

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

Band: 4 (1952)

Rubrik: II: Practical applications

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: 07.01.2026

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

B

Metal structures

Constructions métalliques

Stahlbau

II

Practical applications

Applications pratiques

Praktische Anwendungen

General reporter—Rapporteur général—Generalberichterstatter

PROF. L. GRELOT

Paris

1

Problems in steel building construction

Problèmes actuels de la construction des charpentes métalliques

Aktuelle Probleme des Stalhochbaues

2

Structures in light metals

Réalisations d'ouvrages en métaux légers

Bauwerke in Leichtmetall

3

Special erection methods

Procédés spéciaux employés pour le montage

Besondere Montageverfahren

4

Details of design

Détails d'exécution

Ausführungseinzelheiten

B

Constructions métalliques

Metal structures

Stahlbau

II

Applications pratiques

Practical applications

Praktische Anwendung

Rapport général — General report — Generalbericht

PROF. L. GRELOT

Paris

1. PROBLÈMES ACTUELS DE LA CONSTRUCTION DES CHARPENTES MÉTALLIQUES

G. Winter

Le mémoire de M. Winter concerne l'utilisation d'éléments en tôle mince d'acier laminé, façonnés à froid, dont l'épaisseur varie de 0,76 à 5,1 mm. assemblés par divers procédés et leur application aux bâtiments.

Les constructions à parois minces ont pris un essor particulier au cours des dix dernières années aux Etats-Unis, notamment quand les portées et les charges sont relativement faibles, ou bien lorsque les éléments doivent fournir des surfaces utilisables, comme c'est le cas pour les murs, les planchers et les toits. La très faible épaisseur de la tôle est à l'origine de problèmes spéciaux, et des règles encore provisoires ont dû être élaborées par l'American Iron and Steel Institute, à la suite de recherches et d'essais poursuivis par l'auteur et ses assistants depuis 1939.

Le mémoire présente ces règles, en insistant particulièrement sur celles qui diffèrent des conditions d'emploi des constructions ordinaires en acier.

On accepte d'abord un coefficient de sécurité plus élevé à l'égard des contraintes

admissibles: 1,85 au lieu de 1,65, l'importance relative des tolérances d'épaisseur devenant plus grande à mesure qu'elle diminue.

Le problème du voilement local des tôles minces et la faible rigidité de torsion des profils prennent ici une importance particulière. L'auteur rappelle la distinction à faire, en l'espèce, entre la contrainte critique déduite de la théorie de l'élasticité, et la contrainte ultime admissible, compte tenu de la répartition non uniforme des tensions, après voilement. Il indique les essais très poussés qu'il a faits, et donne les règles, traduites en graphiques, qui permettent de déterminer, dans tous les cas pratiques, les contraintes acceptables avec sécurité pour des éléments plans raidis ou non parallèlement à l'effort de compression. On peut noter que, lorsque le rapport de la longueur à l'épaisseur est supérieur à 60 les éléments non raidis sont trop déformables et trop vulnérables pour offrir quelque intérêt pratique.

Les colonnes à parois minces peuvent flamber soit par voilement local, soit par flambement d'ensemble, soit par une combinaison de ces deux modes de déformation. On les suppose toujours articulées à leurs extrémités, parce que les assemblages employés ne s'opposent guère aux rotations des sections terminales.

Pour le flambement d'ensemble, les formules classiques valables lorsque le rapport de la longueur au rayon de gyration est grand (Euler), ou bien lorsqu'il est faible (parabole de raccordement à la courbe d'Euler dont l'ordonnée est égale à la limite élastique quand ce rapport est nul), sont utilisées avec un coefficient de sécurité de 2,16.

Pour le flambement local sous des contraintes plus faibles que celles qui provoquent le flambement d'ensemble, le même type de formule est utilisé, mais en y introduisant un facteur de forme inférieur à l'unité, dépendant des dimensions de la section transversale; il en résulte qu'à chaque valeur déterminée du facteur de forme correspond une parabole particulière de raccordement avec la courbe d'Euler.

On peut craindre également le flambement par une combinaison de flexion et de torsion; mais pratiquement, il ne se produit que pour des sections en forme de cornière.

D'autre part, les âmes minces des poutres peuvent se voiler sous des tensions de cisaillement, de compression, ou par écrasement local sous l'action de charges concentrées. On sait que si l'âme est munie de raidisseurs convenables, le voilement par cisaillement n'entraîne pas la ruine de la poutre, l'âme travaillant d'une manière différente. Mais dans les constructions à parois minces, il n'est généralement pas économique d'employer des raidisseurs. Aussi, la contrainte admissible est celle égale à la contrainte critique, divisée par le coefficient de sécurité.

Par contre, la contrainte admissible à l'égard du voilement par flexion est égale à la contrainte critique, parce que des essais ont montré que la résistance ultime est plus grande que la valeur théorique, notamment lorsque le rapport de la hauteur à l'épaisseur est grand.

En ce qui concerne le voilement de l'âme par écrasement local, aucune théorie n'a encore été établie; des expériences très nombreuses ont cependant permis de fixer des règles provisoires.

La stabilité transversale à la flexion des poutres non contreventées est déterminée à partir de la tension critique d'une poutre à double-té, soumise à une flexion pure, cas auquel peuvent être assimilés d'autres cas de charges, avec une approximation suffisante. Mais, à la différence de ce qui se produit dans les constructions en acier ordinaire, c'est l'influence de la torsion qui devient négligeable parce que, eu égard aux proportions du profil, la constante de St Venant est très faible.

M. Winter décrit les principales formes de sections des poutres déjà réalisées et leur utilisation pour des panneaux de planchers, de parois (avec élément isolant à

l'intérieur d'un caisson, ou sur l'une ou les deux parois extérieures), de toits, en signalant les conditions de leur déformation et éventuellement de leurs possibilités de flambement. La stabilité locale des parois minces peut être améliorée en utilisant des tôles courbes, l'amélioration apportée étant fonction, notamment, du rapport de rayon de courbure à l'épaisseur.

Les formes de sections les plus économiques sont les U et les Z dont les semelles sont formées à froid, et sans soudure; mais, chargées dans le plan de l'âme, les poutres subissent une torsion, en raison de leur dissymétrie. Des dispositifs doivent être prévus pour s'opposer à des rotations exagérées.

Les assemblages par points de soudure ont fait l'objet de recherches et d'une réglementation; les règles de rivure ont pu être établies d'après les bases servant pour les constructions usuelles en acier. Mais, pour les réalisations pratiques c'est, à l'heure actuelle, l'expérience seule qui peut, dans la plupart des cas, renseigner le constructeur.

L'étude très complète de M. Winter réalise une mise au point de la question des constructions à parois minces; une bibliographie abondante permet de mesurer la part importante qu'il a prise dans l'élaboration des recherches qui ont conduit les Américains à développer ce genre de construction. La première rédaction des "spécifications" correspondantes, la plus difficile à établir, sera un guide précieux pour les ingénieurs qui auront à traiter de ces questions.

Qu'il me soit permis de rappeler, en terminant, une utilisation importante des tôles très minces faite en France dès 1935: M. l'Ingénieur des Ponts et Chaussées Aimond les a employées comme couverture de hangars métalliques d'aviation; elles constituaient, entre deux arcs consécutifs de 70 m. de portée, écartés de 11 m. d'axe en axe, auxquels elles étaient suspendues, une toiture autoportante torique en acier à haute résistance au chrome et au cuivre, entièrement soudée, en tôle de 1,4 mm. d'épaisseur.

Ch. Massonnet

Dans ses "Recherches expérimentales sur la résistance au voilement de l'âme des poutres à âme pleine," M. Massonnet rappelle les difficultés de l'étude analytique du problème réel: imperfections initiales des panneaux, prise en compte les déformations plastiques, nature des liaisons sur les bords, grandes déformations transversales.

L'étude expérimentale n'est pas aisée non plus: le voilement d'une plaque se produit pour une charge qu'il est difficile d'observer d'après sa déformation transversale, parce qu'elle ne croît pas asymptotiquement vers une valeur finie pour une valeur infinie de la déformation, comme cela a lieu pour les poutres comprimées par exemple. Il est indispensable d'expérimenter à grande échelle, pour que les imperfections de l'âme n'aient pas une valeur relative trop importante par rapport à ses dimensions. Enfin pour avoir des résultats plus directement utilisables, il faut opérer sur des panneaux faisant partie d'une poutre et non sur des éléments isolés.

M. Massonnet, partant de ces principes, a opéré sur une poutre de 13 m. de longueur et de 1 m. de hauteur, entièrement soudée, dont l'âme se trouve divisée par des raidisseurs également soudés en 13 panneaux dont la longueur varie de 0,65 m. à 1,50 m., et dont l'épaisseur est comprise entre 4 et 6,2 mm. On pouvait imposer à un élément quelconque, situé entre deux raidisseurs, ou entre un raidisseur et une extrémité une contrainte de flexion pure, de cisaillement pur, ou de flexion avec cisaillement.

La méthode de Southwell généralisée par Fairthorne, dont la base est la mesure

des déformations transversales, fut utilisée pour déterminer les charges critiques. Comme elle n'est valable que si les déplacements transversaux restent assez petits pour que l'effet de membrane soit négligeable dans l'âme déformée, les résultats n'ont été retenus que lorsque les flèches produites étaient inférieures au dixième de l'épaisseur de la plaque, et la flèche initiale inférieure aux $1,5/100$ de cette épaisseur. Dans ces conditions, l'étude analytique de la question montre que l'erreur commise est inférieure à 10 % en plus. Les flèches étaient mesurées au comparateur avec une précision de $1/100$ de millimètres, un appareil étant au centre de chaque panneau.

Malgré toutes ces précautions, et l'élimination de 27 % de résultats douteux, la dispersion reste assez grande pour un panneau donné, principalement parce qu'ils ne sont pas indépendants.

Dans l'ensemble les contraintes critiques obtenues sont supérieures, pour chaque panneau, aux valeurs théoriques correspondant au cas où il serait articulé sur les quatre côtés, et du même ordre de grandeur que si les côtés adjacents aux semelles étaient parfaitement encastres, et les deux autres articulés. Il en résulte que dans le domaine élastique, la théorie sous-estime plus la résistance au voilement par flexion que la résistance au voilement par cisaillement. Enfin, le voilement de l'âme, tant qu'il reste dans le domaine élastique, n'influence nullement la déformation élastique d'ensemble de la poutre.

Des essais ont été également poussés jusqu'à rupture. Le sens des résultats reste le même, et le rapport de la charge expérimentale critique à la charge critique théorique est, en moyenne, 1,3 fois plus grand pour les panneaux fléchis que pour les panneaux cisailés; il est égal, pour la flexion pure, au coefficient de sécurité ordinairement admis pour les contraintes. Dans ce cas, il serait donc logique de prendre l'unité comme coefficient de sécurité à l'égard de la contrainte critique de Timoshenko.

Enfin, la non-planéité parfaite des panneaux d'âme ne joue pas un rôle appréciable dans leur stabilité, si même elle ne l'améliore pas. Les résultats indiqués ci-dessus peuvent donc s'appliquer aux tôles laminées correctement.

M. Massonnet propose en définitive un coefficient de sécurité de 1,35 à l'égard des charges critiques de voilement par cisaillement et de 1,20 à l'égard de celles du voilement par flexion. Ces coefficients sont un peu inférieurs à ceux que l'on utilise assez fréquemment. On peut se demander néanmoins si l'un d'eux ne pourrait pas encore être réduit, en se basant précisément sur les résultats des essais.

On vient de voir en effet, que dans le cas de la flexion pure et pour une construction entièrement soudée, la valeur unité laisse une marge de sécurité suffisante. C'est une règle couramment appliquée en France pour les constructions rivées, dans lesquelles les bords des âmes sont plus rigidement maintenus que dans les constructions soudées.

C'est également l'une des conclusions auxquelles aboutit M. Winter, dans le mémoire analysé ci-dessus.

Au total, l'étude de M. Massonnet fournit des résultats très rassurants, et susceptibles de procurer des économies dans la réalisation des poutres à âme pleine. Nos prédécesseurs se sont parfois montrés très hardis dans ce domaine, en multipliant les raidisseurs d'âme, qui permettent à celle-ci de travailler dans des conditions très favorables, et, semble-t-il, sans sortir du domaine élastique. Je signale simplement le cas d'un pont en fer très ancien, sous voie ferrée, dont les panneaux centraux ont une âme de 6 mm. d'épaisseur, de 1,20 m. de longueur et 5,50 m. de hauteur; des contraintes 4 à 5 fois plus fortes que la contrainte critique de Timoshenko s'y produisent tous les jours. Mais on a observé, au passage des surcharges, un déplace-

ment transversal de l'âme, vers l'intérieur du pont qui a varié, au cours d'essais de 0,6 à 0,9 mm. suivant l'emplacement considéré.

Ces constatations, qui sont également rassurantes, révèlent l'accommodation d'une âme, appartenant à un groupe de panneaux, aux contraintes qu'elle a à transmettre.

Il serait désirable de creuser davantage la question, et il semble bien que c'est la voie où s'est engagé M. Massonnet qu'il convient de suivre.

G. Wästlund et L. Östlund

Le mémoire de MM. Wästlund et Östlund est relatif à l'étude expérimentale de poutres composées formées par l'association d'une poutre en double-té en acier et d'une dalle en béton armé.

Le problème qui se pose ici est celui de la transmission des efforts de cisaillement se produisant au cours des déformations de ces poutres par flexion, à la surface séparative du métal et du béton.

Les auteurs se sont d'abord proposé de déterminer le type de jonction le plus efficace entre la poutre et la dalle. A cet effet, un dispositif expérimental ingénieux permettait de mesurer directement l'effort nécessaire pour séparer le double-té de deux dalles symétriques en béton auxquelles il était successivement associé par des fers en U, ou des plats façonnés en forme de gouttière ou de crampon, ou par des barres rondes à béton façonnées en forme de crampon ou d'anse très allongée, relevée au-dessus du fer à double-té; ces éléments étaient toujours soudés au double-té. Le dernier type s'est montré le plus satisfaisant, et la résistance était du même ordre de grandeur, quelle que soit l'orientation de l'effort longitudinal par rapport à la courbure de l'anse.

En faisant croître le diamètre des barres, on a constaté que la charge de rupture croît et que le glissement décroît; au moment de la rupture, les dalles sont fissurées et les armatures intactes; cependant les contraintes que ces dernières subiraient à ce moment si elles supportaient tout l'effort seraient, dans beaucoup de cas, supérieures à leur limite de rupture, ce qui démontre l'efficacité de la liaison.

Les auteurs considèrent qu'un glissement de 1/10 mm. étant acceptable dans les conditions de l'expérimentation, les charges maxima admissibles dans le sens le plus favorable sont de 9 tonnes pour une armature de 16 mm., un peu moins pour une de 12 mm., et un peu plus pour une de 20 mm.; ils proposent des charges de sécurité moitié moindres dans la direction opposée.

Ils ont alors constitué six poutres, dans lesquelles un fer à double-té est associé avec un élément de dalle, comprimée dans les conditions de l'essai; pour deux d'entre elles, aucun dispositif ne permettait la transmission des efforts de cisaillement; l'une ne comportait qu'une tôle striée ayant la largeur de la semelle; les résultats concernant ces deux poutres n'ont pas été satisfaisants. Une autre poutre comportait, en outre de la tôle striée, de très petites anses en rond de 8 mm.; les deux autres étaient pourvues du dispositif reconnu précédemment comme le meilleur.

Dans tous les cas, la force totale de glissement était évaluée indirectement par la mesure des contraintes dans la section médiane de la poutre en acier; les glissements entre béton et acier étaient mesurés simultanément. Afin de permettre des comparaisons, les déformations et les forces de glissement avaient été calculées en considérant l'ensemble hétérogène de la section transversale de la poutre, et en supposant que le rapport des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton était égal à 7 puis à 15.

Les résultats mettent en évidence la qualité de la liaison procurée par les aciers

ronds recourbés en forme d'anse, et plus particulièrement lorsque le frottement est accru par l'intermédiaire de l'emploi d'une tôle striée. Même lorsqu'il n'y en a pas, le fait à retenir est l'accroissement considérable (76 %) de la force ultime de glissement par rapport aux conditions de l'essai préliminaire de la jonction isolée; les auteurs l'attribuent à deux causes possibles: le frottement entre le béton et l'acier, quand la force de liaison est dépassée, et l'influence du retrait dans l'essai initial relatif à l'efficacité des jonctions.

Des essais analogues ont été faits sur cinq poutres dans lesquelles un fer double-té est associé avec un élément de dalle tendue dans les conditions de l'essai. Les armatures de jonction étaient pour deux d'entre elles celles du meilleur type; pour deux autres, il n'y avait pas d'armatures de jonction; mais les armatures propres de la dalle étaient recourbées à leurs extrémités et soudées sur la semelle inférieure du fer; la dernière comportait une dalle en béton précontraint, avec une armature de jonction du meilleur type. Les résultats sont très inférieurs aux précédents, pour un même type d'armature. Tant qu'il n'y a pas de fissuration, les résultats expérimentaux sont voisins des résultats théoriques, mais au fur et à mesure que la fissuration croît, tout tend à se passer comme si le béton n'existait pas; les fissures sont d'ailleurs d'autant plus fines que le nombre et le volume des armatures de cisaillement est plus important. Les meilleurs résultats ont été obtenus avec la dalle dont les armatures sont soudées sous la semelle.

