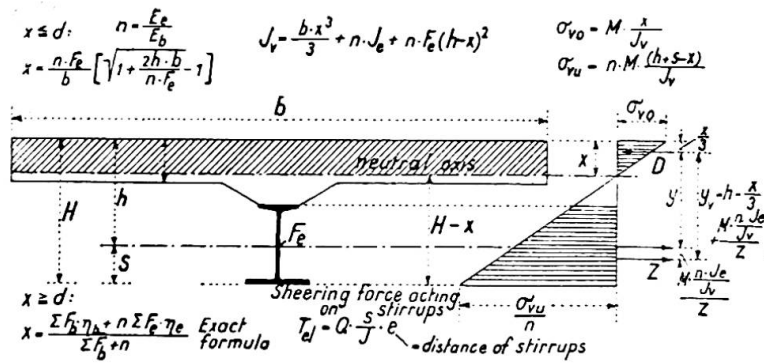


Fig. 7.

If $e' = e$ and $S' = S$ i.e. $\epsilon = \tau_1 = 1$

$$q_{ik...nk} = \frac{1}{n} \pm \frac{3 [n - (2k - 1)]}{n(n + 1) + c}$$

where $c = 12 \frac{e}{n} \frac{n}{n - 1}$.

If $c = 0$ and $\epsilon = 1$ i.e. if we do not take torsion into account the above equation is transformed to the known formula :

$$q_{ik...nk} = \frac{1}{n} \pm \frac{3 [n - (2k - 1)]}{n(n + 1)}$$

Owing to the great advantages of the composite girders they find more and more widespread applications everywhere. The most frequent type is consisting of standard steel-joists bound by welded stirrups and hooks into the overlying R. C. slab, which is stressed consequently once transversely as a bent plate and longitudinally as the upper (compression) chord of the composite-girder (fig. 7). This double utilisation of the concrete results a considerable saving in steel consumption and a still greater one in scaffolding and in construction time. A further advantage is a possible reutilisation of the recuperated steel deck girders (cross-girders, purlins, etc.) of blown up steel bridges.

The execution of these bridges has inspired us to introduce a simple prestressing which affords further economy. Namely if the steel joists are just placed on the abutments without any staging or any temporary intermediate support they will have to carry alone the weight of the concrete slab thus securing composite action only against live-loading, whereas the steel joist itself has suffered a heavy overstressing from the dead weight of the fresh concrete. In order to avoid this overstressing it was necessary to provide at least for a temporary central support or for a light temporary supporting staging all over the span. This would secure composite action against dead load too. When arrived at that, we went a bit further and studied the possibility of raising slightly the joists in the middle and when tying them down to the abutments even a certain prestressing might be easily obtained introducing compression into the lower flange and tension to the upper flange (fig. 8). In this position the concrete is poured and when hardened, the temporary support removed. It is evident that the concrete slab will overtake a greater part of the stresses and will materially

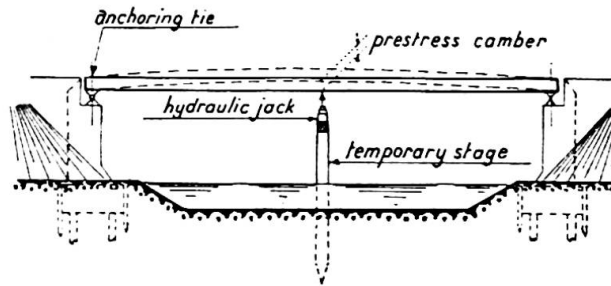


Fig. 8.

relieve the steel joist. For a given example table I is showing comparative numerical data of the stresses in concrete and in steel with and without prestressing and we can see that with prestressing the stress in concrete is 114.1 kg/cm^2 ($1,630 \text{ lb/sq.in}$) and $1,140 \text{ kg/cm}^2$ ($16,300 \text{ lb/sq.in}$) in steel, whereas without it, the stress in concrete is decreased to 57.7 kg/cm^2 (815 lb/sq.in) but in steel it is increased to $2,775 \text{ kg/cm}^2$ ($40,000 \text{ lb/sq.in}$). Bearing in mind that the depth of the concrete slab is determined rather by its transversal than by its longitudinal rôle and never can be reduced below a certain practical dimension ($15 \text{ cm} = 6''$) prestressing is always advantageous and by very simple means feasible.

Résumé

Essais effectués sur poutres composées travaillant solidairement avec le tablier en béton armé.

Résultats des essais de charge de ce type de pont pour lequel les maîtresses-poutres sont soumises à torsion. Formules approchées pour le calcul de ces effets.

Précontrainte simple de ces ponts par un appui central mobile.

Résultats économiques.

Zusammenfassung

Ergebnisse der Versuche an zusammengesetzten Trägern mit spezieller Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Zusammenwirkens mit der Eisenbetonplatte.

Resultate der Versuchsbelastungen von Verbundträgerbrücken, die die Querverteilung der Lasten infolge der Torsionsteifigkeit der Längsträger zeigen. Näherungsformeln für die Berechnung dieser Effekte.

Einfache Vorspannung der Verbundträgerbrücke durch eine verstellbare Mittelstütze.

Wirtschaftliche Erwägungen.

Summary

Results of the experiments made with composite-girders as regards the variation of co-operative width of R. C. slabs.

Test loading results of composite-girder bridges showing the trans-

versal load distributing effect of the torsional resistance of longitudinal beams. Approximative formulae for the computation of these effects.

Simple prestressing of the composite girder beam bridges by means of an adjustable central support.

Economic results.

IId7

La solidarisation du tablier avec l'arc des ponts surbaissés

Das Zusammenwirken der Fahrbahn mit dem Bogen bei flachen Brücken

Uniting the floor with the arch of a flat bridge

DOC. ING. D^r K. WAITZMANN

Ecole Polytechnique de Prague

La solidarisation du tablier avec l'arc des ponts surbaissés fut déterminée sur les modèles d'un pont construit en 1935 dont la disposition générale est représentée à la figure 1. Le pourcentage de l'armature est presque 1,5 %. La section à la clef de la voûte est sollicitée, dans le cas le plus défavorable, à 84,5 kg/cm².

La solidarisation du tablier avec les arcs fut déterminée par des essais sur quatre modèles différents (fig. 2) :

Voûte simple (modèle 1);

Modèle pour la détermination de l'arc virtuel équivalent, établi à la suite de la collaboration du professeur Rabut (fig. 2a);

Voûte (arc) et mur parallèle (sans tablier) (modèle 3a);

Modèle réduit à l'échelle un cinquantième pour la détermination de la solidarisation du tablier avec la voûte (modèle 3b);

Le modèle de la voûte était monolithique avec la partie inférieure empêchant tous les déplacements des appuis et facilitant en même temps l'articulation des appuis comme c'est le cas dans la construction.

Le modèle 3b représente une section en I de la voûte de 140 cm de largeur. Les dimensions de tous les modèles (les hauteurs et les largeurs) furent calculées en tenant compte de l'armature.

Les modèles furent découpés en papier *bakélitisé* « Trolitax », qui a d'excellentes propriétés mécaniques. Ses modules d'élasticité en compression, traction et en flexion sont presque les mêmes (180.000 kg/cm²) et la courbe déformation-tension est presque linéaire jusqu'à la rupture.

La solidarisation du tablier avec l'arc fut déterminée par la mesure des flèches du modèle placé en position verticale (fig. 3) et également par la détermination des lignes d'influence pour les valeurs hyperstatiques.