Mais la charge la plus élevée supportée par la poutre avec dalle précontrainte a été peu plus du double de celle des autres dalles.

On peut conclure de ce qui précède que, dans les conditions où les essais ont été exécutés, on possède un procédé très sûr d'association de poutres en acier avec une dalle en béton, dans le cas où elle est comprimée; on peut, en utilisant les résultats obtenus, déterminer les armatures de jonction destinées à assurer la transmission des efforts de cisaillement qui s'exercent à la limite de séparation de l'acier et du béton. Mais ces résultats ne sont vraiment intéressants, si la dalle est tendue, que lorsqu'elle est en béton précontraint.

On peut toutefois se demander ce qu'il adviendrait de ces conclusions si la dalle était fortement comprimée pendant une longue période, en raison du fluage et du retrait, et si des surcharges dynamiques, comme il s'en produit dans les ponts, n'altéreraient pas, à la longue, la qualité de la jonction entre le métal et le béton.

Il serait donc souhaitable que des essais statiques de longue durée et des essais dynamiques fussent exécutés sur les types de poutres associées qui ont donné les meilleurs résultats statiques, pour permettre de fixer en toute certitude, pour les ponts en particulier, les bases de l'association du béton et de l'acier.

De nombreux ingénieurs français sont encore réticents à cet égard, et bien qu'ils associent la dalle en béton armé et l'ossature métallique d'un tablier de pont, par exemple, ils ne tiennent pas compte de cette association dans le calcul des éléments du tablier lui-même ou de la dalle; les armatures de jonction sont alors déterminées seulement pour permettre de faire jouer à la dalle le rôle de l'âme d'une poutre de contreventement longitudinal.

2. RÉALISATIONS D'OUVRAGES EN MÉTAUX LÉGERS

S. K. Ghaswala

Le mémoire de M. Ghaswala porte le titre "Basic concepts of structural theory of aluminium alloys"; l'emploi des alliages d'aluminium date de 1905, et c'est dans les constructions aéronautiques qu'ils ont surtout été utilisés. Les ingénieurs du

génie civil ne les ont employés qu'assez récemment, et il semble que c'est par manque de connaissances sur les principes d'utilisation, sur les propriétés mécaniques des alliages légers, et en raison de la difficulté de choisir les alliages et les sections des pièces faute de normalisation. Actuellement, on se borne presque encore à imiter les constructions en acier, ce qui ne permet pas de profiter de tous les avantages que l'on peut tirer des alliages légers.

Les alliages légers utilisés ont une résistance supérieure ou égale à celle de l'acier doux; mais leur module d'élasticité n'est que le tiers de celui de l'acier, et leur poids spécifique est presque trois fois plus faible également.

L'auteur rappelle deux conceptions, dont l'usage fréquent dans l'aéronautique n'est pas courant dans les constructions métalliques et qui guident dans le choix du matériau, dans un cas déterminé: la "ténacité spécifique," rapport de la résistance spécifique à la rupture par traction au poids spécifique, et le "critère de mérite" caractérisé à la fois par la ténacité spécifique (résistance) et par le rapport du coefficient d'élasticité au poids spécifique (rigidité).

Les alliages d'aluminium ont une ténacité spécifique 2,5 à 4 fois supérieure à celle de l'acier; dans le cas du duralumin, le critère de mérite est supérieur à celui de l'acier doux, sauf pour la rigidité dans le cas de la tension, de la compression et de la flexion pure, où il est très voisin de l'égalité. Si la question de résistance est primordiale, il faut employer des alliages à haute résistance de prix élevé; si la rigidité est le facteur essentiel, il faut employer des alliages moins résistants, et à plus bas prix. La structure doit être conçue d'une manière particulière, pour que l'alliage léger soit économique par rapport à l'acier, malgré son prix élevé.

Deux types principaux de construction peuvent être envisagés: ceux pour lesquels le facteur essentiel est la contrainte maximum admissible, plutôt que la rigidité (structures triangulées) et les pièces élancées ou les parois minces, où la stabilité élastique au voilement est primordiale.

Les alliages légers se prêtant bien à l'emboutissage, on peut réaliser des sections non massives, fermées et à parois très minces, rectangulaires, triangulaires, circulaires, etc., résistant très bien à la torsion, aux efforts transversaux, au flambement et même au voilement local, si les parois sont ondulées. Les constructions triangulées en tubes sont particulièrement légères et résistantes. La forme des sections est d'ailleurs influencée par la valeur relativement basse du coefficient d'élasticité, notamment s'il s'agit d'éléments supportant des couples de torsion et de flexion. L'auteur en signale un certain nombre, qui n'ont pas d'équivalent dans la construction en acier.

Les constructions à parois minces sont analogues à celles utilisées en aéronautique, notamment pour les ailes d'avions: type monocoque sans raidisseurs, type semi-monocoque avec raidisseurs intervenant dans la résistance du voile à la compression et aux charges peu élevées qui leur sont perpendiculaires; on utilise également un type sandwich de tôles minces raidies ou non, des tôles ondulées et des fermes spatiales.

Ces principes sont applicables à la construction des toits, des parois et des planchers.

Les toits en alliage léger peuvent être assemblés à l'avance (fermes, pannes, feuille de couverture, tous en métal), en totalité ou par travées et mis en place aisément à cause de leur faible poids. On peut rapprocher les fermes sans accroître la charge qu'auraient les supports dans une construction ordinaire, et supprimer les pannes. On peut même envisager de supprimer les fermes en employant une couverture seule à double paroi, comportant des articulations excentrées de manière à combattre les déformations dues aux charges.

Les problèmes du voilement général et local prennent ici une plus grande importance que dans les constructions en acier, si les épaisseurs sont faibles. Mais à poids égal, une plaque d'alliage léger est environ trois fois plus épaisse qu'une plaque d'acier. Toutes choses égales d'ailleurs, et bien que le coefficient d'élasticité soit trois fois plus faible, sa contrainte critique est donc plus de deux fois et demi plus grande.

Les feuilles d'aluminium sont employées comme revêtement extérieur portant, sous forme de tôles ondulées de profils spéciaux, permettant d'éviter des raidisseurs; cet emploi est concevable pour les toits plans ou courbes, les dômes, les hangars d'aviation, les planchers et les murs en panneaux préfabriqués.

On peut construire également des poutres dont l'âme extrêmement mince est munie de raidisseurs, et peut se plisser ou se voiler sous l'action des cisaillements dûs aux charges; on sait que dans certaines limites, la stabilité générale des poutres n'est pas compromise par ces déformations de l'âme. Ce type de construction a fait l'objet de nombreuses recherches, et l'auteur en résume la substance. L'intérêt de l'emploi des alliages légers est que l'on peut réduire considérablement l'épaisseur sans craindre des pertes de résistance par corrosion.

A l'inverse, on peut réaliser des constructions sandwich, dans lesquelles un matériau de faible densité, relativement épais, tel que le bois, est compris entre deux parois minces de haute résistance. En rejetant aussi loin que possible du plan axial les éléments résistants, on accroît le moment d'inertie de la section transversale, et l'on obtient une rigidité de flexion et de torsion élevées, tandis que la densité d'ensemble reste faible. La partie centrale accroît le moment d'inertie dans la mesure où sa liaison avec les parois est bien assurée, et stabilise celles-ci à l'égard du flambement.

La rigidité peut d'ailleurs être accrue en munissant les tôles des faces de bourrelets ou de nervures.

Il y a actuellement, abstraction faite des constructions aéronautiques, des pylônes de T.S.F. et de certaines structures de planchers et de toits, fort peu d'applications de fermes métalliques à trois dimensions. Les ponts dont les fermes principales et le tablier forment une section triangulaire présentent ordinairement des avantages au point de vue de la rigidité et de l'économie de matière.

L'auteur cite des cas où l'économie d'un tel pont soudé atteint pour l'ensemble 21 % par rapport à un pont ordinaire rivé, et 49 % sur les poutres dans le cas où les tabliers sont identiques. Pour un arc à deux articulations, les chiffres correspondants sont 30 % et 67 %.

En général, l'emploi d'alliages légers peut procurer une économie en poids de l'ordre de 50 % par rapport aux constructions en acier de formes semblables. Il existe actuellement peu de tels ponts, dont plusieurs sont mobiles; le plus grand est l'arc d'Arvida de 87 m. de portée, au Canada.

L'auteur attire également l'attention sur l'application des théories sur le comportement inélastique des alliages légers aux constructions hyperstatiques; il estime que certaines d'entre elles sont applicables, bien que la déformation de ces métaux à la traction ne présente pas le palier d'allongement de l'acier doux; il voit même dans ce fait un avantage. Il propose de remplacer la considération de la limite d'élasticité prise pour base dans certaines théories par la contrainte produisant un allongement rémanent de 0,2 %. Il signale qu'une méthode plus pratique pourrait être employée en extrapolant la formule de la contrainte à la flexion au delà du domaine élastique.

Mais des recherches expérimentales sont encore nécessaires pour étayer les théories difficiles de la mécanique des milieux déformables, dans le cas où les déformations ne sont plus une fonction linéaire des efforts.

C'est en fonction de semblables théories que l'auteur estime qu'il conviendrait de déterminer le facteur de sécurité d'une construction en alliage léger. Le problème ne se présente pas exactement comme pour l'acier doux: la résistance à la rupture de ce dernier est d'environ 80 % plus élevée que la limite élastique, avec un allongement qui est supérieur à 20 %; pour le duralumin, la limite de rupture est supérieure de 20 % à la limite conventionnelle d'élasticité, et l'allongement de rupture 12 % seulement.

D'autre part, à mesure que l'hyperstaticité d'une construction croît, l'écart entre la limite élastique conventionnelle, la charge théorique à laquelle elle est atteinte et la charge réelle de rupture de l'ouvrage va en croissant. Il est arrivé que cette dernière a été égale à huit fois la charge produisant l'écoulement. L'auteur pense que, dans les circonstances actuelles, on peut adopter un coefficient de sécurité de 2,5 à 3 par rapport à la charge de rupture, avec une valeur exceptionnelle de 2 pour des ouvrages isostatiques, mais intérieurement hyperstatiques à un degré élevé.

Les considérations générales présentées peuvent, comme l'auteur le signale, servir de guide pour les constructions en alliages légers, et de point de départ pour approfondir un certain nombre de questions les concernant. La très abondante bibliographie jointe au mémoire y aidera beaucoup. Actuellement on doit constater que peu de ponts ont encore été construits en alliages légers; ils sont cependant précieux pour les ponts mobiles, où l'on recherche la légèreté. Mais cette légèreté n'est d'ailleurs pas toujours en soi un avantage: l'importance des actions dynamiques, toutes choses égales d'ailleurs, croît avec elle; il peut en résulter une fatigue prématurée des éléments de la construction et de leurs assemblages.

La faible valeur du coefficient d'élasticité oblige à prendre des dispositions et à adopter des formes constructives spéciales pour éviter de grandes déformations; il est possible que, pour des ouvrages importants, on soit obligé de tenir compte, pour déterminer leur stabilité finale, de la déformation calculée à partir du schéma initial.

D'autre part, le coefficient de dilatation des alliages légers est environ deux fois plus élevé que celui de l'acier; il peut en résulter des efforts importants dans certains types d'ouvrages hyperstatiques.

Ce ne sont certainement pas là des difficultés insurmontables, pas plus que l'usinage et le rivetage de ces matériaux; mais des informations expérimentales complémentaires sont indispensables pour permettre de les utiliser efficacement, en s'écartant délibérément des formes traditionnelles des constructions en acier, en raison des différences marquées de leurs propriétés mécaniques et physiques.

M. A. et T. O. Lazarides

Dans cette analyse de la structure du Dôme de la Découverte, les auteurs n'ont pas décrit dans le détail la manière dont l'ouvrage est réalisé; ils ont seulement donné un aperçu très condensé de la méthode de calcul employée et de quelques uns des résultats obtenus.

Le Dôme de 111 m. de diamètre est constitué par des arcs triangulés en alliage d'aluminium, de 14,40 m. de flèche, dont la section est en forme de V. Ils sont assemblés à leurs retombées sur une poutre circulaire en acier à haute résistance, soutenue par 24 appuis bipodes articulés composés de 48 contrefiches en acier, en forme de solide d'égale résistance au flambement, et de section triangulaire.

Les arcs en alliage d'aluminium formant l'ossature du dôme sont ainsi répartis: leurs plans axiaux coupent la calotte sphérique moyenne: pour six d'entre eux formant des angles de 60°, suivant des grands cercles; pour six autres suivant deux triangles sphériques équilatéraux inscrits dans la circonférence de base du dôme et symé-

triques par rapport au centre. D'autres arcs intermédiaires ne décrivent pas des cercles, mais des courbes gauches recoupant les grands cercles précédents. Tous ces arcs sont parallèles sensiblement à trois directions de plans distinctes.

L'alliage employé est un aluminium à 1 % de silicium, 0,6 % de magnésium, et 1 % de manganèse; il a pour caractéristiques mécaniques: allongement de 1 % sous une charge de 23,6 kg./mm.²; charge de rupture 28,4 kg./mm.², allongement 10 %.

Les rivets ont été posés à froid; l'alliage employé est un aluminium à 3,5 % de magnésium et 0,5 % de manganèse.

Le système, 318 fois hyperstatique, présente des difficultés considérables de calcul. Certaines tiennent à la constitution dissymétrique du dôme, car il peut être divisé en triangles identiques d'angle au centre de 60°, ou en triangles symétriques de 30°, mais pas en quadrants symétriques. Pour une surcharge dissymétrique quelconque, on obtient des conditions d'équilibre différentes en la faisant tourner de 30° ou de 90°, et l'on ne peut prévoir à l'avance quelle est sa disposition la plus défavorable.

L'étude a été faite pour le poids propre, pour le dôme complètement surchargé de neige ou à moitié surchargé.

Une méthode spéciale de calcul a été imaginée à cet effet, d'approximations successives par relaxations, les charges étant supposées appliquées exclusivement aux nœuds; elle était combinée, dans le cas des charges dissymétriques avec une méthode consistant à les décomposer en une charge symétrique et une charge antisymétrique. Un système de contrôle permettait de découvrir les discordances numériques, de localiser la provenance des erreurs, d'en poursuivre et d'en éliminer les conséquences.

On a constaté, comme on pouvait s'y attendre, une différence considérable de déformation, et par conséquent, de contraintes dans les divers éléments du dôme, de sa ceinture et de ses appuis, suivant que la charge est symétrique ou non.

Dans le premier cas, le dôme s'aplatit faiblement, les déformations sont sensiblement uniformes et les réactions tangentielles des appuis dipodes sont négligeables; si la moitié seulement du dôme est surchargée, on constate un déplacement latéral; l'ossature tend à se dérober sous la charge, et les appuis sont très inégalement surchargés.

Si la charge est complète, les conditions d'équilibre de la ceinture sont à peu près uniformes, avec des variations périodiques; les appuis sont repoussés vers l'extérieur, et la ceinture travaille plus en traction qu'à la flexion.

Dans le cas de surcharge sur la moitié du dôme, les mouvements des nœuds du pourtour et la traction dans la ceinture croissent progressivement depuis le milieu de la moitié non chargée jusqu'au milieu de la moitié chargée. La courbure de l'ossature est accrue dans la moitié non chargée, et réduite dans l'autre; mais les plus grandes valeurs de la courbure se rencontrent vers les régions situées aux quarts.

Le fait le plus saillant est relatif à la distribution des réactions tangentielles des appuis bipodes: à la ligne de démarcation de la surcharge se trouve une forte réaction positive, encadrée par des valeurs négatives, tant dans la zone surchargée que dans celle qui ne l'est pas; elles sont nulles au milieu des deux zones.

Les auteurs expliquant ce fait par des considérations d'ordre mécanique, concluent à la difficulté d'analyser correctement une construction semblable par des méthodes d'une précision insuffisante, et à la nécessité d'éviter, dans des systèmes aussi complexes, des configurations dans lesquelles une surcharge systématique ou occasionnelle de quelques éléments ne peut pas être partiellement reportée de quelque manière sur les éléments voisins.

C'est précisément le cas ici; mais nous ne le savons que parce que les auteurs ont pris le soin de faire eux-mêmes sur quelques points la critique du système de construction, en indiquant les remèdes correspondants.

Le mémoire ne contient pas de détails précis sur le mode d'exécution de la suite des opérations à effectuer, bien qu'elle y soit esquissée: bien des ingénieurs leur sauraient certainement gré de les publier.

Cette réalisation remarquable montre la possibilité des constructions complexes en alliage d'aluminium, dont la portée est considérable; le dôme a des dimensions supérieures à celles de tous les dômes existants, et représente la plus grande construction isolée en aluminium.

On ne peut que féliciter les auteurs qui ont participé à cette œuvre hardie et sans précédent, et qui ont mis en évidence la puissance et la maniabilité des méthodes de calculs par approximations successives, dans un cas exceptionnellement difficile, pour lequel une étude analytique, avec les moyens dont on dispose actuellement eût sans doute été inextricable.