Les lignes d'influence des flèches de la construction furent déduites des courbes de flexion déterminées par

$$\eta_K = \eta_{IM} \frac{P_K E_M \cdot m}{P_M E_K}$$

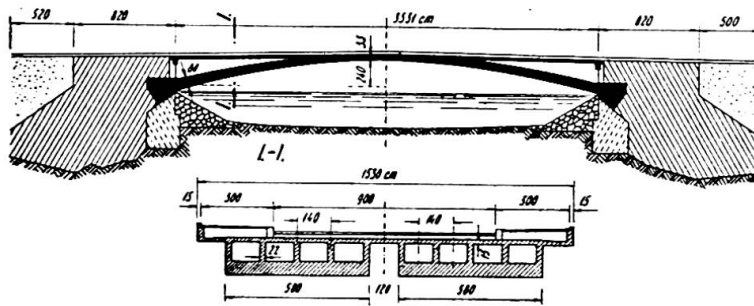


Fig. 1. Disposition générale du pont.

- γ_K = Flèche de la construction;
- P_K = Charge de la construction;
- γ_M = Flèche du modèle;
- P_M = Charge du modèle;
- E_M = Module d'élasticité du modèle;
- E_K = Module d'élasticité de la construction;
- $\frac{1}{m}$ = L'échelle des largeurs des sections.

Pour l'essai de chargement du pont on a utilisé deux camions d'un poids total de 22 tonnes. La charge uniforme était produite par pierres de dallage rangées sur les trottoirs sur une longueur de 15 mètres au milieu de la travée du pont (charge spécifique de 600 kg/m²). La flèche était mesurée à la clef des arcs.

Les flèches déterminées à l'aide des lignes d'influence sur les modèles furent calculées pour la valeur du module d'élasticité de béton de $E = 386.000 \text{ kg/cm}^2$ et pour la même charge qu'en cours d'essais.

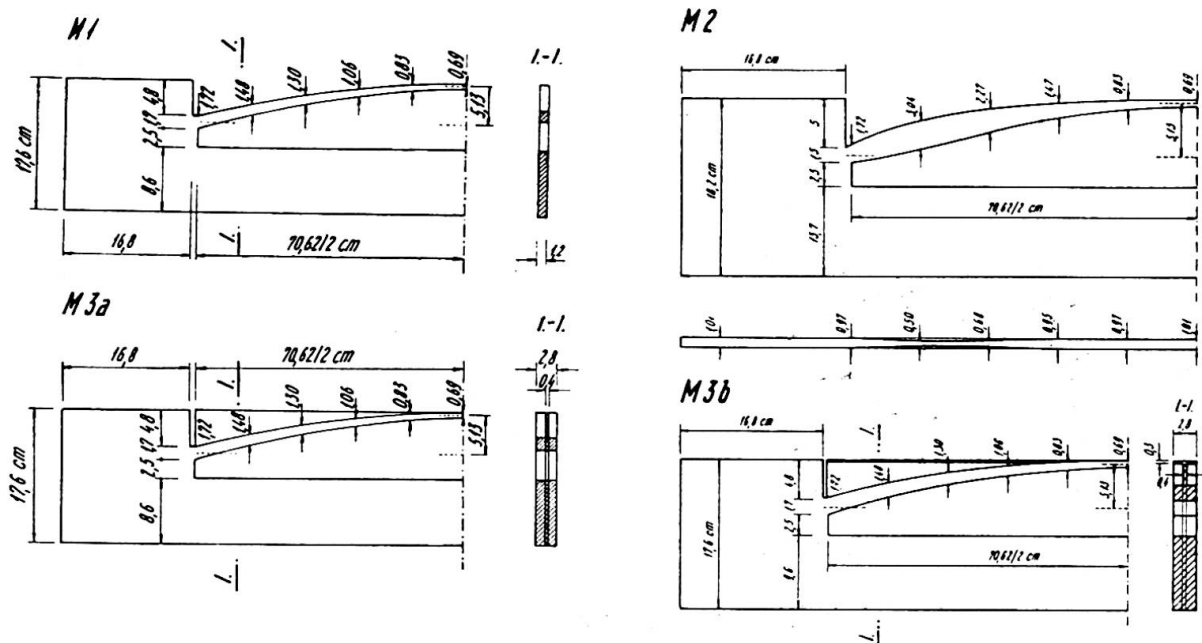


Fig. 2. Modèles utilisés.

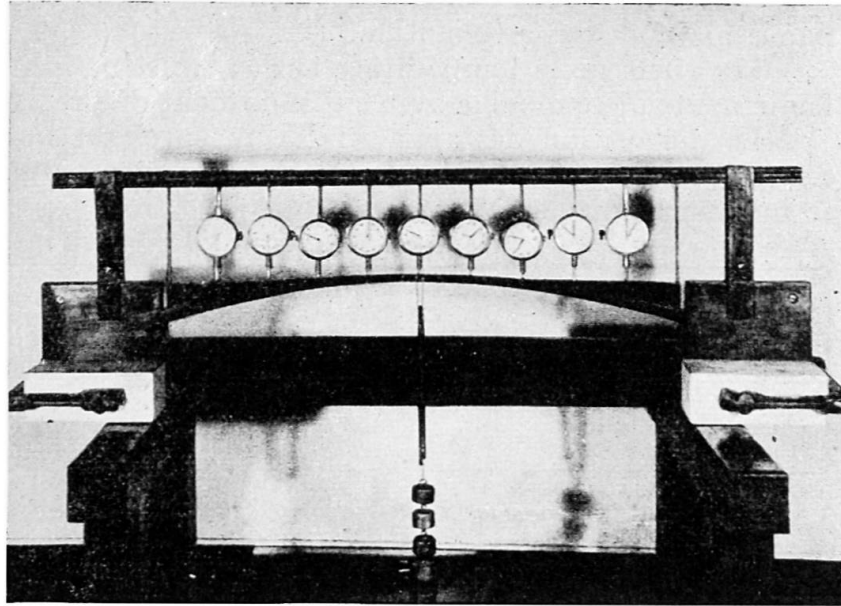


Fig. 3. Disposition utilisée pour la mesure des flèches.

	Pont	Modèle		
		2	3a	3b
Flèche à la clef mm	2,225	2,002	2,318	1,977

TABLEAU 1. — *Les flèches déterminées par l'essai du pont et celles calculées d'après les essais sur modèles*

L'écart entre les flèches calculées d'après les résultats des mesures sur modèles et de celles déterminées au cours de l'essai du pont est d'environ 11 %.

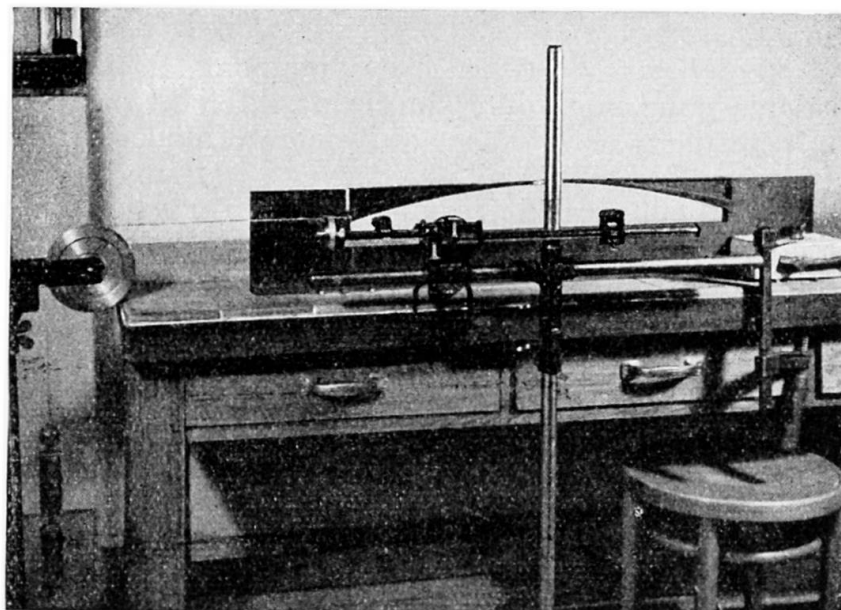


Fig. 4. Disposition des appareils pour mesure des effets de la baisse de la température.