3. PROCÉDÉS SPÉCIAUX EMPLOYÉS POUR LE MONTAGE

Ce thème est étudié dans trois mémoires de MM. H. ten Bokkel Huinink et A. H. Foest, J. Cholous et A. Delcamp, H. Shirley Smith, et dans une partie du mémoire de MM. J. Velitchkovitch et A. Schmid, classé dans le thème BII₄.

Les méthodes de montage relatées dans le dernier et les deux premiers mémoires sont fort souvent, en réalité, des cas particuliers ou des variantes des méthodes classiques: montage sur place et sur échafaudage, montage sur échafaudage et transport par divers moyens au lieu de construction, mise en place par déplacement latéral, mise en place par lancement, montage par encorbellement.

Les travaux décrits se rapportent presque tous à des ponts détruits pendant la récente guerre, de sorte que le choix du nouveau type d'ouvrage dépendait, dans une certaine mesure, de ce qui subsistait encore de l'ancien; la méthode de montage devait être adoptée aux conditions dans lesquelles la circulation était assurée provisoirement, à l'encombrement du lit du fleuve par les débris de l'ancien pont, à la nature et à la puissance des engins de portage et de levage qui pouvaient être utilisés.

Les travaux étaient rendus difficiles, en raison des diverses destructions causées aux poutres métalliques et aux maçonneries des piles et des culées; il fallait souvent déblayer, au préalable, des portions d'ouvrages fichées dans le lit des fleuves, d'un poids considérable, atteignant jusqu'à 1200 tonnes, ayant subi des flexions et des torsions plus ou moins importantes, avec le souci de récupérer au maximum le métal resté utilisable, en raison de la pénurie qui régnait alors et de l'ampleur des communications à rétablir. Il fallait enfin souvent permettre la navigation, parfois lutter contre les glaces.

Ces conditions exceptionnelles exigeaient, dans les détails de l'exécution, beaucoup de maîtrise du métier, de sagacité et d'imagination, dans l'ajustement rendu nécessaire des méthodes classiques de montage. Il fallait généralement opérer très vite; de là l'emploi fréquent d'engins de levage très puissants: grues flottantes atteignant une puissance de 250 tonnes, mise en place en un seul temps de portions d'ouvrages importantes, réalisées à proximité des chantiers, pesant jusqu'à 180 tonnes. Dans le même ordre d'idées, on peut citer le lancement du pont-rail de Bollene, l'ossature ayant 277 m. de longueur et pesant plus de 3000 tonnes; l'avancement a été fait à la vitesse de 25 m. à l'heure dans des conditions de sécurité telles que le ferrailage de la dalle était exécuté pendant le déplacement. Mais il est arrivé que quelques incidents se sont produits ou que les difficultés ont été accrues sur des chantiers où l'on ne possédait pas de matériel de puissance suffisante, ou bien de matériaux de montage d'une qualité convenable.

On ne peut avoir une idée de la complexité du travail, des difficultés vaincues, et de la rapidité avec laquelle les reconstructions ont été conduites qu'en étudiant dans le détail chacun des mémoires.

D'une manière générale, on peut constater que la puissance des engins de manutention a permis de rénover, dans la plupart des cas, les procédés classiques de mise en place ou de montage des ouvrages métalliques, et de réduire au minimum la partie la plus délicate à exécuter, celle des assemblages de jonction, sur le chantier.

H. Shirley Smith

Le mémoire de M. Shirley Smith est relatif à l'influence des méthodes de construction sur le projet des ponts en acier; il n'envisage donc que l'étude de l'une des conditions qui peuvent intervenir dans l'étude du projet de pont, qui est d'ailleurs fort importante.

L'auteur a recherché les répercussions des différentes méthodes de montage sur les ouvrages des différents types, et on peut les résumer ainsi:

Le montage sur échafaudage est sans conséquence, si les assemblages de jonction sont faits aux nœuds.

La mise en place par flottaison peut exiger le renforcement de certains organes d'extrémité pour permettre d'élever ou d'abaisser l'ouvrage pour l'amener à son niveau définitif.

Le montage par encorbellement, particulièrement bien adapté aux grands arcs exige généralement un renforcement, et nécessite une étude attentive de l'effet du vent sur la construction en cours d'exécution, qui peut entraîner l'ancrage des extrémités; dans un cantilever à trois travées, un renforcement n'est à prévoir que si la travée suspendue est elle-même construite en encorbellement, et aux extrémités de celle-ci; si la partie en console doit être précontrainte, certaines dispositions constructives doivent être prévues; des difficultés sérieuses peuvent se présenter si la travée indépendante est en acier à haute résistance et doit être précontrainte.

Dans la mise en place par lancement, la membrure inférieure doit être conçue pour résister aux flexions locales provenant des réactions des rouleaux; le renversement des efforts dans les panneaux successifs, au cours de lancement exige en outre, fréquemment, des dispositifs provisoires destinés à empêcher les barres de triangulation de flamber; l'action du vent sur l'ouvrage en cours de lancement doit être étudiée soigneusement.

Le procédé de montage d'un pont suspendu influe peu sur son projet, lorsque le type de câble est déterminé; mais les moyens de fixation aux massifs d'ancrage sont différents, suivant qu'il s'agit de câbles à fils parallèles ou de câbles à fils hélicoïdaux.

On encastre généralement à leur base les pylônes des grands ponts suspendus; des dispositions spéciales sont à prévoir pour que l'appareil de support des câbles à leur sommet soit temporairement mobile au cours de la construction pour permettre de régler convenablement la tension des câbles de retenue, et la position des pylônes sous l'action de la charge permanente.

Les conditions d'emploi des grues peuvent également intervenir dans l'étude du projet: si elles roulent sur la membrure supérieure d'un arc, elles peuvent entraîner le renforcement de certaines parties des membrures et de la triangulation voisines de la clé; la tendance actuelle est d'utiliser des derricks relativement légers pour éviter ces renforcements; ils sont moins à craindre pour les cantilevers.

L'emploi de grues puissantes (jusqu'à 500 tonnes) sur pont de service ou de grues flottantes permet d'éviter tout renforcement.

Les blondins peuvent rendre de grands services dans tous les types de montage, et éviter les renforcements, même temporaires, en les utilisant judicieusement, notamment quand l'approvisionnement n'est possible que pour une seule extrémité du chantier.

En ce qui concerne les ponts entièrement soudés se posent les problèmes de la détermination, à l'avance, des déformations causées par la soudure, et des longueurs exactes des pièces à usiner, des jonctions sur place, qui exigent le maintien invariable en position des éléments à assembler, l'introduction éventuelle de précontraintes pendant la construction. Ces difficultés sont plus faciles à surmonter pour les poutres à âme pleine que pour les poutres triangulées. On peut les lever en assemblant par rivure ou par boulonnage des parties de la construction soudées à l'avance; le procédé est économique, du point de vue de l'exécution de ce travail particulier, mais complique un peu le travail à l'atelier.

Comme l'indique l'auteur, les difficultés de la construction ont longtemps entravé le développement des ponts, et Baker écrivait en 1867 que parmi les nombreuses considérations pratiques à satisfaire pour la construction des ponts-rails de grande portée, aucune n'était plus importante que celle de la commodité de la construction. Les moyens matériels mis aujourd'hui à la disposition des constructeurs atténuent quelque peu les conséquences de cette remarque, et il vaut d'ailleurs peut être mieux vaincre une fois au moment du montage les quelques difficultés de construction que l'ingénieur n'a pu éviter, pour assurer à l'ouvrage de meilleures conditions de stabilité au cours de son existence.

De plus, il n'est pas sûr que les meilleures facilités de montage conduisent toujours à la meilleure conception technique de la construction.

L'auteur signale que, dans un pont suspendu, l'on peut réaliser des économies et faciliter le montage en amenant la partie basse des câbles au voisinage du niveau du tablier, en suspendant directement les pièces de pont aux câbles, et en plaçant sur elles les poutres de rigidité. Cette disposition facilite certainement le montage, mais elle n'est pas sans inconvénients: les suspentes les plus courtes ne se prêtent pas facilement aux déplacements longitudinaux relatifs très différents du câble et du tablier produits par une surcharge dissymétrique, comme celle qui règnerait sur la moitié de la longueur de l'ouvrage; d'autre part, les réactions sont mal transmises entre les câbles et les poutres de rigidité, à moins que l'on assemble très rigidement, et d'une manière compliquée, les poutres sur les pièces de pont; enfin, et ceci est particulièrement important, le contreventement longitudinal de l'ouvrage est mal assuré. C'est un cas où, semble-t-il, les facilités de montage doivent céder le pas à la qualité de la réalisation obtenue. Le dispositif dit "américain," employé en France depuis plus d'un quart de siècle, est certainement préférable, et ne donne lieu à aucune difficulté sérieuse de montage, soit à partir du milieu d'une travée, ou à partir de ses extrémités. L'essentiel est qu'il soit conduit symétriquement, et que les éléments des poutres de rigidité soient seulement assemblés provisoirement les uns sur les autres, tant que la charge permanente n'est pas en place.

4. DÉTAILS D'EXÉCUTION

J. Robinson

Le mémoire de M. Robinson contient la description d'un système nouveau de couverture des ponts-routes métalliques, et les essais exécutés à son sujet. Il apporte ainsi une solution au problème posé au Troisième Congrès International, de l'allègement et de l'amincissement de la couverture des ouvrages.

On utilise depuis fort longtemps des tôles embouties, ou cylindriques pour cet objet; mais on se bornait ordinairement à les remplir d'un béton plus ou moins médiocre (à tort d'ailleurs) sur lequel reposait la chaussée. On associa ensuite un béton de remplissage, de bonne qualité, avec la tôle courbe, au moyen d'armatures généralement constituées par des plats obliques soudés sur la tôle et reliés à des plans disposés au-dessus et perpendiculairement aux éléments de support des tôles. On a ainsi pu réaliser des portées entre supports de l'ordre de 4,00 m. Cependant, ce système reste lourd, et son épaisseur est du même ordre de grandeur que celle d'une dalle en béton armé qui franchirait la même portée.

Le système proposé comporte une tôle cylindrique de 5 mm. d'épaisseur, de 70 mm., ou de 40 mm. de flèche et de 1,56 m. de portée, et une épaisseur minimum de béton de 50 mm. Il est donc peu épais et léger; l'armature est composée de paires d'aciers ronds de 10 mm.; qui ne règnent que sur les 60 centièmes de la portée environ, reliés par des plats obliques à la tôle courbe; ces éléments sont soudés les uns aux autres.

Ce système complexe étant difficile à calculer avec précision, des essais très poussés ont été exécutés. Le mémoire les décrit en détail, et fournit les résultats pour des panneaux de 12 cm. et 9 cm. d'épaisseur totale.

L'on n'a, dans aucun cas, constaté de glissement relatif de la tôle et du béton, et aucune des fissures constatées n'a le caractère que présentent les fissures d'effort tranchant. Le comportement sous la flexion est celui d'une pièce courante en béton armé, avec cependant une moindre tendance à la fissuration; le comportement sous l'action de l'effort tranchant est meilleur que celui d'une pièce en béton armé ayant même hauteur et mêmes armatures principales; des contraintes de cisaillement de 82 et 92 kg./cm.² ont pu être atteintes sans produire des fissures caractéristiques de l'effort tranchant.

La rupture par flexion est obtenue par l'écrasement local du béton et on a pu constater que les soudures des armatures restaient intactes; la rupture sous l'action de l'effort tranchant se produit par flexion et cisaillement combinés, dans des conditions encore mal élucidées.

Cette excellente tenue, qui procure un coefficient de sécurité à la rupture par flexion supérieure à 3 ou 4 suivant le cas, est certainement due au nombre important, à la finesse des armatures rondes et à leur étroite liaison, symétrique, avec la tôle.

L'auteur propose un mode de calcul basé sur les conceptions ordinaires du béton armé, et l'estime valable pour des portées allant jusqu'à 2 m.

Ce type de couverture paraît très intéressant, pour les ponts comportant deux fermes principales ou des fermes multiples sous chaussées. Plusieurs applications sont en cours d'exécution actuellement en France. On aurait pu craindre que l'importance de la main d'œuvre dans la préparation des armatures ne grève trop fortement le prix d'un semblable dispositif; mais il n'en est rien, car elle est compensée par une économie générale sur la construction. On a obtenu ainsi un amincissement marqué de l'épaisseur d'un tablier métallique, et un allègement qui reste compatible avec la nécessité de conserver, aux ouvrages soumis à l'action des forces dynamiques, un poids mort suffisant.

Une extension de ce système de construction mérite d'être recherchée pour des portées plus importantes, dans le but de simplifier l'ossature des tabliers.

J. Velitchkovitch et A. Schmid

Le mémoire de MM. Velitchkovitch et Schmid se rapporte à la conception des

assemblages soudés et aux procédés d'usinage et de montage employés pour la reconstruction du pont Corneille sur la Seine à Rouen. Cet ouvrage se compose de deux ponts cantilevers de 132 m. chacun, comportant une travée centrale de 100 m.; les deux travées latérales de chacun d'eux sont très courtes, leurs portées respectives étant de 27 m. et de 15 m., ce qui a exigé l'ancrage de leurs extrémités. La travée indépendante centrale a 34 m. de portée. L'acier employé est l'acier doux Martin soudable des Ponts et Chaussées. L'intensité de la navigation dans le port de Rouen interdisant l'emploi de charpentes provisoires dans le fleuve, les neuf poutres de hauteur très variable, à âme pleine, situées sous la chaussée ont été construites en tronçons de 100 et 120 tonnes, mis en place au moyen d'une grue flottante (bigue) d'une puissance de 150 tonnes.

La faible épaisseur disponible, à la clé, notamment, en raison des exigences de la navigation et des difficultés de raccordement de la chaussée de l'ouvrage à celles des rives, a conduit à rechercher le moindre poids et à l'utiliser, en conséquence, la soudure comme procédé d'assemblage.

La hauteur des âmes de 1,30 m. au milieu de la travée centrale, atteint 5,20 m. sur les piles; l'une des difficultés était de réaliser, sur toute la longueur du pont, une surface parfaitement plane, malgré les nombreux assemblages par soudure bout à bout.

Le constructeur y est parvenu par une étude de détail attentive de la constitution des poutres et spécialement des âmes, et en appliquant avec discernement, en y apportant toute son expérience, les principes généraux classiques.

Tout a été conçu dans le projet et pour les moyens d'exécution, de manière à réduire dans toute la mesure du possible les contraintes résiduelles; c'est ainsi que les pièces à assembler ont été bridées au minimum, pour que le retrait se fasse librement; les joints transversaux ont été exécutés avant les joints latéraux; les soudures exécutées à plat pour leur plus grande partie sont toujours symétriques; pour les soudures d'âme longitudinales, après l'exécution de passes faites à l'arc électrique manié à la main, sur les deux faces, et au pas de pélerin très allongé, le cordon était achevé par le procédé Unionmelt.

Les pièces sont relativement minces, puisque leur épaisseur est inférieure à 25 mm.; pour l'âme même, elle ne varie que de 12 à 20 mm., et nulle part ne se rencontre de variation discontinue de section.

Le personnel a été contrôlé, et les cordons de soudure soumis à des examens radiographiques.

Au moment où ces lignes sont écrites, les poutres sont montées en place, et la réussite est parfaite. La démonstration est donc faite que la technique de la soudure des grandes poutres à âme pleine est bien au point maintenant, et il n'est pas sans intérêt de rappeler que le constructeur, M. Schmid, avait réalisé dès 1938 le pont triangulé des Joncherolles, en acier à haute résistance, de conception originale et admirablement adapté à la soudure, avec un égal succès.

Résumé

La grande variété des sujets traités dans les dix mémoires se rattachant au thème BII ne se prêtait guère à un exposé général, ni à des conclusions d'ensemble; beaucoup d'entre eux étant entièrement originaux, il a semblé préférable de présenter des analyses succinctes, sauf en ce qui concerne le montage des ouvrages.

Deux sujets nouveaux importants sont traités: les constructions en acier à parois minces, et les constructions en alliages légers, pour lesquelles les principes ont fait

l'objet d'une première mise au point, très précieuse, en même temps qu'une abondante bibliographie est fournie. On y trouve à un degré plus aigu, la question du voilement des tôles minces, qui fait également l'objet d'un mémoire pour les âmes des poutres de type courant. Malgré les précisions apportées, et leur haut intérêt, la question ne paraît pas encore suffisamment résolue. De nouvelles recherches expérimentales sont désirables, pour déterminer, en particulier, les limites de sécurité à adopter dans les panneaux d'âme faisant partie d'une poutre, par rapport à des formules classiques simples valables dans le domaine élastique, telles que celles de M. Timoshenko.

C'est également dans le domaine expérimental qu'il convient de compléter les essais sur la jonction entre une poutre métallique et une dalle en béton armé, dans des conditions qui permettent d'élucider ses qualités sous l'action du fluage, du retrait et des actions dynamiques.

L'amincissement et l'allègement, qui doit rester limité, des tabliers des ponts métalliques, a trouvé dans l'association d'une tôle cylindrique et de son remplissage en béton armé une bonne solution, économique, qui mérite d'être aménagée pour de plus grandes portées, après expérimentation.

Les descriptions des méthodes de montage employées pour la reconstruction des ponts détruits pendant la récente guerre, mettent en relief l'intérêt d'employer des engins de manutention puissants, permettant de mettre en place d'un seul temps des parties de ponts très lourdes, complètement usinées à l'atelier dans les meilleures conditions, et de réduire au minimum les jonctions, souvent difficiles et coûteuses à faire sur le chantier, surtout dans le cas de la soudure.