Les lignes d'influence des valeurs hyperstatiques furent déterminées par la méthode des articulations ⁽¹⁾.

Les effets de la température sur la construction peuvent se déterminer facilement sur le modèle avec suffisamment de précision.

La disposition des appareils de mesures est indiquée sur la figure 4. Les valeurs de la force horizontale calculées et mesurées pour les essais sur le modèle 1 correspondent.

	Calculée pour la voûte simple (modèle 1)	Mesurée		
		Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Force horizontale kg	120 000	119 200	133 700	137 000

TABLEAU 2. — Force horizontale pour une baisse de température de 25° C.

Conclusions

Par la comparaison des courbes de flexion et des lignes d'influence des valeurs hyperstatiques et des moments fléchissants des modèles 2 et 3b on voit (fig. 5, 6, 7) que les deux arcs sont bien pareils au point de vue statique. Les lignes d'influence des modèles 2 et 3b furent calculées des lignes d'influence des valeurs hyperstatiques pour la fibre moyenne virtuelle déterminée d'après le professeur Rabut.

L'effet à peine plus fort des parties plus rigides des appuis sur le modèle 2 peut être expliqué du fait que sur le modèle 3b une partie seulement de la section de tablier était en fonction. La section en I du modèle 3b n'est pas assez rigide par suite de la hauteur de son âme et la solidarisation parfaite du tablier ne peut être provoquée qu'en cas de son fonctionnement monolithique avec l'arc.

Par rapport à la voûte simple du modèle 1 l'arc creux et la voûte virtuelle équivalente d'après le modèle 2 ont une rigidité plus grande, ce qui apparaît à la baisse de la température par l'augmentation de la force horizontale.

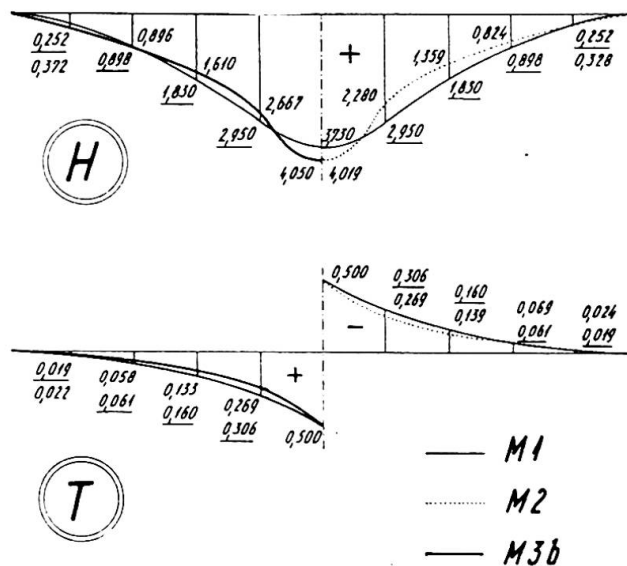
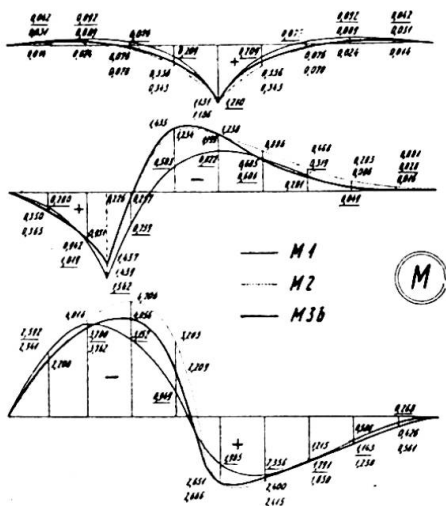
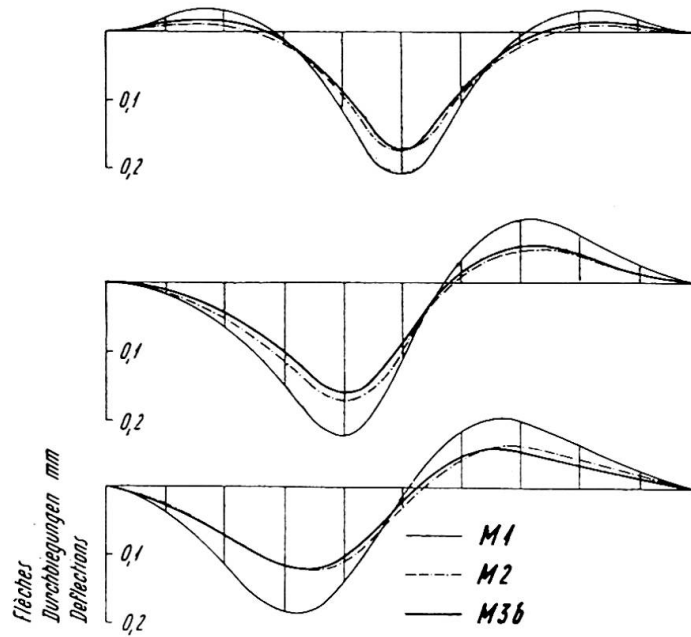
Les lignes d'influence des moments fléchissants déterminées par les calculs pour une voûte simple ne diffèrent pas beaucoup de celles déterminées pour la voûte équivalente (modèle 2) ou pour l'arc creux (modèle 3b).

On peut en déduire une réduction considérable des tensions dans les sections où le tablier collabore partiellement ou parfaitement avec l'arc. Les moments fléchissants sont environ les mêmes ou légèrement supérieurs à ceux d'une voûte simple.

La force normale est environ la même pour les deux cas. Les moments d'inertie de la voûte avec le tablier solidaire sont considérablement plus grands. La tension provoquée par la force normale est réduite, étant donné que la section effective est très peu augmentée. La force normale est décisive pour les tensions finales ce qui est l'avantage principal de cette construction.

⁽¹⁾ Dr. Sayed ABD-EL-WAHED, *Die Gelenkmethode*, Springer, Berlin, 1931.

Fig. 5, 6 et 7. Flèches, efforts et moments relevés sur les modèles.



Résumé

Les résultats du rapport ont montré :

1. Une très bonne concordance de la théorie du professeur Rabut avec des résultats des essais sur les modèles.
2. Une très bonne concordance des flexions déterminées sur les modèles avec les flexions mesurées pendant les essais réels du pont.
3. Une possibilité de résoudre des constructions complexes de ponts par les modèles avec de simples appareils de laboratoire.

Zusammenfassung

Die Ergebnisse des Beitrags zeigen :

1. Eine sehr gute Uebereinstimmung der Theorie von Prof. Rabut mit den Ergebnissen von Versuchen an Modellen.

2. Eine sehr gute Uebereinstimmung der an den Modellen gemessenen Durchbiegungen mit denjenigen der fertigen Brücke.

3. Die Möglichkeit, schwierige Probleme des Brückenbaus mit einfachen Laboratoriumsapparaten an Modellen zu untersuchen.

Summary

The results of the report have shown.

1. A very good concordance of the theory of Professor Rabut with the results of models tests.

2. A very good concordance of the deflections determined on models with the deflections recorded during actual tests of the bridge.

3. A possibility of solving complex bridge constructions by models with simple laboratory appliances.

II d 8

Pont sur le Derwent River, près de Hobart (Tasmanie)

Brücke über den Derwent bei Hobart (Tasmanien)

Bridge over the River Derwent near Hobart (Tasmania)

Dr ING. H. GOTTFELDT, M. I. STRUCT. E.