L'exposé schématique de la méthode de calcul employée pour le Dôme de la Découverte (qui se rattache plutôt au thème AII) permet de mesurer la puissance des méthodes d'approximation successives et de relaxation pour le calcul des systèmes hyperstatiques les plus complexes.

Summary

Since the ten contributions to theme BII deal with very different fields, it is not possible to give any general description nor to draw any comprehensive conclusions. It is therefore advantageous to criticise the papers individually, except those concerning erection methods.

Two important new subjects are discussed: structures of thin-walled steel plates, and those of light alloys. For both, the principles were made the object of a fundamental and very valuable review. A comprehensive bibliography has also been prepared. The papers include, in a somewhat restricted sense, the question of buckling of thin sheet-metal, which is also the subject of a paper on the web plates of continuous girders. In spite of the apparent precision, and in spite of its great interest, this question does not yet seem to be solved.

To determine the factors of safety that have to be assumed for web plates in particular, fresh experimental investigations appear to be desirable, starting with the classic formulae valid in the elastic range, as for instance those of Timoshenko.

Experiments on the connections between steel girders and concrete slabs should also be supplemented, and these should be done under conditions which permit an explanation of their behaviour under the influence of creep, shrinkage and dynamic stressing.

The efforts—certainly rather limited—to make the decking of steel bridges thinner and lighter have found a good and economic solution in the combination of buckled

plates and reinforced concrete, a solution which deserves to be developed and tested for larger spans also.

The descriptions of the erection methods for reconstructing bridges destroyed during the last war show the value of adopting powerful mechanical plant, which permits very heavy bridge parts, made entirely in workshops under favourable conditions, to be brought on site in one operation, thus often reducing difficult and expensive erection problems to a minimum, especially in the case of welded structures.

The diagrammatic representation of the methods of calculation for the Dome of Discovery (included in theme AII) illustrates the importance of the methods of successive approximation and of relaxation for calculating systems several times statically indeterminate.

Zusammenfassung

Da die zehn Beiträge des Themas BII sehr verschiedene Gebiete behandeln, war es kaum möglich, eine allgemeine Darstellung zu geben oder umfassende Schlussfolgerungen zu ziehen. Es schien daher vorteilhaft, die vielen originellen Aufsätze in gedrängten Auszügen zu beurteilen, ausgenommen diejenigen über die Montage.

Zwei wichtige neue Gegenstände wurden behandelt: die Konstruktionen aus dünnwandigen Stahlblechen und diejenigen aus Leichtmetall-Legierungen. Für beide waren die Grundlagen der Gegenstand einer ersten sehr wertvollen Richtigstellung; gleichzeitig wurde ein reichlicher Literaturnachweis zusammengetragen. Man findet darunter in etwas engerem Sinne die Frage des Ausbeulens dünner Bleche, welche ebenfalls Gegenstand einer Abhandlung über die Stegbleche durchlaufender Balken ist. Trotz der erbrachten Präzisierungen und trotz ihres grossen Interesses erscheint diese Frage noch nicht als genügend gelöst.

Um im Besondern die Sicherheitsgrade zu bestimmen, die für Stegbleche vollwandiger Balken anzunehmen sind, erscheinen neue experimentelle Untersuchungen als wünschbar, ausgehend von den einfachen klassischen Formeln des elastischen Bereiches, wie z. B. denjenigen von Timoshenko.

Auch die Versuche über die Verbindungen zwischen Stahlträgern und einer Betonplatte sollten ergänzt werden und zwar unter Bedingungen, die erlauben, das Verhalten unter den Einwirkungen von Kriechen, Schwinden und dynamischer Beanspruchung zu erhellen.

Die allerdings begrenzten Bestrebungen nach dünnern und leichtern Fahrbahnplatten stählerner Brücken haben in der Verbindung von Buckelblechen mit dem eingefüllten Eisenbeton eine gute wirtschaftliche Lösung gefunden, die verdient, auch für grössere Spannweiten entwickelt und geprüft zu werden.

Die Beschreibungen der Montagemethoden für die Wiederherstellung der im letzten Krieg zerstörten Brücken beleuchten das Interesse, kräftige Handhabungsmaschinen zu verwenden, welche erlauben, sehr schwere, ganz in der Werkstätte unter günstigsten Bedingungen hergestellte Brückenteile auf einmal an Ort und Stelle zu bringen und die oft, besonders bei geschweisster Ausführung, schwierigen und teuren Montagestösse auf ein Minimum zu reduzieren.

Die schematische Darstellung der Berechnungsmethode für den Dom der Entdeckungen (die eigentlich eher zum Thema AII gehört) beleuchtet die Wichtigkeit der Methoden der sukzessiven Approximation und der Relaxation für die Berechnung vielfach statisch unbestimmter Systeme.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 1

Light-gauge (thin-walled) steel structures for buildings in the United States of America

Les éléments en tôle mince dans la construction des immeubles aux Etats-Unis

Dünnwandige Leicht-Profil-Stahlkonstruktionen als Bauelemente in den Vereinigten Staaten von Amerika

DR. GEORGE WINTER

Professor of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York

INTRODUCTION

Light-gauge steel structures are composed of members which are made of hot-rolled sheet or strip steel 0.03 to 0.15 in. thick (Nos. 22 to 9, U.S. gauge). They are cold-formed in rolls or pressbrakes and connected by spot or seam welds, screws, bolts, cold rivets or other special devices. This construction is very widely used in the United States; (a) where moderate loads and spans make heavy, hot-rolled members uneconomical, and (b) where it is desired that load-carrying members also provide useful surfaces, such as in wall and floor panels and in roof decks. A few of the many current shapes are shown in fig. 1. Many millions of square feet of panels and decks and tens of thousands of tons of light-gauge framing are installed yearly, despite the continued shortage of sheet steel. This development has taken place within approximately the last ten years, although the structural use of sheet steel for special purposes, such as corrugated sheet and industrial roof deck, is considerably older.

Ordinary design methods for conventional steel structures must be modified in order to account for the special problems which arise from the small thickness of light-gauge members. The *Specification for the Design of Light Gauge Structural Members*, issued by the American Iron and Steel Institute in 1946 is now the recognised design standard in the United States. (For brevity this document will henceforth be referred to simply as the Specification.) A second, enlarged edition is in preparation at the time of writing. This Specification is largely based on research work carried out at Cornell University, by the writer and his associates, for the Steel Institute continuously since 1939. In the following, a brief discussion is given of the most important features of this Specification, with extensive references to more detailed

information. In addition to the Specification, the Steel Institute, in 1949, published a *Light Gauge Steel Design Manual* which, in addition to the Specification, contains supplementary information on a number of important design features and properties of a variety of common structural shapes.^{1, 2} Other countries too are now beginning the preparation of design specifications for such structures.^{3, 4}

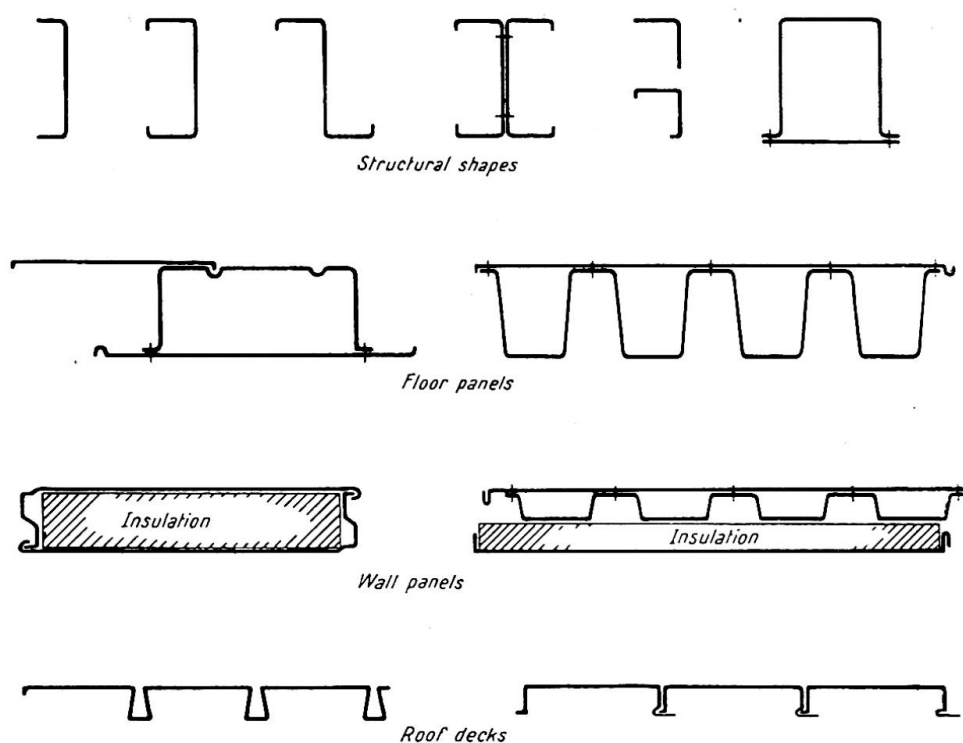


Fig. 1. Some current light-gauge steel structural shapes (panel and deck sections of H. H. Robertson Co., Detroit Steel Products Co., and Truscon Steel Co.)

MATERIALS AND SAFETY FACTOR

Various qualities of steel are used, the most common of which are standardised in American Society for Testing Materials Standards.⁵ These standards prescribe minimum yield point, ultimate strength, percentage elongation, thickness tolerances, chemical composition and other properties to ensure the required strength, ductility and weldability. In view of this variety of materials the Specification is made to apply to the entire range of structural sheet and strip steel. For this purpose permissible stresses, in all cases, are given not as definite numbers but as explicit functions of the guaranteed yield point which makes the requirements applicable to any grade of ductile steel. For convenience, numerical values are given for the most commonly used steel, A.S.T.M. grade C.

Whereas the A.I.S.C. Specification for conventional steel construction contains a basic factor of safety of 1.65, the Specification for light-gauge steel members is based on a factor of 1.85. This is so because the specified thickness tolerances for sheet and strip steel, in percentages, are necessarily larger than for hot-rolled, conventional shapes. Since strength and rigidity are proportional to thickness, a member whose thickness happens to be at the lower limit of allowable tolerances will show a greater

¹ For references see end of paper.

strength deficiency in light-gauge than in conventional steel structures. This difference is covered by the larger safety factor.

The *durability* and *fire-resistance* of structures made of such steel, if adequately protected, have been established by extensive investigation.^{6, 7}

The main design features peculiar to thin-walled construction are due to the relatively large b/t -ratios of the component plate elements (b =flat width between stiffening elements or from stiffener to free edge, t =sheet thickness). If not properly designed, elements of this kind will buckle locally if subject to compression, bending in their plane, or shear. In addition the torsional rigidity of thin-walled members is relatively low, which requires special provisions for bracing. Finally, the types of connections used in light-gauge work and their behaviour are different from those in conventional steel structures.

LOCAL BUCKLING

For *plate elements in compression* it is important to distinguish between the critical stress⁸

$$\sigma_{cr} = kE \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (1)$$

at which, according to the small deflection theory, an originally flat sheet starts buckling, and the actual, ultimate strength

$$\sigma_{ave.max} = \frac{P_{ult}}{A} = \frac{b_e t \sigma_y}{A} = \frac{A_e \sigma_y}{A} \quad (2)$$

which exceeds σ_{cr} the more the smaller the fraction σ_{cr}/σ_y (see ref. 8). In eqn. (1), k depends on conditions of loading and restraint; in eqn. (2), P_{ult} =ultimate load, A =area, A_e =effective area= $b_e t$. σ_y =yield point and b_e is known as the "effective width." This effective width, a device first developed by Th. von Karman⁸ and long used in aircraft design, accounts for the fact that at stresses higher than σ_{cr} , i.e. in the post-buckling range, stresses are non-uniformly distributed, as shown on fig. 2, for a stiffened element. The value of b_e is so defined that the combined area of the two rectangles of that figure is equal to the area under the actual stress curve.

With regard to local buckling one must distinguish between "stiffened elements," i.e. plates which are stiffened by webs or other suitable means along both edges parallel to the compression force, and "unstiffened elements" which are stiffened only along one such edge, the other being unsupported. Extensive tests⁹ have shown that in *stiffened elements* the wave-like distortions at stresses between σ_{cr} and $\sigma_{ave.max}$ are of rather moderate magnitude and not objectionable at design stresses. For this reason, for such elements, the Specification provides the design according to eqn. (2). Elaborate tests^{9, 10, 11} have shown that a safe expression for the effective width for stiffened light-gauge steel elements is

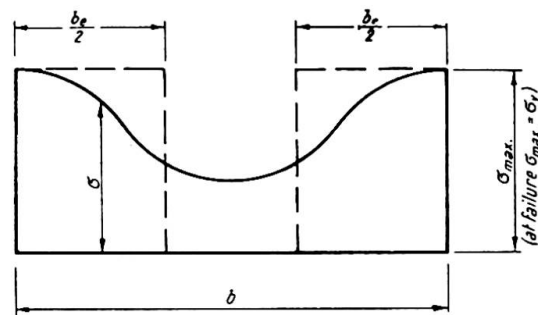


Fig. 2. Post-buckling stress distribution and effective width of stiffened compression plate

$$b_e = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right) b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0.475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \right) \quad . . . (3)$$

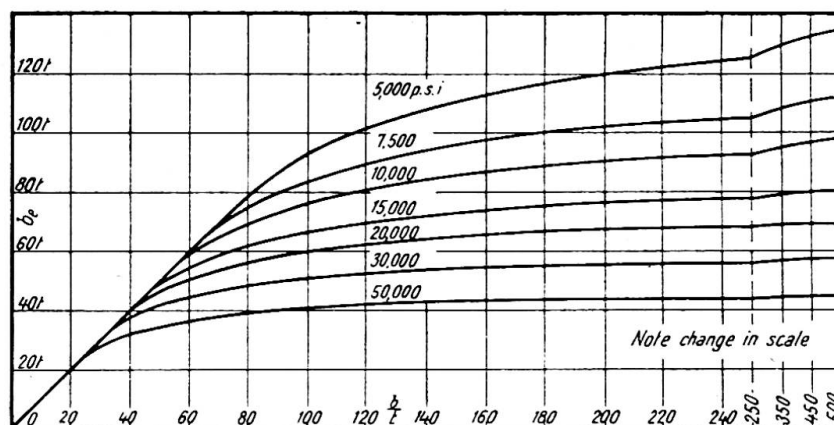


Fig. 3. Effective width chart for stiffened steel compression plates

A design chart used in the Specification and constructed from eqn. (3) is given in fig. 3.

The plate reaches the limit of its carrying capacity when $\sigma_{max} = \sigma_y$. Below that value b_e decreases gradually with increasing σ_{max} as a consequence of which the neutral axis of beams with thin compression flanges is located below the geometrical centroid and changes its location with increasing stress. Hence, effective cross-sectional properties such as area, moment of inertia, etc., are not constant for a given shape but depend on load.^{9, 10, 11} For determining deflections at design loads, the effective width and the corresponding moment of inertia are simply computed for the design stress. With regard to carrying capacity, on the other hand, the Specification stipulates that yielding shall not occur at loads below 1.85 times the design load. At that higher load, with correspondingly higher stresses, the effective width is smaller than at design loads. Consequently, for determining carrying capacities it is necessary to compute effective widths and corresponding sectional properties (area, moment of inertia, section modulus, etc.) for a stress equal to the design stress times 1.85.

In *unstiffened elements* likewise $\sigma_{ave,max}$ exceeds σ_{cr} ; i.e. post-buckling strength is present. However, in contrast to stiffened elements, the wave-like flange distortions at stresses higher than σ_{cr} are so severe,⁹ particularly for larger b/t -ratios, that elements in that stress range are not regarded as structurally useful even though their carrying capacity may not yet have been reached (fig. 4). Yet, this strength reserve beyond σ_{cr} enables one to adapt the working stresses in such a manner that, for large b/t -ratios, the design stress is just barely below σ_{cr} . This avoids large local distortions at design stresses and provides the necessary reserve strength in the form of the post-buckling strength of the member. Accordingly (fig. 5), in the Specification allowable stresses for unstiffened elements with $b/t < 12$ are equal to the yield point divided by the safety factor, 1.85. For $b/t = 12$ to 30 a straight-line relation is used which, at $b/t = 30$, provides a permissible stress equal to σ_{cr} divided by 1.85. Finally, for $b/t = 30$ to 60 a different straight-line relation is used which provides a permissible stress equal to σ_{cr} at $b/t = 60$. Unstiffened elements with b/t larger than 60 were found to be too flexible and vulnerable in erection to be of practical interest.

COMPRESSION MEMBERS

Special methods are required for defining permissible stresses for thin-walled *compression members (columns)* since such members can fail either by local buckling, or by simple column buckling as in conventional structures, or by a combination of

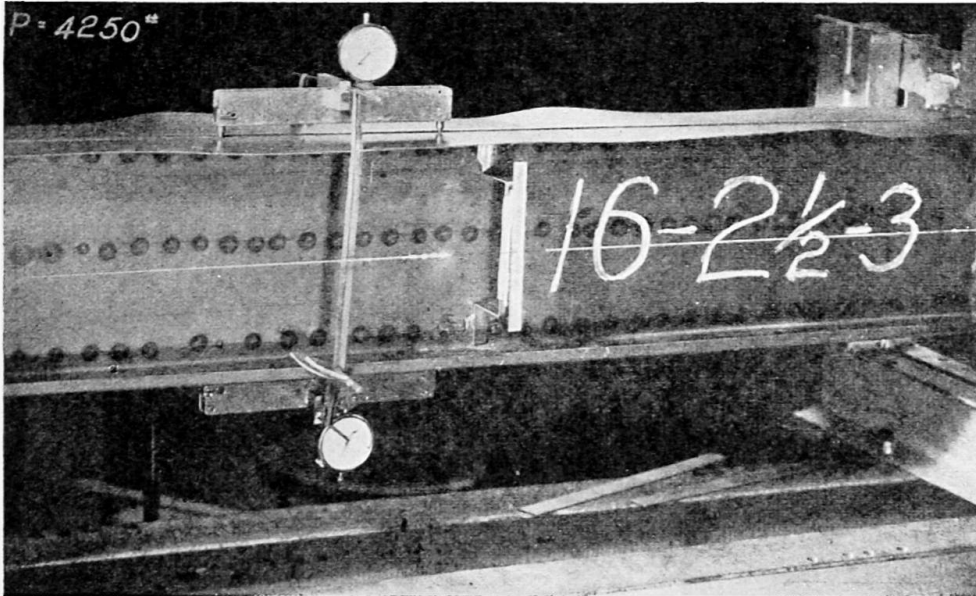


Fig. 4. Distortion of unstiffened compression flange at load of 4,250 lb. (failure load 4,970 lb.)

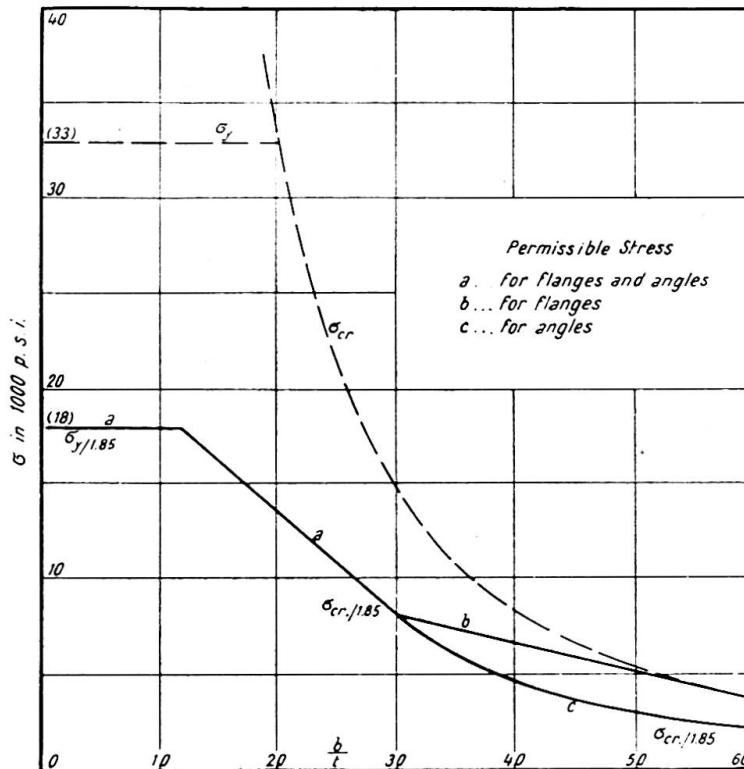


Fig. 5. Permissible design stresses for unstiffened compression elements

these two modes. The basic column curve used in the Specification consists of two branches: for the range of large L/r an Euler hyperbola for hinged ends

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{n(L/r)^2} \quad \dots \quad (4)$$

and for the range of small L/r a parabola

$$\frac{P}{A} = \frac{\sigma_y}{n} - \frac{\sigma_y^2}{4n\pi^2 E} (L/r)^2 \quad \dots \quad (5)$$

whose vertex at $L/r=0$ is σ_y/n and which is tangent to the Euler hyperbola at $L/r=24,000/\sqrt{\sigma_y}$. A safety factor $n=2.16$ was used in these formulae. Eqns. (4) and (5) are merely conveniently simple expressions which closely fit the more rational secant formula with a degree of imperfection $e/s=0.25$ (see ref. ⁸) and a safety factor of 1.72. Hinged ends were assumed because many customary types of light-gauge connections are not capable of providing an amount of rotational end restraint comparable to that furnished by the riveted or welded connections of conventional steel structures.

In order to provide for the possibility that failure may occur by local buckling at stresses lower than those of eqns. (4) and (5), these expressions must be correspondingly modified. For extremely short columns ($L/r=0$ in the limit) it is clear that, in the absence of local buckling, the ultimate load $P_{0\text{ ult}}=A\sigma_y$. Hence, for such a column, the average stress P/A at failure is σ_y . On the other hand, if such a column is composed of thin, stiffened elements, then according to eqn. (2) its average stress at failure is $\sigma_{\text{ave.max}}=(A_e/A)\sigma_y$. Hence, for $L/r=0$, its ultimate strength is reduced in the ratio

$$Q = \frac{\sigma_{\text{ave.max}}}{\sigma_y} = \frac{A_e}{A} \quad \dots \dots \dots (6)$$

Q obviously depends on the dimensions of the cross-section and is known as a form factor. Consequently, the column formula, eqn. (5), can be made to apply to members subject to local buckling if in both of its terms σ_y is replaced by $Q\sigma_y$. This results in the following equation for low L/r :

$$\frac{P}{A} = \frac{Q\sigma_y}{n} - \frac{(Q\sigma_y)^2}{4n\pi^2 E} (L/r)^2 \quad \dots \dots \dots (5a)$$

The curve of this equation is tangent to the Euler curve, eqn. (4), at $L/r=24,000/\sqrt{Q\sigma_y}$. The expression for large L/r , eqn. (4), generally does not need modification for local buckling, since at these high L/r -values the mean stress P/A is so low that local buckling will not occur. This procedure, as just explained, applies to columns composed of stiffened elements, such as box-shapes. For columns consisting of unstiffened elements, such as angles, or of a mixture of both types, such as channels, Q must be defined in a correspondingly different manner. Though this procedure is too

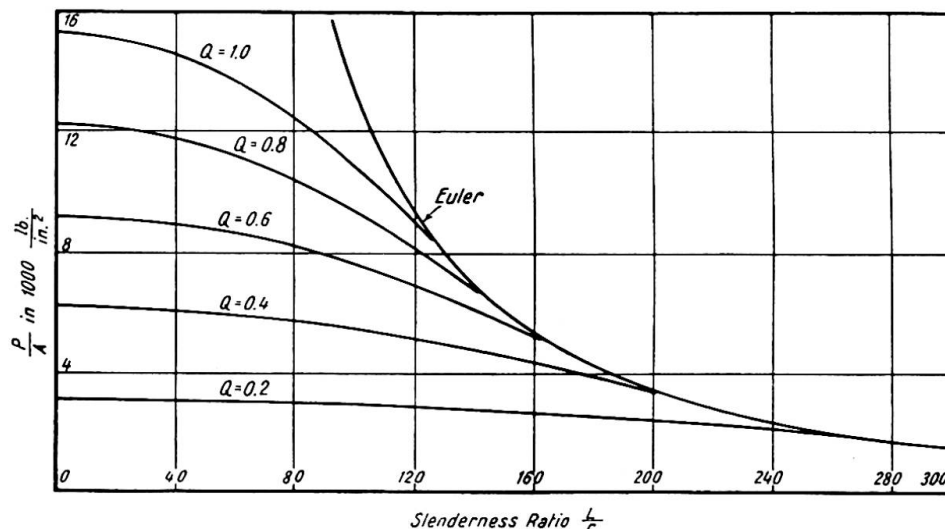


Fig. 6. Permissible column design stresses (yield point=33,000 psi.)

lengthy to be explained in these brief pages, the principle of determining Q is the same as just described for stiffened elements.

It is seen that the possibility of local buckling necessitates the use of a family of column curves for various values of Q instead of a single curve as in conventional steel structures. The corresponding curves are shown on fig. 6.

Buckling of thin-walled compression members can occur not only in a manner which involves simple bending, for which eqns. (4) and (5) apply, but also by a combination of bending and torsion. It was found that within the range of practical light-gauge members this possibility seems to exist only for angle sections. For such members the torsional buckling stress is practically identical with the plate buckling stress of its legs, eqn. (1). Consequently, such members with $b/t < 30$ are safe against torsional buckling if the permissible stresses are determined as previously discussed for unstiffened elements. In the range $b/t = 30$ to 60 such safety is provided if the permissible stress, from eqn. (1), is σ_{cr}/n (see fig. 5). For angle sections the form factor Q is determined on this basis.

A special type of compression member very common in light steel framing is known as a *wall-braced stud*. Light-gauge steel walls are of two types: (a) all-steel panels with interior or exterior insulation or (b) walls consisting of conveniently spaced individual studs faced on both sides by non-metallic, insulating wall materials such as fibre board, gypsum plank, plywood or the like. In the latter case the studs are usually of I or channel shape, with major axis parallel to the wall, and with wall material attached to both flanges at definite intervals by nails, screws or special devices. To utilise to the full the carrying capacity of such members it is necessary to prevent them from buckling in their weak direction, i.e. parallel to the wall, so that buckling, if any, is forced to occur about their strong axis. If the wall material is sufficiently strong and rigid and attachments are appropriately spaced, these materials furnish the necessary support to prevent buckling parallel to the wall. Tests of customary wall materials¹⁸ have shown that their load-deformation relation is reasonably linear, except at high loads. Such wall-braced studs, consequently, can be regarded with satisfactory approximation as compression members on intermediate elastic supports.⁸ For buckling, if any, to occur about the major axis, i.e. perpendicular to the wall, the following conditions must be met:

- (a) The spacing of wall board attachments must be small enough to prevent buckling parallel to the wall between attachments.
- (b) The modulus of elastic support furnished by the wall boards at the points of attachment, for the given spacing, must be sufficient to raise the buckling load in the direction of the wall above that for buckling perpendicular to the wall.
- (c) The strength of each attachment must be sufficient to prevent its failure by tearing or otherwise.

To meet these conditions the appropriate experimental and theoretical investigation¹⁸ makes use of the theory of elastically supported columns, suitably elaborated for the given purpose. Requirements for (a) and (b) can be derived directly from this theory, for ideally straight columns, and have been checked by extensive tests. The necessary strength of attachment cannot be obtained directly from this theory, since for ideally straight and concentrically loaded studs analysis provides only the required modulus of support but not its strength. To arrive at the latter it was necessary to assume that the studs are imperfect (eccentrically loaded and/or initially bowed), as is often done in other connections in column theory. By assuming a definite and

conservative amount of such initial imperfection, i.e. a bow of $L/240$, it was possible to derive suitable strength requirements which were extensively verified by tests. (Customary crookedness tolerances are $\frac{1}{4}$ in. per 10 ft., i.e. $L/480$, so that the assumption of $L/240$ implies an ample margin of safety.)

WEBS OF BEAMS

Thin webs of beams may fail in the following ways: (a) by buckling under shear stresses, (b) by buckling under bending stresses, (c) by local crushing at points where concentrated loads or reactions are applied. If thin webs are furnished with

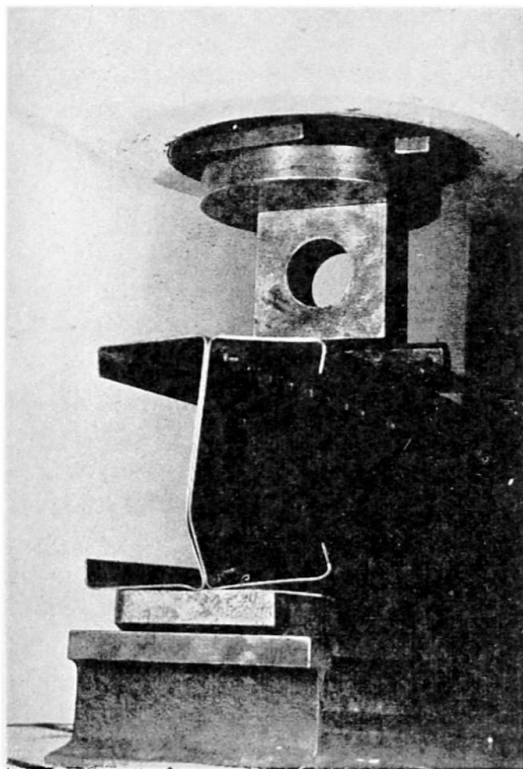


Fig. 7. Web crushing under concentrated loads

adequate stiffeners, buckling at the critical shear stress is of no consequence, since the web continues to carry larger loads by being transformed into a "tension field." However, in light-gauge steel construction the use of such stiffeners is usually uneconomical. For that reason the permissible working stress was defined as the critical stress in shear⁸ divided by the safety factor.

With regard to buckling of webs by bending stresses tests by Wästlund and Bergmann¹² and others have shown that, just as in stiffened compression elements, the ultimate strength is larger than that indicated by the theoretical buckling stress for plates in pure bending in their plane,⁸ particularly for large h/t -ratios (h =depth of web). For this reason, as far as bending stresses in webs are concerned, the Specification allows as a permissible stress practically the full, unreduced theoretical critical stress. The required reserve strength is furnished by the post-buckling strength of the web on grounds entirely analogous to those which were discussed in connection with unstiffened compression elements of large b/t -ratio.

The crushing of webs at loads or reactions which are distributed over short bearing lengths is a very complex phenomenon which involves non-uniform elastic and plastic stress distribution as well as instability (fig. 7). A satisfactory theory has not been found as yet. Provisions of the Specification which determine permissible lengths of bearing are, therefore, entirely based on very extensive tests,¹³ even though such a purely empirical approach is not entirely satisfactory. In spite of the extensive experimental evidence on which present requirements are based, further clarification of web crushing is needed and additional investigations will be undertaken for this purpose.

BRACING OF BEAMS

Provisions against *lateral buckling of unbraced I-beams* were derived by suitable simplification of the customary theory of this phenomenon.⁸ The critical stress of an I-beam in pure bending can be written¹⁴ as:

$$\sigma_{cr} = \frac{E\pi^2 d^2}{2l^2} \sqrt{\left(\frac{I_y}{2I_x}\right)^2 + \frac{KI_y}{2(1+\mu)I_x^2} \left(\frac{l}{\pi d}\right)^2} \quad \dots \quad (7)$$

where I_x and I_y are the principal moments of inertia, K is the St. Venant torsion constant, and d is the depth of the section. It has been shown in that reference that this same stress can be used as a reasonable and mostly conservative approximation for most other cases of loading, such as distributed or concentrated loads at the top, centre or bottom of the beam. In conventional hot-rolled steel shapes the second term under the radical generally predominates to such an extent that the first term can be neglected.¹⁵ It is on this basis that the present provisions of the A.I.S.C. Specification for Steel in Buildings can be derived. In contrast, in light-gauge beams the second term is usually considerably smaller than the first, on account of the small value of K for such thin members. The very simple provision of the light-gauge steel Specification has been derived by neglecting this second term and introducing additional simplifications.¹⁵ It makes the permissible stress depend on L/r_y only, r_y being the minor radius of gyration of the section. Even though this provision may be somewhat oversimplified, it is felt that it serves its purpose in the comparatively rare cases where absence of lateral bracing makes such buckling possible.

The Specification explicitly recognises that this provision applies only to I-shaped beams. It exempts specifically box-shaped beams which, on account of their much greater lateral and torsional rigidity, are usually not subject to lateral buckling.

Two beam shapes which are economical for light-gauge steel work are *channel and Z-shapes*, since they represent two-flange sections which can be fabricated by cold-forming only, without spot-welding. Both these sections, if loaded in the plane of the web, are subject to primary twist, the first on account of the off-centre location of its shear centre, the second in view of the inclination of its principal axes. The forthcoming second edition of the Specification will provide bracing requirements for these two shapes, to guard against excessive rotation or overstressing. Research work on channel shapes has been concluded^{16, 17}; investigations on Z-shapes are still in progress.

MISCELLANEOUS DESIGN FEATURES

It will be noticed that in most of the topics discussed so far, questions of stability and buckling were involved to various degrees. It will also be observed that, as far as local stability is concerned, the enumerated design methods refer to members composed only of plane plate elements. It is well known that the strength of thin compression elements can be greatly increased by providing *transverse curvature*, as is done with corrugated sheet. Occasional use has been made of this possibility in current practice and it is likely that future editions of the Specification will contain provisions to account for the strengthening effect of such curvature, depending on the ratio R/t (R =radius of curvature) and other pertinent parameters, in a manner similar to that customary in aircraft design.