London

The bridging of a wide river is in itself a fascinating problem for the structural engineer. The width is the most manifest obstacle, but there are usually many others, less obvious but equally hard to conquer. Wide rivers are frequently of a commensurate depth, perhaps of several hundred feet, and even at that depth the river bed may be utterly unsuitable to support the weight of a bridge pier. Currents, tides, and atmospheric conditions will have to be considered. Last, but not least, the demands of the traffic *across* the river are usually diametrically opposed to those of the navigation *along* it; if the surrounding country side is fairly flat the road user or railway engineer will ask for a crossing a few feet above the water level, so as to avoid the expenditure of money and energy on the climbing of long ramps, while sea-going ships require a clear headroom of 150 feet and more and, of course, a corresponding clear width.

All these difficulties presented themselves in full measure to the successive generations of engineers who planned to bridge the river Derwent, at a place near its mouth where it is almost 4 000 ft wide, with a view to connect Hobart, the capital of Tasmania, with its suburbs and generally with the East coast of the island. These plans remained a dream for almost a century, and only then a scheme was evolved that would not only overcome the technical difficulties but — and this is a further important consideration — would also be within the financial reach of a smallish community, the population of Tasmania being about 240 000, of whom one quarter live in the capital.

The first reaction of the modern engineer to such a problem would probably take the form of a sketch of a suspension bridge. The cost of such a design would, however, have been prohibitive, not only because the solid rock was in places no less than 200 ft below the water level, but also on account of the long ramps that would have been necessary to give a headroom of 150 ft for sea-going ships.

A poor alternative to such a design is a pontoon bridge, but here

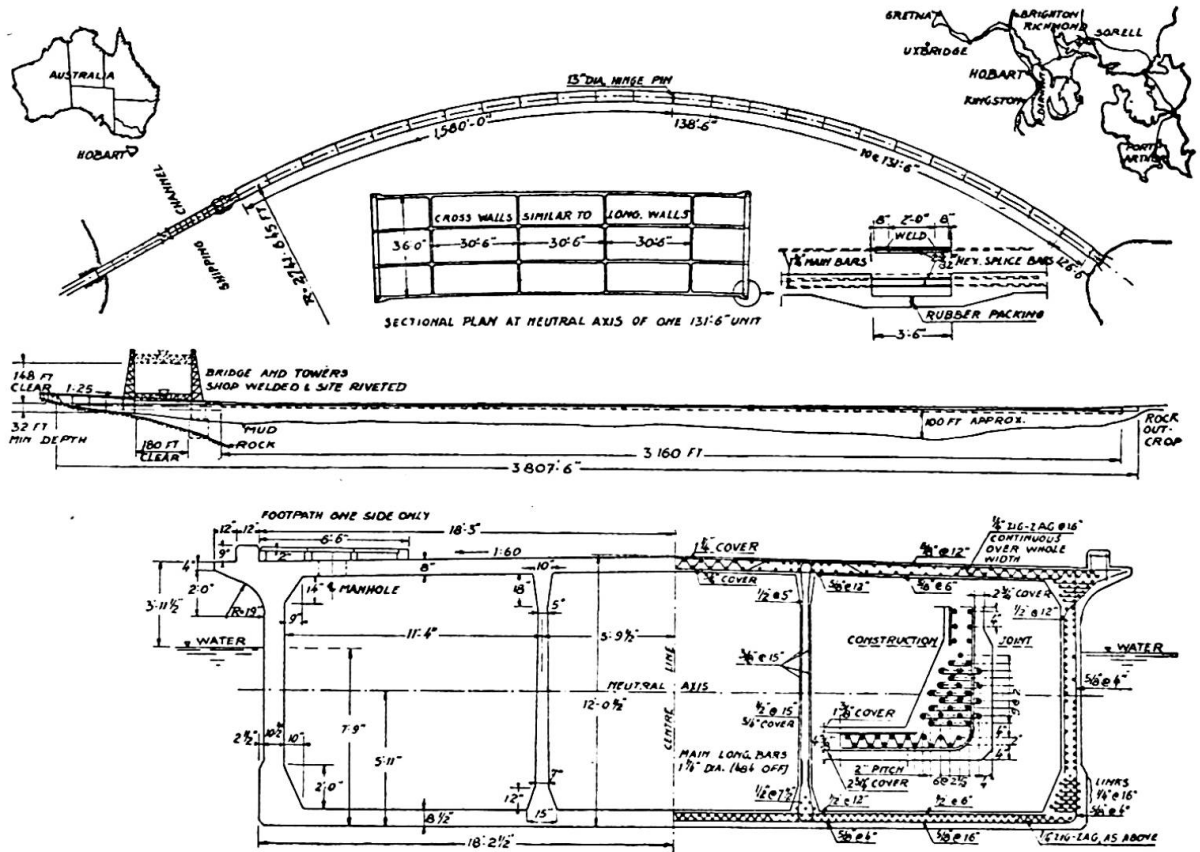


Fig. 1. Location, general arrangement and details of the bridge over the river Derwent.

again the anchoring of the pontoons and especially of the portion to be floated out for shipping purposes would have offered formidable, and, in view of the storms prevailing at some seasons of the year, perhaps insurmountable difficulties. The idea was therefore put forward to build the whole bridge in the form of one huge pontoon, with a lift bridge of appropriate dimensions at one end. If such a pontoon, of about 3 000 ft length, were to have been designed as one straight beam, spanning from shore to shore and resisting the horizontal pressure of wind, waves, currents, and tides, it would have required a width of anything between 200 and 300 ft, wholly unnecessary even for the heaviest traffic, and if built in reinforced concrete it would even then have been impossible to guarantee continued watertightness of the tension zone; the cost of such a structure would have been enormous.

It was therefore imperative to adopt a design that would ensure predominantly compressive stresses and the final answer was found in a huge horizontal floating arch. In this way the width could be reduced to reasonable dimensions, just sufficient to accommodate the required roadway of 30 ft width with a footpath of 6 ft on one side.

Figure 1 shows the general lay-out of this unique bridge and its main dimensions. A few short approach spans next to the Western shore are followed by the lift bridge which gives 148 ft headroom for a clear width of 180 ft at a minimum depth of water of 32 ft. The towers are about 180 ft high to centres of sheaves, the bridge has a span of 204 ft. The members of the towers as well as those of the bridge are of shop-welded design,

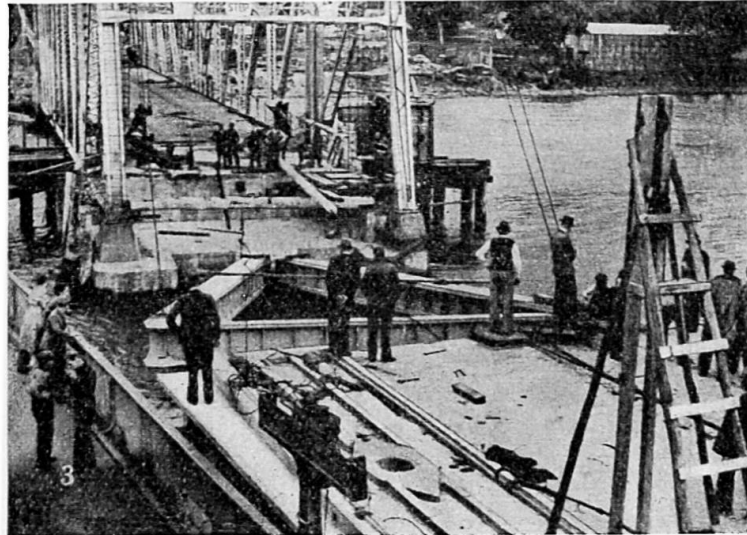


Fig. 2. View of the three-leg link of welded plate girder design.

with riveted connections at the nodes. The tower next to the shore rests on four reinforced concrete cylinders of 9 ft and 7 ft diameter respectively; the solid ground is here only 30 to 40 ft below the water line but falls rapidly away. The other tower stands on a mass concrete pier of 130 ft depth, with a base of 65 ft \times 42.5 ft and a total weight of 18 000 tons.