In addition to these main features of light-gauge steel design, secondary problems sometimes present themselves in more unusual cases. It is well known that in *very wide flanges* (low L/b -ratios) stresses are not uniformly distributed even in stable flanges such as when in tension. In aircraft design this phenomenon is known as shear lag. A somewhat similar situation obtains in wide-flanged reinforced concrete T-beams for which only a portion of the flange is customarily regarded as effective. Extensive theoretical investigation, satisfactorily confirmed by stress

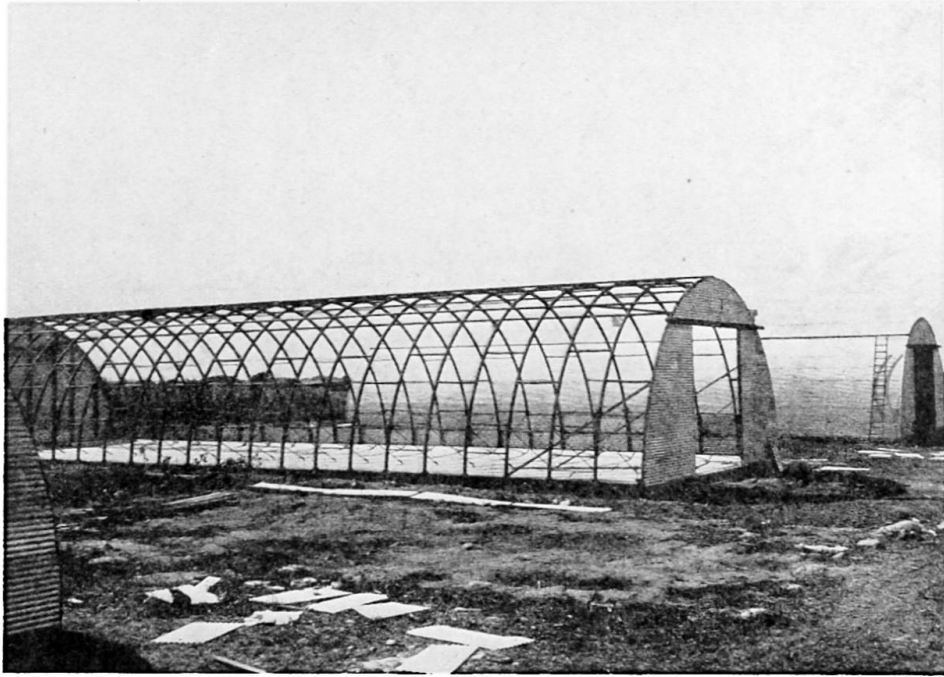


Fig. 8. Quonset Huts, mass-produced for spans from 20 to 40 ft. Light-gauge steel arches, corrugated sheet (Stran Steel Division, Great Lakes Steel Corp.)

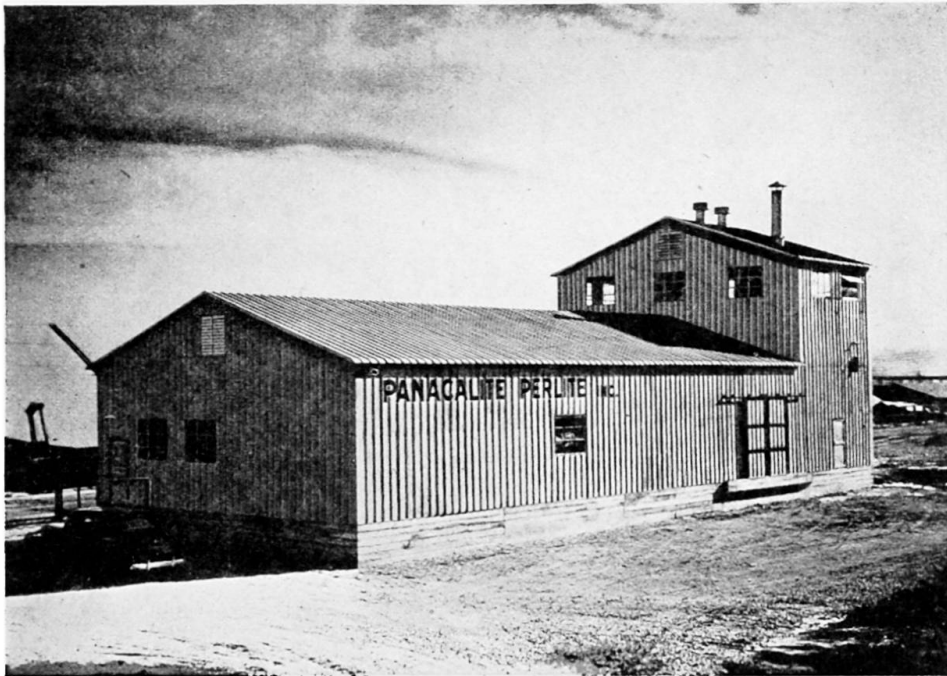


Fig. 9. Utility buildings. Light-gauge steel roofs and walls on structural steel rigid frames. Mass-produced for widths from 16 to 100 ft. (Butler Manuf. Co.)

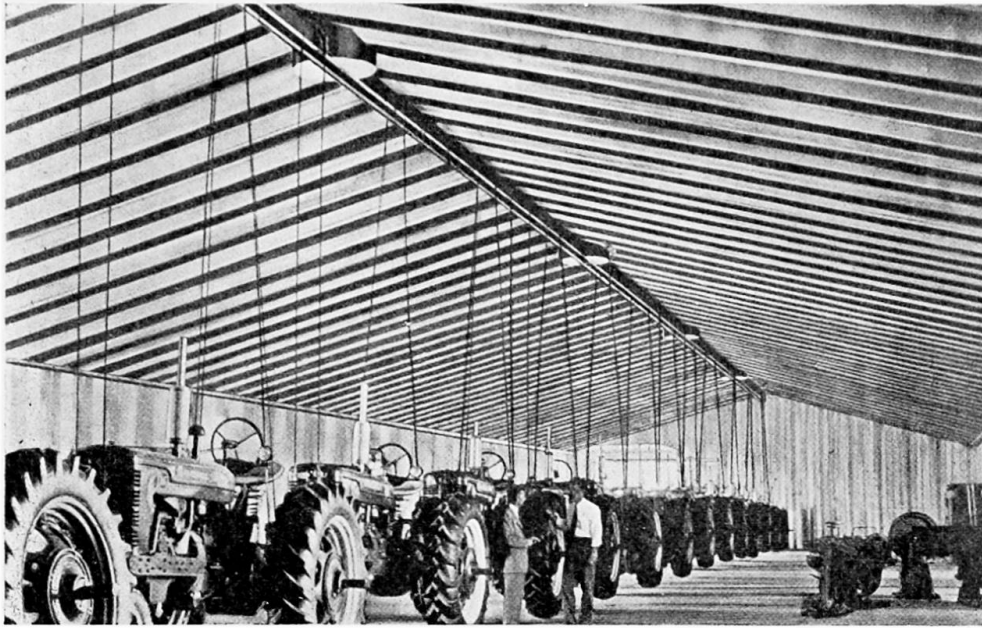


Fig. 10. Frameless utility building, 50 ft. span, with tractors suspended from ridge member (average ridge load 320 lb./ft.) (Behlen Manuf. Co.)

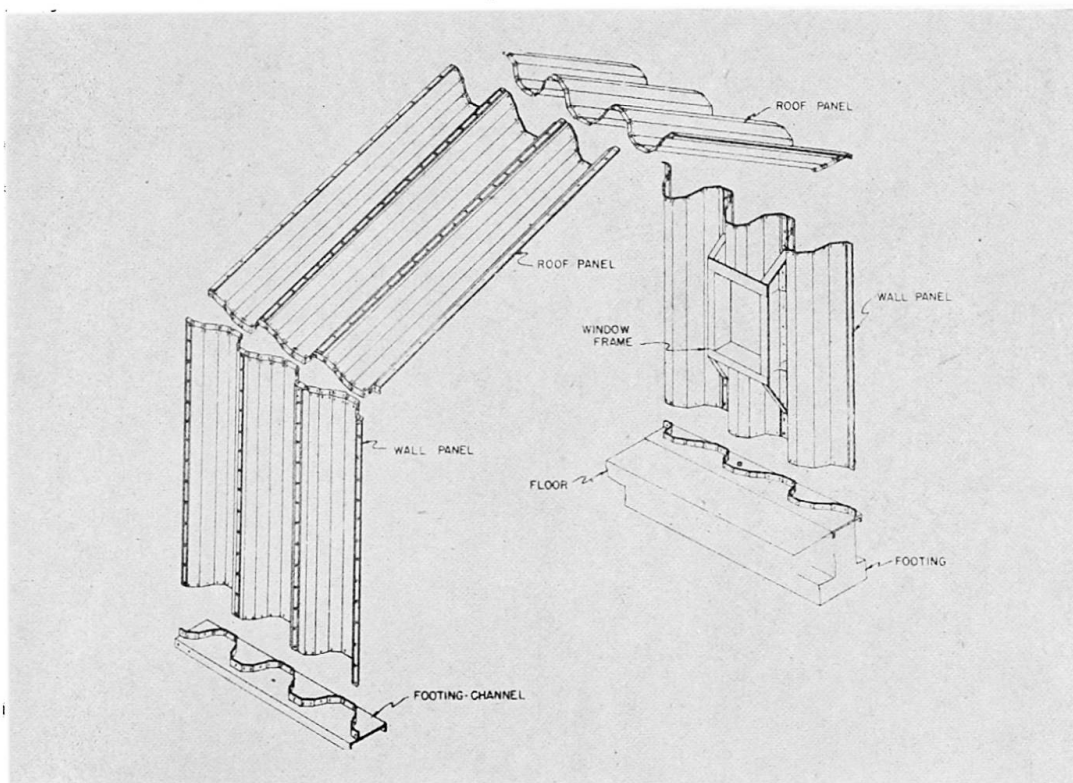


Fig. 11. Construction details of frameless building of Fig. 10. Individual, rigid trough members up to 34 in. wide, 7.5 in. deep (Behlen Manuf. Co.)

measurements,¹⁹ has shown that shear lag is inconsequential for beams with reasonably uniformly distributed loads. For beams with L/b less than about 15 under concentrated loads appropriate allowance must be made for shear lag,¹⁹ for which simple provisions are made in the Specification. Furthermore, it has been observed that very wide beam flanges tend to curl inward toward the neutral axis. This phenomenon is not related to instability, i.e. it occurs in tension as well as in compression flanges. This tendency to curl is caused^{19, 10} by the radial component of the compression and tension stresses in bent beams. This component, directed along the radius of curvature, acts like a load normal to the flange surface which tends to bend the flange toward the neutral axis. In beams of customary dimensions this type of deformation is negligible. A special provision in the Specification guards against excessive curling in such unusual cases where it may become significant.

A great variety of means and methods is used for *connections* in light-gauge steel structures.

The strength of individual *spot-welds* has been investigated and recommended values and procedures have been published by the American Welding Society,²⁰ which have been adopted in the Specification. Provisions for a number of other features are included, such as the required strength and spacing of spot-welds which connect two channels to form an I-beam (fig. 1), a very frequent structural shape in light-gauge steel construction.

Little general information is available as yet on the strength and performance of the various types of connecting means in common use. It is known from unpublished extensive tests by J. H. Cissel and L. M. Legatski at the University of Michigan that the strength of single and multiple bolts for connecting thin steel sheet cannot be computed on the same basis as customary bolted or riveted connections in conventional steel structures. However, evidence on these and other types of connections is not yet sufficiently broad to allow the formulation of generally applicable design

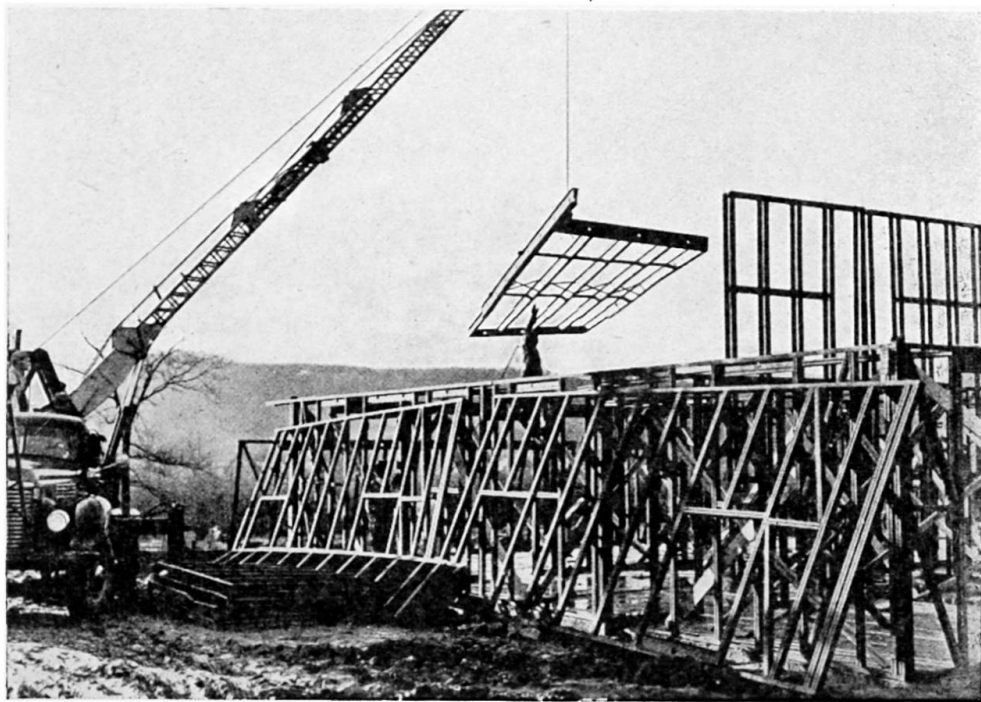


Fig. 12. Erection of prefabricated wall and floor panels for two-storey apartment houses (Stran Steel Division, Great Lakes Steel Corp.)

provisions. The establishment of such provisions is being retarded by the great variety of special connection devices now in common use, each of them adapted to special conditions, such as limited or one-sided accessibility. For this reason it is present practice for fabricators of such structures to convince themselves of the capacity of their own connections by limited numbers of tests adapted to their special requirements. It is hoped that future editions of the Specification will eventually fill this gap and provide general requirements for connection design.

This condensed review of the scope, content and research background of the Specification is merely intended to afford a cursory view of the specific problems of light-gauge steel design. It is hoped that the extensive references to published investigations, together with the Specification proper and the *Design Manual*,^{1, 2} will enable the more inquisitive reader to inform himself in more detail on the various features which have been so briefly discussed here.

ILLUSTRATIVE EXAMPLES

A very few examples of erected structures must suffice to illustrate the scope and use of this method of construction.

Fig. 8 shows the most widely known such structure, the Quonset Hut, which, during the last war, has seen service all over the globe and is widely used for agricultural, industrial and commercial purposes. Light-gauge steel arches are covered by corrugated sheet steel to provide a utility building which is easily shipped and quickly erected. Fig. 9 illustrates another type of utility building with light-gauge steel walls and roofs on a steel rigid frame. A very different type of utility building of frameless construction is shown on figs. 10 and 11. Individual sheet steel units are up to 34 in. wide and 7.5 in. deep and are trough-shaped to provide great rigidity. They are connected in such a manner that the corrugated elements form transverse, self-supporting rigid frames.

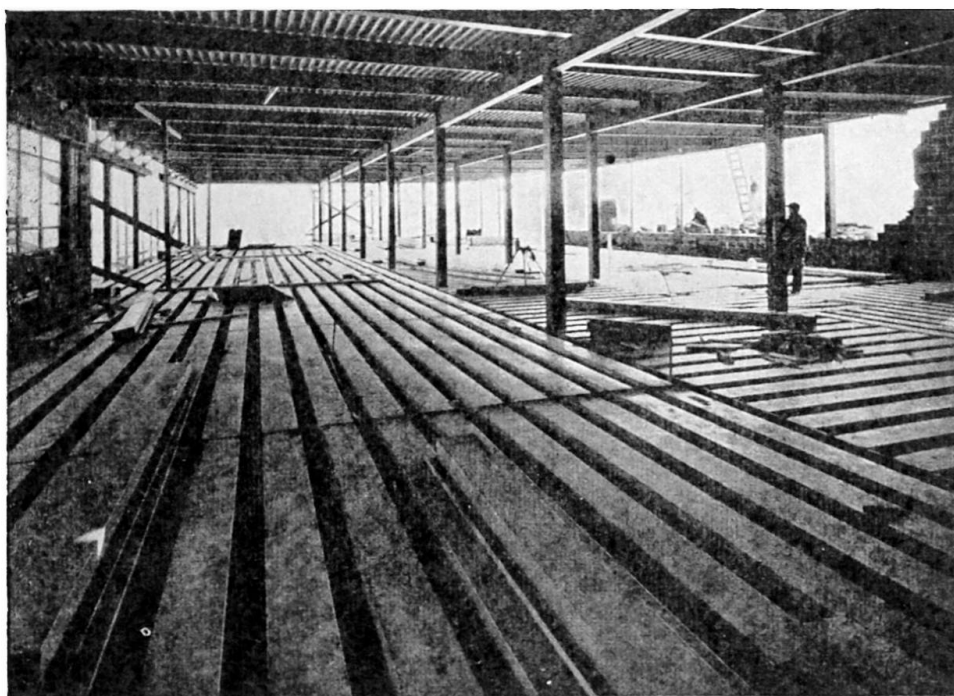


Fig. 13. Light-gauge steel floor panels and roof decks on conventional steel frame for school building (Detroit Steel Products Co.)



Fig. 14. Electric power plant. Light-gauge steel wall, floor, and roof panels on heavy steel frame (Detroit Steel Products Co.)



Fig. 15. Auditorium and recreation building. Light-gauge wall, floor and roof panels on conventional steel frame. Exterior sheet of wall panels is aluminium (Detroit Steel Products Co.)

Fig. 12 shows the erection of light steel wall and floor panels, prefabricated on a mass-production basis and used in this case for two-storey apartment buildings of permanent type in a large housing development. Light-gauge steel floor panels and roof decks on conventional steel framing are shown on the school building of fig. 13.

Figs. 14 and 15 show an industrial and recreational building in which conventional steel construction is used for the main framing, while all walls, floors and roofs are made of light-gauge steel panels.

Light-gauge steel is also used for roof trusses, rigid frames, portable industrial and military buildings of a more temporary nature, movable interior partitions to provide flexibility of use in large, permanent-type buildings, and for many other purposes.

BIBLIOGRAPHY

(The abbreviation C.U.E.E.S., below stands for publications of the Cornell University Engineering Experiment Station, Ithaca, New York.)

- (1) AMER. IRON AND STEEL INSTITUTE. *Specification for the Design of Light Gauge Steel Structural Members*, 1946.
- (2) AMER. IRON AND STEEL INSTITUTE. *Light Gauge Steel Design Manual*, 1949.
- (3) "Die vorläufigen Richtlinien für den Stahlleichtbau im Hochbau, DIN 4115," *Bautechnik*, **26**, 1949, pp. 90, 377, 378.
- (4) W. S. SMITH. "Cold Formed Sections in Structural Practice with a Proposed Design Specification," *The Structural Engineer*, **29**, 1951, p. 165.
- (5) AMER. SOC. FOR TESTING MATERIALS. Standards A245-48T, A246-48T, A303-48T for Structural Quality Sheet and Strip Steel.
- (6) AMER. IRON AND STEEL INSTITUTE. *The Durability of Light-weight Types of Steel Construction*, 1942.
- (7) B. L. WOOD. *Fire-Protection through Modern Building Codes*, 2nd ed., Amer. Iron and Steel Institute, 1950.
- (8) S. TIMOSHENKO. *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, 1936.
- (9) GEORGE WINTER. "Strength of Thin Steel Compression Flanges," *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, **112**, 1947, p. 527 (enlarged in C.U.E.E.S. Reprint No. 32, 1947).
- (10) GEORGE WINTER. "Performance of Thin Steel Compression Flanges," *Int. Assoc. Bridge & Struct. Engineering*, 3rd Congress, Prel. Publ., 1948, p. 137 (also C.U.E.E.S. Reprint No. 33).
- (11) GEORGE WINTER. "Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members," *Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers)*, 1949, p. 179 (also C.U.E.E.S. Reprint No. 33).
- (12) G. WÄSTLUND and S. G. A. BERGMANN. "Buckling of Webs in Deep Steel I-Girders," *Publ. Int. Ass. Bridge & Struct. Engineering*, **8**, 1947, p. 291.
- (13) GEORGE WINTER and R. H. J. PIAN. "Crushing Strength of Thin Steel Webs," *C.U.E.E.S. Bull. No. 35*, Part 1, 1946.
- (14) GEORGE WINTER. "Strength of Slender Beams," *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, **109**, 1944, p. 1321.
- (15) GEORGE WINTER. Discussion of "Strength of Beams as Determined by Lateral Buckling," by K. de Vries, *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, **112**, 1947, p. 1272.
- (16) GEORGE WINTER, W. LANSING and R. B. MCCALLEY. "Performance of Laterally Loaded Channel Beams," *Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers)*, 1949, p. 49 (also C.U.E.E.S. Reprint No. 33).
- (17) W. LANSING. "Performance of Thin Walled Open Section Beams Loaded in Combined Torsion and Flexure" (approved by Amer. Soc. Civ. Eng. for early publication as a Proc. Separate).
- (18) G. G. GREEN, GEORGE WINTER and T. R. CUYKENDALL. "Light Gauge Steel Columns in Wall-Braced Panels," *C.U.E.E.S. Bull. No. 35*, Part 2, 1947.

- (19) GEORGE WINTER. "Stress Distribution in and Equivalent Width of Flanges of Wide, Thin-Wall Steel Beams," Nat. Adv. Comm. for Aeronautics, Tech. Note No. 784, 1940 (also *C.U.E.E.S. Reprint No. 33*).
- (20) AMERICAN WELDING SOCIETY. "Recommended Practices for Spot Welding Low-Carbon Steel," *Welding Handbook*, 3rd ed., 1950, p. 403.

Summary

Light-gauge steel structures are fabricated of hot-rolled sheet or strip steel 0.03 to 0.15 in. thick. They are shaped by cold-forming and connected by spot-welds, screws, bolts or other means. This construction is widely used in the U.S.A. (a) for moderate spans and loads, and (b) where load-carrying members are to provide useful surfaces (walls, floors, roofs). Since ordinary design methods need modification in view of the thinness of the material, the American Iron and Steel Institute, in 1946, issued corresponding design specifications largely based on the research of the writer and his collaborators. In this paper the technical background of the chief features of this specification is briefly reviewed. The main topics are: materials and safety factor, local buckling, compression members, webs of beams, bracing of beams, and miscellaneous features. Illustrated examples are given of current structural use of light-gauge steel.

Résumé

Les éléments en tôle mince sont fabriqués à partir de feuilles ou de bandes d'acier laminé à chaud, de 0,75 à 4 mm. d'épaisseur. Ces éléments sont façonnés à froid et assemblés par soudure par points, par vis, par boulons ou autres modes d'assemblage. Ce mode de construction est largement répandu aux Etats-Unis (a) pour les charges et portées modérées et (b) lorsque ces éléments doivent fournir en même temps des surfaces utilisables (murs, planchers, toits). La minceur de la tôle impliquant la nécessité de modifier les conceptions habituelles, l'American Iron and Steel Institute a, en 1946, publié des spécifications nouvelles appropriées, largement basées sur les travaux de l'auteur et de ses collaborateurs. Les bases techniques essentielles de ces spécifications sont brièvement passées en revue dans le présent rapport. Les questions principales qui y sont abordées sont les suivantes: matériaux, coefficient de sécurité, flambage local, pièces travaillant en compression, âmes et renforcements latéraux des poutres, caractéristiques diverses. Des exemples avec figures mettent en évidence les conditions courantes d'emploi de la tôle mince.

Zusammenfassung

Leicht-Profil-Stahlkonstruktionen sind aus heissgewalzten Stahlblechen oder Bandstählen von 0,8 bis 3,8 mm. Stärke angefertigt, die durch Kaltverformung profiliert und mit Hilfe von Schweisspunkten, Schrauben, Bolzen oder anderen Verbindungsmitteln zusammengefügt werden. Diese Bauweise ist in den Vereinigten Staaten stark verbreitet (a) bei mässigen Belastungen und Spannweiten (b) wenn die Tragelemente gleichzeitig als nutzbare Flächen (Wände, Böden, Dächer) verwendet werden. Im Sinne der Notwendigkeit einer Anpassung der gebräuchlichen Entwurfs-Grundsätze an die geringe Stärke des Konstruktionsmaterials hat das American Iron and Steel Institute im Jahre 1946 entsprechende Normen herausgegeben, die sich weitgehend auf die Forschungsarbeiten des Verfassers und seiner Mitarbeiter stützen. Im vorliegenden Aufsatz werden die technischen Grundlagen der wichtigsten Abschnitte dieser Normen kurz angegeben. Die Hauptpunkte sind: Materialien und Sicherheitsfaktor, örtliches Ausbeulen, Druckstäbe, Stege und Verbände der Balken und verschiedene weitere Besonderheiten. Es werden Beispiele und Abbildungen der gebräuchlichsten Konstruktionsformen des Leicht-Profil-Stahlbaus gegeben.

BII 1

Récherches expérimentales sur la résistance au voilement de l'âme des poutres à âme pleine

Experimental investigations regarding the resistance to buckling of the web plates of solid-web girders

Experimentelle Untersuchungen über den Beul-Widerstand der Stehbleche von Vollwand-Trägern

Ch. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

INTRODUCTION

L'étude théorique rigoureuse des phénomènes qui accompagnent le voilement de l'âme des poutres à âme pleine est quasi-insurmontable, parce qu'elle devrait prendre en considération, pour représenter la réalité, les imperfections initiales des panneaux d'âme et les propriétés plastiques réelles de l'acier utilisé. Elle devrait de plus s'étendre aux grandes déformations de l'âme et envisager le mode d'appui réel de celle-ci sur ses bords. C'est pourquoi la détermination du coefficient de sécurité vis à vis du voilement doit se faire avant tout par des essais représentant aussi bien que possible le comportement des poutres réelles, c'est à dire des essais à grande échelle.

Si l'on passe en revue la littérature technique sur le voilement des âmes, on s'aperçoit qu'à côté de près de 200 mémoires théoriques, on ne compte qu'une dizaine de recherches expérimentales sur le sujet.

Ce fait est dû à deux causes:

- (a) la difficulté de réaliser et d'ausculter des modèles de poutres,
- (b) la nécessité d'utiliser de grands modèles, ce qui entraîne des dépenses considérables et la construction de machines spéciales pour la mise en charge des modèles dans le feuillet moyen de l'âme.

Par suite de la naissance de tensions de membrane,* les déplacements transversaux de l'âme ne présentent pas du tout l'aspect de croissance hyperbolique en fonction de

* Voir à ce sujet Ch. Massonnet, "Le voilement des plaques planes sollicitées dans leur plan," Troisième Congrès de l'A.I.P.C., Liège, 1948, Rapport Final, 291-300.

la charge que l'on observe dans le flambage des barres comprimées (fig. 1), mais au contraire une progression continue (fig. 2), de sorte qu'il est très difficile de distinguer le moment où l'on atteint la charge critique et de mesurer cette dernière.

C'est pour cette raison que la plupart des essais de voilement antérieurs ont manqué leur but fondamental qui était de comparer les charges critiques réelles avec

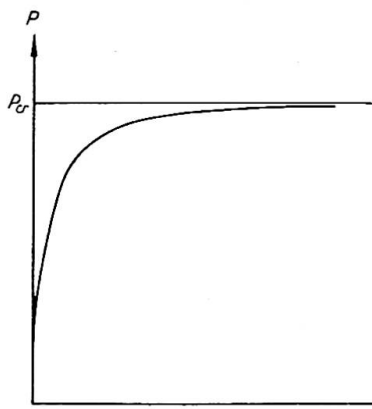


Fig. 1

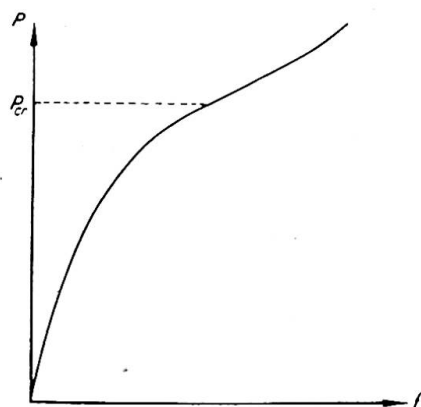


Fig. 2

les différentes solutions théoriques développées en envisageant divers modes de fixation du panneau d'âme sur son pourtour; ils n'ont pas permis de décider quel était le degré d'encastrement réel du panneau sur ses bords.

Par ailleurs, la plupart des essais effectués jusqu'ici ne représentent pas fidèlement la sollicitation d'une poutre à âme pleine. Ou bien le modèle est à trop petite échelle et présente par conséquent des imperfections relatives trop fortes, ce qui fausse les conclusions de l'essai; ou bien les expériences sont faites sur des plaques isolées et les conditions d'appui ne sont pas celles existant dans un panneau d'âme, ce qui empêche d'en tirer des résultats précis applicables aux poutres de pont réelles; ou bien, enfin, pour limiter les dépenses et l'encombrement des modèles, ceux-ci sont réduits à un seul panneau. Dans ce cas, la sollicitation du modèle peut différer appréciablement de celle d'un panneau de poutre à âme pleine.

A notre connaissance, il n'a pas été réalisé jusqu'ici d'expériences sur des modèles de poutres de grandes dimensions, où l'on a mesuré systématiquement la charge critique de voilement des divers panneaux d'âme.

Nous avons tenté de réaliser des essais de ce genre en mettant en œuvre les principes suivants:

- (a) La poutre d'essai sera de grandes dimensions (13×1 m.).
- (b) La poutre sera réalisée par soudure avec un soin extrême de manière à obtenir des panneaux d'âme aussi plans que possible et par conséquent une charge critique expérimentale aussi bien définie que possible.
- (c) On mesurera cette charge critique par la méthode statique proposée par Southwell. Cette méthode n'étant pas destructive, il suffira d'utiliser une seule poutre d'essai et de faire varier la mise en charge de manière à réaliser différentes combinaisons de tensions de flexion et de cisaillement dans les divers panneaux d'âme.
- (d) On terminera par des essais poussés jusqu'à rupture, pour apprécier la capacité de résistance de la poutre après dépassement de la charge critique.

BREF RAPPEL DES RÉSULTATS THÉORIQUES NÉCESSAIRES

Appelons b la hauteur de l'âme et h son épaisseur.

La théorie du voilement d'un panneau d'âme rectangulaire a été faite en supposant qu'on pouvait isoler ce panneau du restant de la poutre. Les tensions de flexion appliquées dans le plan du panneau sont supposées égales sur les deux bords verticaux et se déduisent du moment fléchissant agissant au milieu du panneau, par la formule élémentaire $\sigma = My/I$; quant aux tensions de cisaillement τ , elles s'obtiennent en divisant l'effort tranchant par la section de l'âme: $\tau = T/bh$ et elles provoquent dans la plaque un état de cisaillement pur.

Le calcul de la charge critique a été fait par Timoshenko dans le cas où la plaque est appuyée sur ses quatre bords, par Nölke et Iguchi dans le cas où les deux côtés horizontaux sont parfaitement encastrés et les deux verticaux appuyés. La tension σ ou τ critique est donnée par la formule

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{cr}^0 \\ \text{ou} \\ \tau_{cr}^0 \end{array} \right\} = \left. \begin{array}{l} k_{\sigma} \\ \text{ou} \\ k_{\tau} \end{array} \right\} \sigma_e$$

où $\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\eta^2)} \left(\frac{h}{b}\right)^2$ est la tension de référence d'Euler; E représente le module d'Young et η le coefficient de Poisson. Le coefficient de voilement k_{σ} de la plaque soumise à la flexion pure dans son plan est défini par le diagramme fig. 3 où la courbe a s'applique à la plaque appuyée sur ses quatre bords et la courbe b à celle encastree sur ses deux bords, appuyée sur les deux autres. On a porté en abscisses le rapport $\alpha = a/b$ des côtés de la plaque. De même, le coefficient de voilement k_{τ} de la plaque soumise au cisaillement pur dans son plan est défini par le diagramme fig. 4 où la

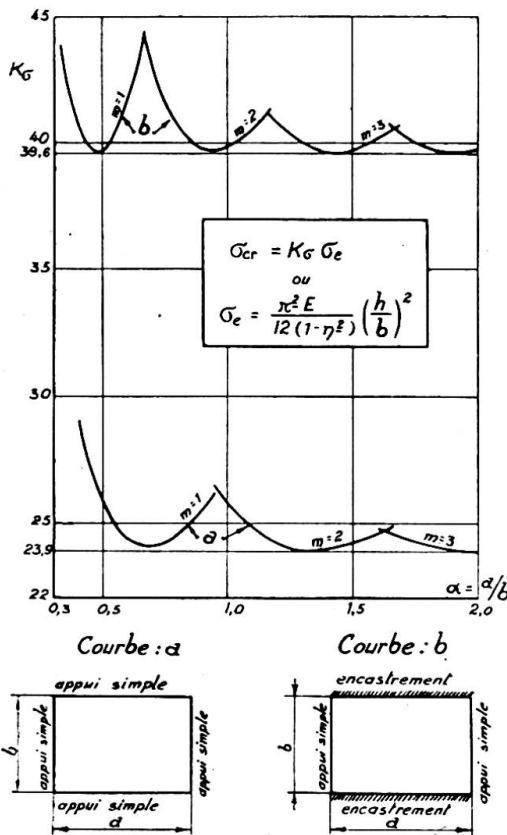


Fig. 3

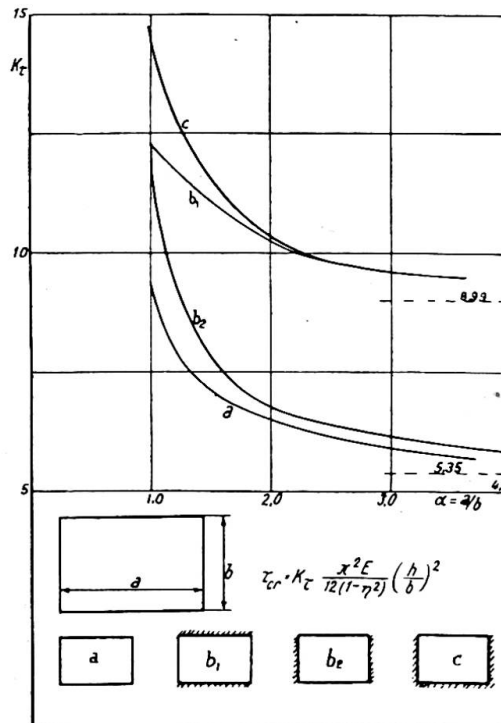


Fig. 4

courbe a s'applique à la plaque simplement appuyée sur les quatre bords et les courbes b_1 et b_2 à des plaques respectivement encastées sur les deux bords horizontaux et sur les deux bords verticaux.