This pier supports not only the tower of the lift bridge, but acts also as abutment for the floating arch. The latter is, however, not directly connected to it, as allowance had to be made for a normal tidal range of $\pm 3' - 0''$, a value that in extreme conditions may rise to $\pm 4' - 6''$. The necessary flexibility has been achieved by interposing a ramp of 60 ft length between arch and abutment, which is capable of following the rise and fall of the tide but does not transmit the thrust of the arch. The latter is taken up by a triangular linking arrangement underneath the ramp; the three legs of this link are of welded plate girder design (fig. 2). It is connected to the abutment by means of a single pin of 13" diameter, weighing about 1.0 ton, and by two smaller pins to the end of the arch. A similar connection is provided at the other end of the bridge. Fortunately,

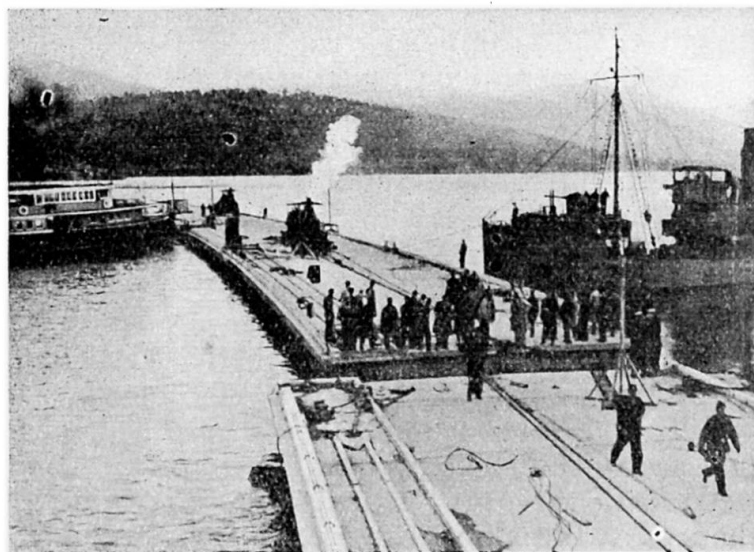


Fig. 3. Joining of the two halves at the centre.

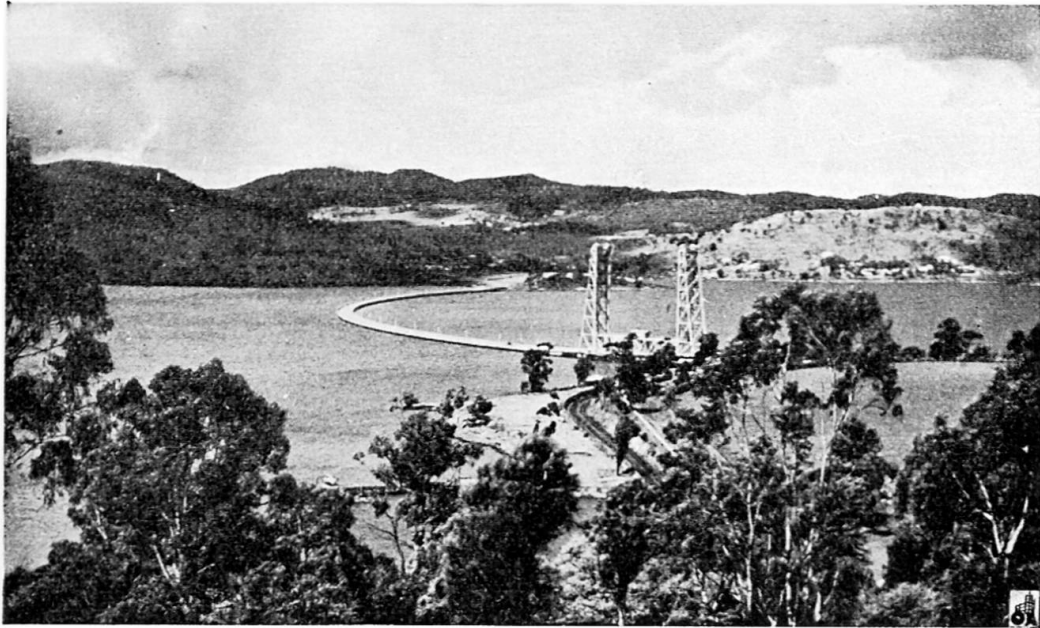


Fig. 4. View of the completed bridge.

the rock here comes to the surface and the anchorage of the arch offered no difficulties.

The floating portion is undoubtedly the most interesting and outstanding part of this bridge. It is in the form of a three-pinned arch of 2 740 ft radius, 3 160 ft length, and 443 ft 'rise'. The dimensions of the cross-section and details of the reinforcement are shown in figure 1, as is also a sectional plan of one of the 24 sections of which the arch was built; this shows the subdivision into cells by means of cross walls and longitudinal walls. These sections, of 131' — 6" length each, were built on land and their ends temporarily sealed so that they would float when launched. They were then temporarily bolted together, with rubber packings between adjacent ends so that the sealing walls could be removed. Suitable recesses had been provided at the ends into which the 484 longitudinal reinforcing bars of 1 1/4" diameter projected and where they could be jointed by means of welding (see detail fig. 1). The recesses were then filled with concrete, so that by them two sections formed one monolithic unit of twice the length of the sections.

This process continued until all twelve sections of a half-arch had been moulded into one huge monolithic pontoon of 1 580 ft length with a weight of about 12 000 tons, that is 24 000 tons for the whole length of the arch; this figure includes 3 100 tons of steel reinforcement. It is interesting to compare the dimensions of this pontoon with the well known floating units of the Mulberry harbour. In cross-section the latter are much more impressive, as the largest of them had a width of 56 ft and a height of 60 ft. They were, however, 'only' 204 ft long and had a displacement of no more than half that of the pontoon here described, namely 6 044 tons as compared with 12 000 tons.

The work so far described proceeded in a protected spot a few miles upstream. The structural and the launching difficulties that were encountered with this unprecedented design were by no means small and more than once the sceptics were on the point of being proved right; it took five months to get the first 1 000 ton section into its element. The lessons

were, however, soon learnt, and this time was later cut to only 20 days per section of 131' — 6" length.

After both halves had been completed they were towed to the site on two consecutive days and temporarily moored there, and the following day saw the delicate operation of assembling them in their final position and attaching them to each other and to the abutments. Figure 2 shows the arch approaching one of the abutments and gives at the same time a view of the triangulated linking arrangement previously described. In figure 3 the two halves are about to be joined at the centre, and figure 4 is a view of the completed bridge. The assembly on the site took place on the 23rd of October, 1943, and the bridge was officially opened for traffic on the 1st of January, 1944.

The author, who was not himself connected with the design of this bridge, is of the opinion that it represents an outstanding example of the art of the bridge builder, an example, moreover, where the designer has freed himself completely from all tradition and prejudice, has studied the particular problems right down to their roots, and has arrived at a unique and wholly unprecedented solution which deserves a foremost place amongst examples of long span reinforced concrete bridges.

The design is due to Mr. A. W. Knight, Chief Engineer of the Public Works Department, Hobart, Tasmania. The author is indebted to this



Fig. 5. Other view of the completed bridge, with lift bridge in the foreground.

department and to the Agent General for Tasmania in London, for their assistance in the preparation of this paper.

Résumé

Ce mémoire décrit une construction originale en béton armé sous la forme d'un pont flottant de 960 mètres de longueur et d'un rayon de 834 mètres, ce pont, d'une largeur de 11 mètres (chaussée de 9^m10 et trottoir de 1^m90), traverse le fleuve Derwent, en Tasmanie. L'auteur indique les raisons qui ont motivé ce choix et décrit quelques détails constructifs (y compris le pont levant partiellement soudé pour la passe navigable); il donne également les précautions prises pour le montage.

Zusammenfassung

Die Arbeit beschreibt einen einzig dastehenden Eisenbetonbau in der Form eines schwimmenden wagerechten Bogens von 960 m Länge und einem Halbmesser von 834 m, der zur Ueberführung einer 9,10 m breiten Strasse nebst einem 1,90 m breiten Fussweg über den Derwent in Tasmanien dient. Die Gründe, die zur Wahl dieses ungewöhnlichen Systems geführt haben, werden angegeben und einige Konstruktionseinzelheiten beschrieben (einschliesslich der teilweise geschweissten Hubbrücke für die Schifffahrt), ebenso auch die Massnahmen für den Zusammenbau.

Summary

The paper describes a unique reinforced concrete structure in the form of a floating horizontal arch of 3 160 ft developed length, with a radius of 2 740 ft, which carries a 30 ft roadway and a footpath of 6' — 6" width across the river Derwent in Tasmania. The reasons for the adoption of this unusual design are stated, and some structural details (including the partly welded lift bridge for shipping) are described, as also the assembly procedure.

IId9

**Renforcement d'une tour d'église, en Angleterre,
par la précontrainte**

**Die Verstärkung eines Kirchturms in England
mittels Vorspannung**

**Strengthening a church tower in England by prestressing
(Summer 1948)**

PAUL WILLIAM ABELES

D. Sc. (Vienna), M. I. Struct. E. London

This is only a relatively small work and cannot be compared with all the large constructions shown here, but it may be of interest, since it relates to a novel application of prestressing to walls, whereby Prof. Magnel's sandwich plates were employed for the first time in Great Britain.

Due to mining subsidence the tower of St. Luke's Church, Silverdale, Staffs. had become tilted and the walls were seriously cracked.

In order to prevent further damage due to future settlement it was necessary to strengthen the walls of the tower. The design was prepared by the author in collaboration with Mr. Harold Goldstraw, A. R. I. B. A. and Mr. Harry Mason, M. I. Min. E. whereby the author's system of prestressing was applied. This is a composite construction comprising a concrete member or an assembly of bricks and a cement mortar filler in a groove or chase which contains tensioned steel. The principal idea of this solution is shown in figure 1 according to which beams were constructed within the walls.

Holes were bored in the walls and cement grout injected under pressure, until the masonry indicated by the shaded area was consolidated. Chases (*a*) were cut in both faces of the wall and a recess (*b*) was formed at each end. Wires (*c*), placed in the chases and attached by anchorages (*d*) to 10 in by 8 in steel strongbacks (*e*), were stretched and the reaction was taken by the strongbacks and transferred to the walls by distribution plates (*f*). In the event of further subsidence the compressed beam formed in the walls can act as a simply supported beam or as a cantilever with the risk of tensile stresses occurring in the masonry being considerably reduced.

In the sectional plan of the four walls of the tower (fig. 2) are shown

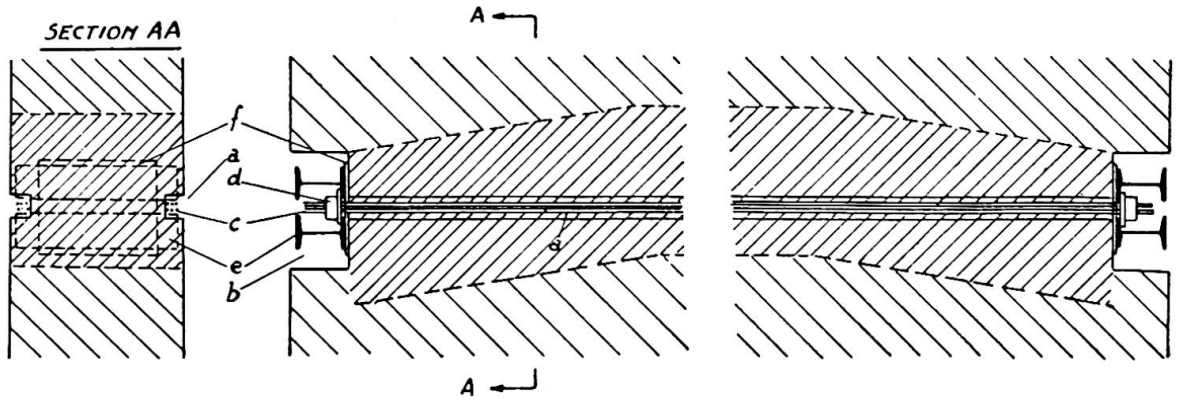


Fig. 1. Diagram showing the formation of a prestressed beam in a wall.

the chases (*x*) which are at slightly different levels in each wall (see vertical sections AA and BB), the recesses (*y*) and the openings (*z*) which were cut through adjacent walls to give access to the stretching devices. The space between the window and the plinth in one wall made it necessary to construct a reinforced concrete sill across the window opening, as seen in section AA, to provide a compression flange for the beam in the wall. A chase in the inner face of one of the walls, in which an arch had previously been bricked up, is shown in figure 3 with the wires in position.

Figure 4 is a view of the outer wall from South showing the chase and the wires before tensioning.

Figure 5 shows the strongbacks which were provided at each end of each wall. The inner flanges were cut off to permit access to the jack and transverse stiffening plates and angles were welded to the joists.

To offset the influence of creep of steel and to avoid any inexactness when reading the manometer the tension was increased by 5 per cent. Further a small extra tension was applied to the wires to offset the slip occurring at wedging, the amount of which was measured. This slip is

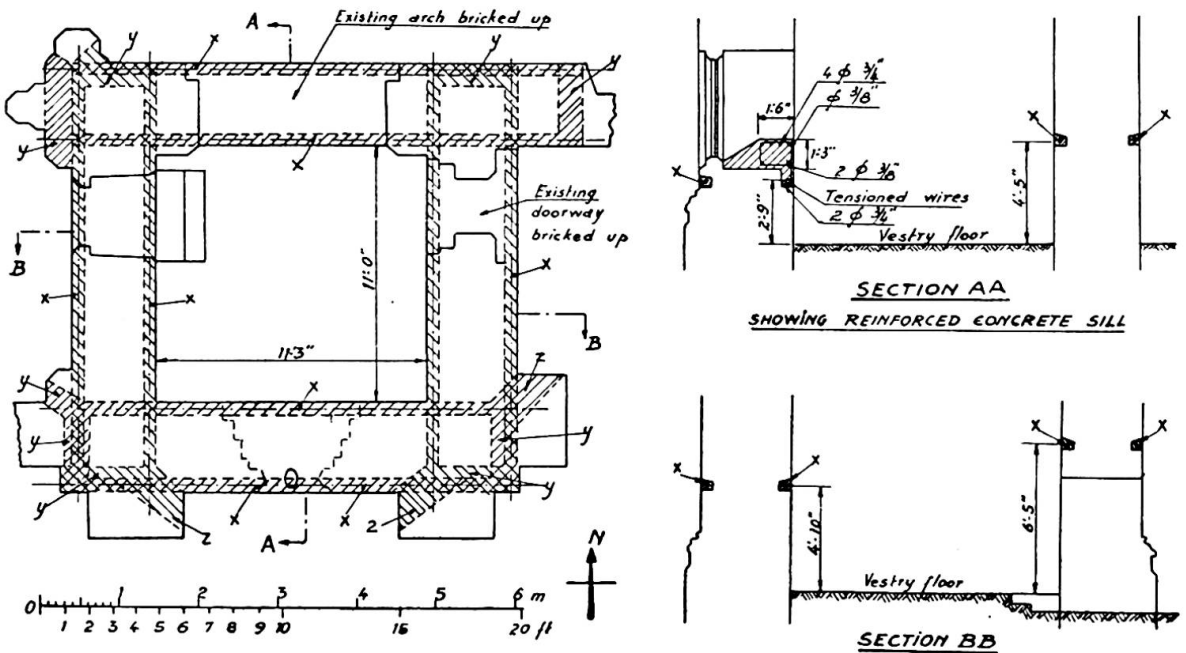


Fig. 2. Plan and vertical section of the church tower to be strengthened.

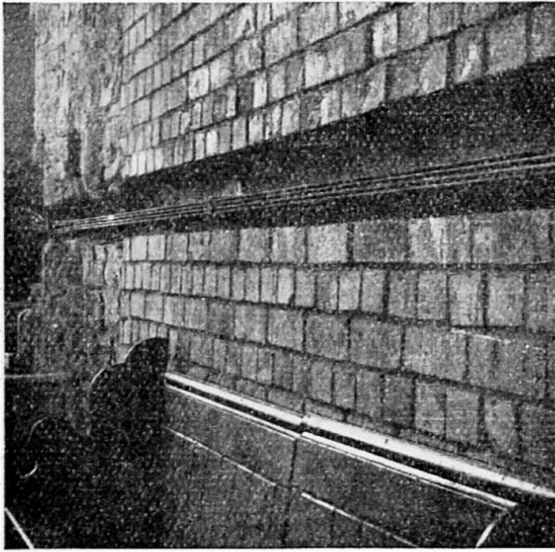


Fig. 3. Chase in the inner wall, where the opening had been bricked up.

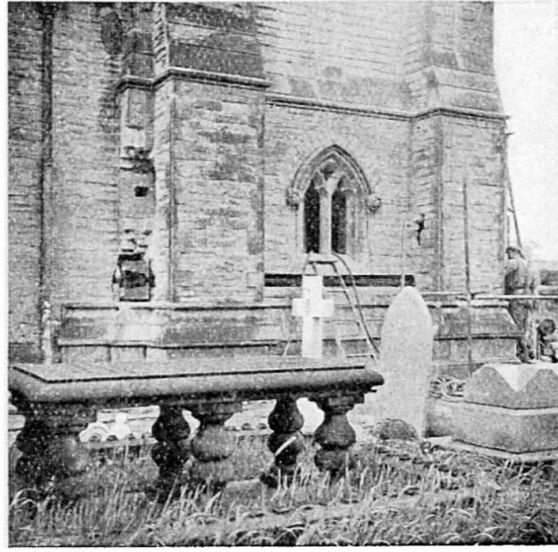


Fig. 4. Chase in the outer wall, with wires before tensioning.

very small and can generally be neglected, but is of some influence in a beam of limited length.

There are 32 wires in each chase and the total compressive force applied to each wall was 128 tons, that is 2 tons in each of 64 wires. The actual force induced in each wire was 2.1 tons. The wires are 0.2 in in diameter and are of hard cold drawn steel having a tensile strength of 100 tons per sq.in. Upon completion of the prestressing operations the wires were embedded in cement mortar that filled the chases.

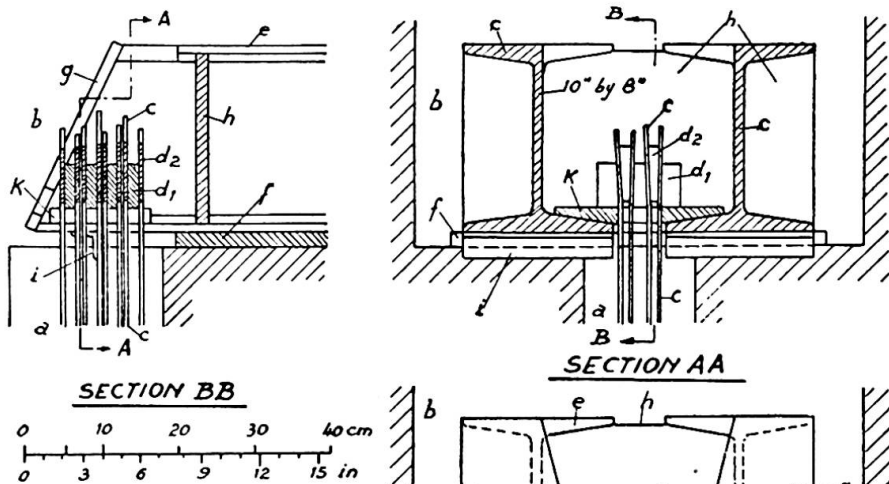


Fig. 5. Strong-backs and anchorages :
 a : chase; b : end recess; c : tensioned wires;
 d : anchorages (d₁ : sandwich plates; d₂ : wedges);
 e : steel joist; f : distribution plates; g : end stiffening;
 h : cross stiffening plates; i : stiffening angle;
 k : intermediate plate between sandwich plate and flange of steel joist.

END VIEW OF STRONGBACK AND ANCHORAGE

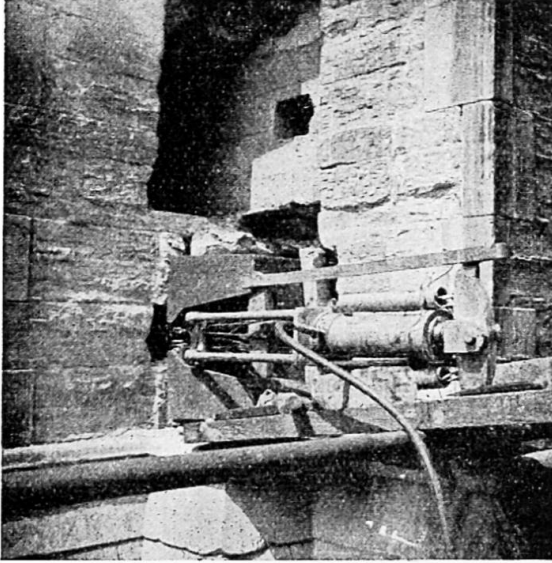


Fig. 6. Jack for tensioning at one end of the chase (see fig. 4).

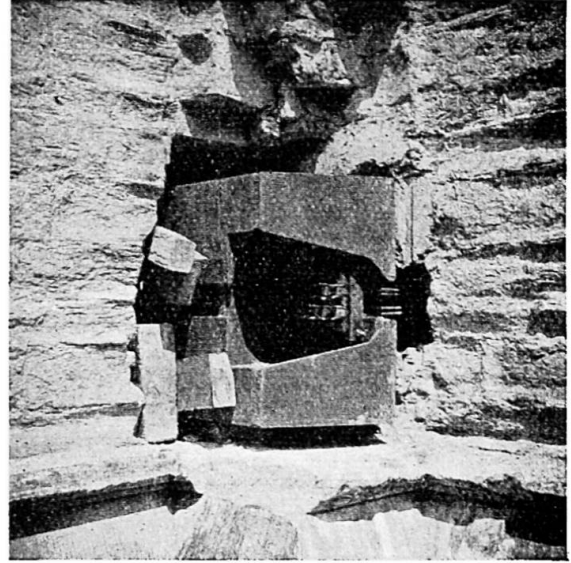


Fig. 7. Strongback with anchorages at one end of the chase (see fig. 4).

Prof. Magnel's method of tensioning 2 wires simultaneously using sandwich plates was employed.

Photo 6 shows the jack in position at the one end of the chase figure 4 whereas in figure 7 the opposite end is seen, the wires being wedged into the sandwich plates.

Photo 8 shows the end of chase, figure 3, after tensioning before the surplus ends of the wires were cut off.

In figure 9 this chase is seen filled with cement mortar, the strongbacks for the other walls being already placed and figure 10 is a view of the outer wall from south corresponding to figure 4. In this figure the stone facing is already fixed and the new reinforced concrete sill mentioned in connection with figure 2 can be seen.

The average width of the « beam » formed in the wall is 3'6" and total depth about 4 ft. The eccentricity of the 64 stretched wires is about 10 in. The ultimate moment of resistance of the beam, when the stress in the wires is 100 tons per sq.in is 13 440 000 in-lb which is equivalent to the ultimate resistance of two 20 in by 7 1/2 in by 89 lb steel beams when stressed to the yield point stress of, say 40 000 lb per sq.in. The calculated stresses in the concrete due to the prestressing force alone, at the time the prestress is established are 318 lb per sq. in (compressive) at the bottom fibre and 34 lb per sq. in (tensile) at the top fibre. A maximum loss of prestress of only 10 per cent is assumed because the stretching force was increased by 5 per cent to counteract the creep of the steel and because there will be little shrinking or creep of the masonry. If it is assumed that the modulus of rupture is 250 lb per sq.in the moment of resistance when cracking is about to occur is $1/6 (0.9 \times 318 + 250) 48^2 \times 42 = 8 550 000$ in-lb. Thus cracking may occur at $\frac{8 550 000}{13 440 000} = 0.64$ of the ultimate load, and therefore an ample margin is afforded.

This method of prestressing could also be readily applied to creating carrying beams in foundations and to strengthening existing reinforced concrete beams.

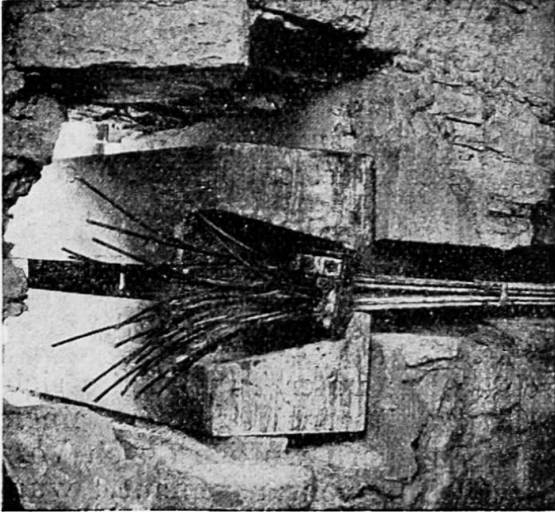


Fig. 8. Tensioned wires at the anchorage at the end of the chase (see fig. 3).

Résumé

A la suite de creusement de galeries souterraines, la tour d'une église anglaise (Staffordshire) s'est affaissée et inclinée et les murs présentaient des fissures importantes. Les quatre murs furent renforcés par la précontrainte, après briquetage et cimentation des ouvertures pour résister à la compression. Pour la première fois en Angleterre on utilisa la méthode du professeur Magnel par plaques sandwich, combinée avec l'idée de l'auteur qui consistait à prévoir aux deux côtés des rainures recevant les fils de précontrainte. Après tension, ces fils ont été ancrés dans les poutres de répartition de l'effort par des plaques sur tout le mur. De cette manière chaque pan de mur constitue, en association avec les

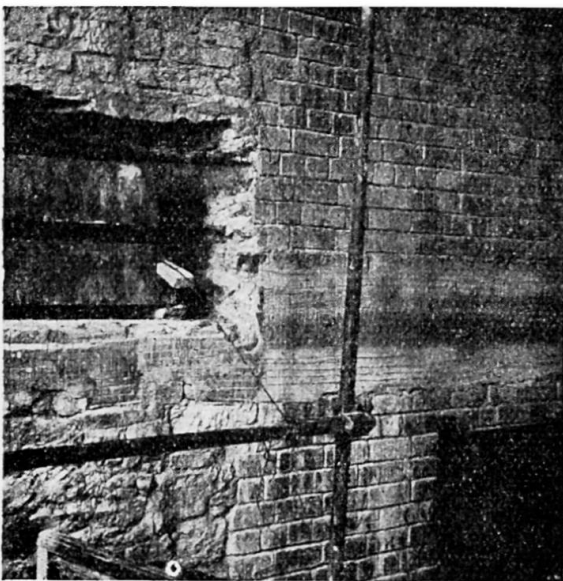


Fig. 9. Chase in inner wall (see fig. 3) filled with cement mortar after tensioning.

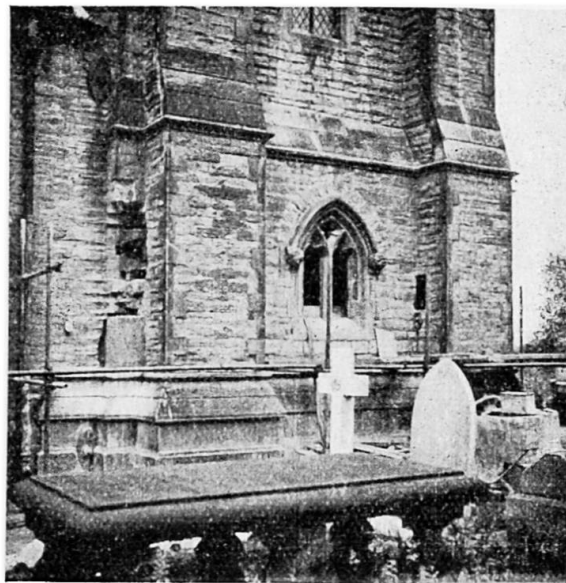


Fig. 10. The South side (see fig. 4) after replacing the stone covering, but before tensioning the wires in the Eastern and Western walls respectively.

fils tendus dans les rainures (bouchonnées après par du mortier de ciment), une poutre sollicitée comme poutre simplement appuyée ou comme poutre cantilever. La charge portante d'une telle poutre, équivalente à une grosse poutrelle métallique, est importante. D'autre part une poutrelle métallique aurait dû être supportée pour l'obtention d'un résultat semblable. Des dessins et photographies illustrent le projet et la réalisation de ces travaux.

Zusammenfassung

Infolge Senkungen (verursacht durch Abbau unter Tage) hatte sich der Turm einer Kirche in Staffordshire (England) geneigt und in seinen Mauern zeigten sich klaffende Risse. Alle vier Mauern wurden durch Vorspannung verstärkt, nachdem einige grosse Oeffnungen ausgemauert wurden und Zementmörtel in die Mauern injiziert worden war, um ihnen die zur Aufnahme des zusätzlichen Druckes notwendige Festigkeit zu geben. Man gebrauchte hier zum ersten Mal in England die Vorspannmethode mittels Sandwichplatten von Prof. Magnel. Ferner wandte man das System des Verfassers an, indem auf beiden Seiten der Mauern Nuten herausgespitzt wurden, in welche man die Drähte verlegte. Diese wurden angespannt und in den Widerlagerbalken verankert, welche durch Verteilplatten den Druck auf die Mauer übertragen.

Damit bildet jeder Mauerteil zusammen mit den gespannten Stählen in den Nuten (welche nachher mit Zementmörtel ausgefüllt wurden) einen Träger, der als einfacher Balken oder als Kragarm wirken kann. Die Tragkraft eines solchen Balkens ist beträchtlich und derjenigen eines schweren Stahlträgers gleichwertig. Zudem hätte beim Einziehen desselben das Mauerwerk unterfangen werden müssen. Zeichnungen und Photos illustrieren den Entwurf und die Ausführung.

Summary

Due to mining subsidence the tower of a church in Staffordshire (England) had tilted and the walls were seriously cracked. All four walls were strengthened by prestressing, after some openings had been bricked up and cement mortar injected into existing walls to make them capable of taking longitudinal compression. Prof. Magnel's method of tensioning using sandwich plates was employed for the first time in Great Britain and the author's system applied, according to which chases are cut at both faces of each wall, wires are placed in these chases, tensioned and anchored to strongbacks which transmit the precompression by means of distribution plates to the walls.

Thus a part of each wall together with the tensioned ties in the chases (which are filled with cement mortar) forms a beam capable of acting as a simply supported beam or as a cantilever. The carrying capacity of such a beam is considerable and equivalent to that of a rather heavy steel joist which would have had to be inserted by underpinning to obtain the same result. Drawings and photos illustrate design and execution.