Considérons maintenant le cas d'un panneau soumis simultanément à des tensions σ et τ dans son plan. Soient:

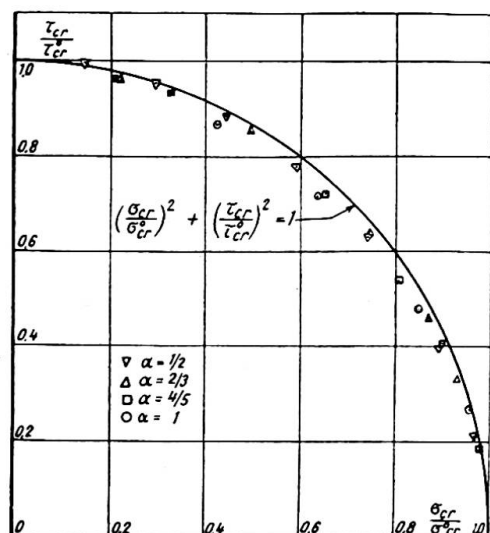


Fig. 5

les tensions critiques du panneau considéré, supposé sollicité par des tensions normales seules ou par des tensions tangentielles seules,

$\sigma_{cr}^0 = k_\sigma \sigma_e$
 $\tau_{cr}^0 = k_\tau \tau_e$

σ_{cr} et τ_{cr} tensions normale et tangentielle qui produisent le voilement en agissant *simultanément*.

Le diagramme de la fig. 5 a été construit en portant, pour des panneaux de rapports $\alpha = \frac{1}{2}$, $\frac{2}{3}$, $\frac{4}{5}$ et 1 les valeurs de $\sigma_{cr}/\sigma_{cr}^0$ en abscisses et celles de τ_{cr}/τ_{cr}^0 en ordonnées. On constate que les points calculés ne diffèrent pas sensiblement de la circonférence d'équation:

$$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^0}\right)^2 = 1$$

Nous pouvons donc accepter cette équation simple comme équation de la "courbe d'interaction" liant les valeurs critiques σ_{cr} et τ_{cr} .

CHOIX DU CRITÈRE SERVANT A LA DÉTERMINATION DE LA CHARGE CRITIQUE EXPÉRIMENTALE

Avant de passer à la description des essais, il faut encore résoudre la question du choix du critère qui permettra de mesurer la charge critique expérimentale de voilement de chacun des panneaux étudiés.

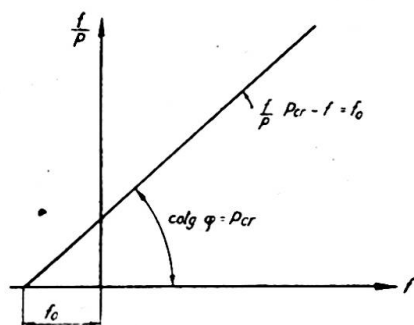


Fig. 6

Après une étude approfondie des diverses possibilités, nous avons décidé d'utiliser la méthode proposée par Southwell* en 1932 pour déterminer la charge critique d'une barre bi-articulée chargée de bout d'une force P , à partir des mesures expérimentales de la flèche transversale f .

Southwell a montré que, si l'on trace un diagramme en portant la flèche f en abscisses et le rapport f/P en ordonnées, tous les points expérimentaux tombent sur une ligne droite (fig. 6).

Cette droite coupe l'axe des abscisses ($f/P=0$) à la distance $-f_0$ de l'origine, qui mesure l'imperfection totale équivalente de la barre; la valeur de la charge critique est donnée par l'inverse du coefficient angulaire de cette droite, c'est-à-dire $\cotg \phi$.

Le résultat qui précède a été considérablement généralisé en 1934 par Fairthorne.† Cette généralisation peut s'énoncer comme suit: considérons un système élastique quelconque, soumis à des forces Q constantes. Appliquons à ce système des forces

* R. V. Southwell, *Proc. Roy. Soc. (London)*, Series A, 135, 601, 1932.

† R. A. Fairthorne, Royal Aircraft Establishment, Report M.T. 5575, 1934.

P croissant proportionnellement l'une à l'autre et capables de provoquer l'instabilité élastique du système.

Construisons un diagramme en portant en abscisses le déplacement transversal f d'un point du système et en ordonnées, le rapport de ce déplacement à l'une quelconque $P^{(i)}$ des forces P . La courbe obtenue est une droite, qui coupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse $-f_0$. L'inverse de la pente de cette droite est pratiquement égal à la valeur critique $P_{cr}^{(i)}$ de la force $P^{(i)}$ envisagée, lorsque toutes les forces constantes Q et variables P agissent simultanément sur le système.

D'autre part, la quantité f_0 représente l'imperfection totale du système avant application des forces P , c'est-à-dire la somme de son imperfection à l'état naturel non contraint et de l'imperfection supplémentaire provoquée par les forces constantes Q .

Le théorème de Southwell généralisé n'est valable que tant qu'on peut appliquer la théorie linéaire des plaques. Il en résulte que les tensions de membrane qui se développent dans le feuillet moyen des panneaux d'âme au fur et à mesure que ceux-ci prennent une courbure transversale vont fausser la méthode de Southwell. Pour que cette méthode donne de bons résultats, il faut qu'on puisse augmenter la sollicitation jusqu'au voisinage de la charge critique sans que la plaque ne prenne des déplacements transversaux importants, de manière que l'effet des tensions de membrane reste faible.

Cette condition ne peut être remplie que si l'on réalise la poutre d'essai avec un soin extrême, de manière à obtenir une planéité exceptionnellement bonne des panneaux d'âme et qu'en outre on fait agir les charges exactement dans le plan de symétrie de l'âme.

D'une analyse mathématique détaillée à laquelle nous nous sommes livré à ce propos, nous avons conclu que:

(1) La méthode donne des valeurs de la charge critique de voilement toujours erronées par excès.

(2) L'erreur commise est normalement inférieure à 10 % si:

- (a) La droite de Southwell est tracée en utilisant des flèches f inférieures à 10 % de l'épaisseur de la plaque;
- (b) La flèche initiale du panneau, définie par le tracé de la droite de Southwell, est inférieure à 15 % de l'épaisseur de la plaque.

Dans la plupart de nos essais, nous avons obtenu, pour des charges comprises entre 0,3 et 0,9 P_{cr} , toute une série de points expérimentaux se disposant exactement sur une droite, qui définit ainsi la charge critique de manière précise. Les points expérimentaux ultérieurs sont influencés par les tensions de membrane et se disposent sous la droite; nous n'en avons pas tenu compte dans la détermination de P_{cr} .

DESCRIPTION ET RÉSULTATS DES ESSAIS

Généralités

Nous pouvons aborder maintenant la description et les résultats de nos essais.

Ceux-ci constituent la première partie d'un programme général d'étude. Ils ont pour but d'étudier la stabilité au voilement de panneaux d'âme non raidis et ont été effectués sur une poutre munie de raidisseurs verticaux rigides.

Nous envisageons d'étudier ensuite la stabilité de panneaux raidis, en effectuant des essais sur poutres à raidisseurs verticaux et horizontaux flexibles; ces essais sont en préparation en ce moment.

Les essais ont été exécutés dans la Halle Expérimentale du Laboratoire d'Essais

des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège, que son directeur, Mr. le Recteur Campus, a bien voulu mettre à notre disposition. Cette halle permet de solliciter statiquement ou dynamiquement des poutres d'une portée allant jusqu'à 20 m. et de hauteur quelconque.

Le dispositif expérimental que nous avons choisi est représenté à la fig. 7. Il comporte une poutre de 13 m. de longueur et 1 m. de hauteur d'âme, appuyée en

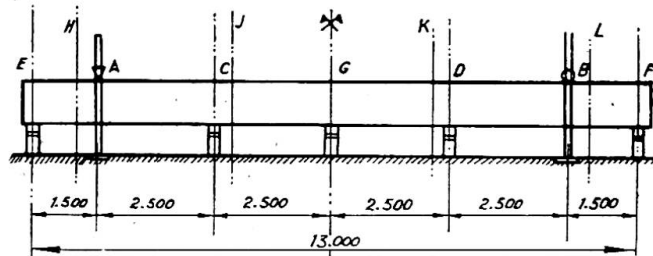


Fig. 7

A et B et soumise de bas en haut à l'action de un, deux, ou trois vérins hydrauliques. Pour pallier le danger de déversement, la poutre est maintenue verticalement par des cadres fixes, placés en A, B, C, D.

Les vérins sont divisés en deux groupes comportant chacun un ou deux vérins. Chaque groupe possède sa pompe à huile et son dynamomètre séparés, de sorte qu'il est possible de faire varier indépendamment les efforts provoqués par les vérins des deux groupes.

La poutre d'essai possède des tables d'épaisseur constante de 200×15 mm. de section et une âme d'épaisseur variable par tronçons, de 4 à 6 mm. Elle est divisée par des raidisseurs verticaux en 13 panneaux présentant des rapports de côtés $\alpha = a/b$ différents et convenablement choisis (fig. 8).

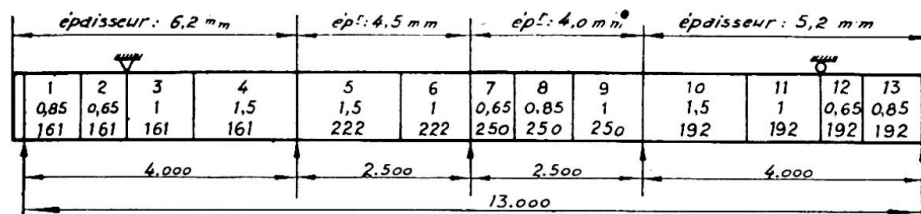


Fig. 8

Il est possible de mettre en œuvre, selon les besoins, un, deux, ou trois des cinq vérins représentés à la fig. 7 et de régler au mieux les efforts qu'ils exercent; on peut ainsi réaliser autant de sollicitations différentes de la poutre qu'on le désire et étudier pour chacune d'elles la stabilité de plusieurs panneaux de la poutre. On constate ainsi qu'à l'aide de la seule poutre de 13 m., on peut déterminer de très nombreuses charges critiques réparties dans le domaine à trois dimensions:

$$161 \leq \frac{b}{h} \leq 250$$

$$0,65 \leq \frac{a}{b} \leq 1,50$$

$$0 \leq \frac{\tau_{cr}}{\sigma_{cr}} \leq \infty$$

Les propriétés mécaniques de l'acier ont été déterminées après achèvement des essais sur des éprouvettes prélevées dans l'âme (4) et dans les semelles (4) de la poutre. Les résultats principaux sont les suivants:

E : en moyenne 20.800 kg./mm.²

R_e des âmes: 35 kg./mm.², sauf pour le panneau de 4 mm. d'épaisseur où il vaut $R_e=25$ kg./mm.²

R_e des semelles: 28 kg./mm.²

Les photographies figs. 9 et 10 donnent une vue d'ensemble du montage utilisé

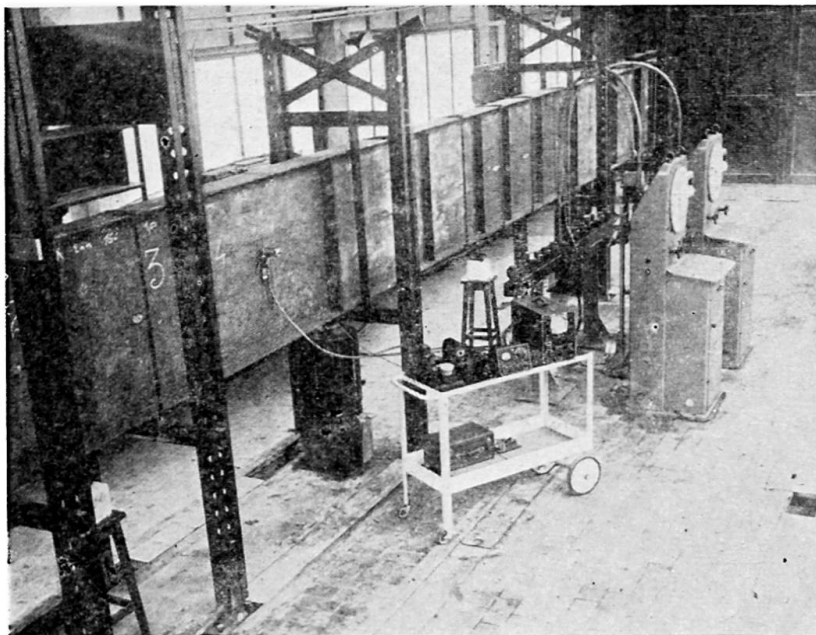


Fig. 9

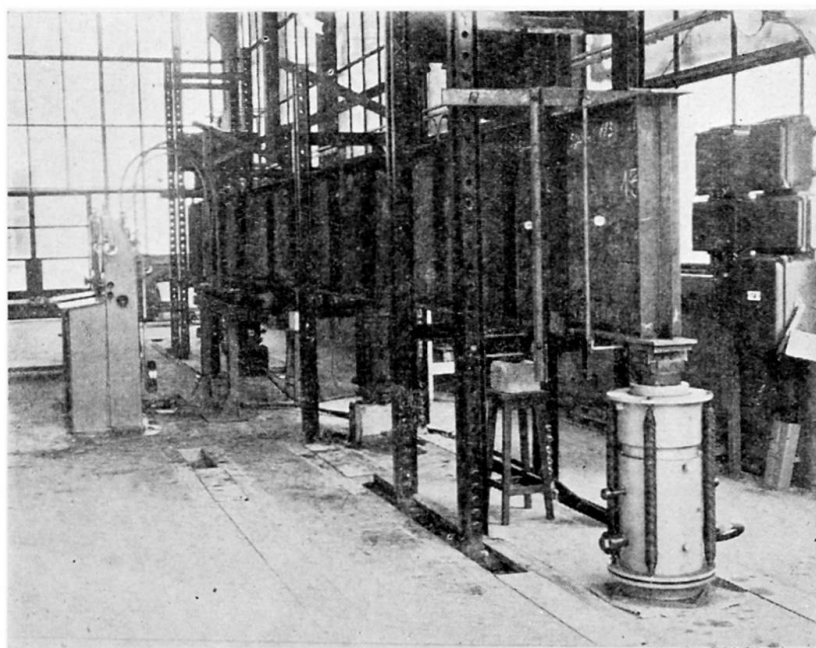


Fig. 10

pour les essais non destructifs. Chacun des deux dynamomètres à pendule alimente en huile sous pression, au moyen d'un tuyau coudé en acier, une rampe de distribution à six directions sur laquelle on peut brancher autant de vérins qu'on le désire, à l'aide de tuyaux souples en caoutchouc armé.

La fig. 9 montre un vérin de 50 tonnes agissant entre les appuis. La fig. 10, deux vérins de 50 tonnes agissant entre les appuis et un vérin de 100 tonnes appliqué à l'extrémité droite en encorbellement de la poutre d'essai. Les deux vues montrent aussi les quatre cadres de guidage assurant la poutre d'essai contre le flambage latéral. Deux de ces cadres sont placés contre les deux vérins médians, les deux autres sont fixés aux montants extérieurs des deux dispositifs d'appui.

Nous avons mesuré les flèches transversales des panneaux à l'aide de comparateurs au 100ème de mm. placés au centre de chaque panneau; on a de plus relevé la déformée de la poutre dans le plan vertical à l'aide de quatre fleximètres.

Essais non destructifs

Nous avons cherché à utiliser au maximum les possibilités du montage décrit ci-dessus et, dans ce but, nous avons réalisé successivement toutes les mises en charge indiquées au tableau ci-dessous (fig. 11). Ces 44 mises en charge différentes

Sollicitation type	Schéma	Valeurs de β réalisées.	Sollicitation type	Schéma	Valeurs de β réalisées.
A		0 1,2 0,2 1,4 0,4 1,6 0,6 3 0,8 4 1,0 ∞	D		0,4 0,8 1 1,2 1,4 1,8
B		1 2 3 4	E		0,4 1 3 ∞
C		0,4 1,4 0,8 5/3 1 2 1,2	F		1,2 1,6 2,2 3
G		1/4 1 1/2 1,5 3/4 2			

Fig. 11

nous ont permis de déterminer, par le tracé du diagramme de Southwell, 155 charges critiques différentes des 13 panneaux composant la poutre. En vue de garantir à la méthode une précision de 10 %, nous avons écarté après coup toutes les déterminations de charges critiques qui correspondaient à une flèche initiale f_0 supérieure aux 15 % de l'épaisseur de la plaque. Cela nous conduit à écarter 42 déterminations de P_{cr} sur le total de 155.

L'ensemble des charges critiques relevées nous a permis de construire sept diagrammes correspondant à ceux des panneaux intérieurs de la poutre pour lesquels on a rassemblé un nombre suffisant de mesures.

Dans ces diagrammes, σ_{cr} a été porté en abscisses et τ_{cr} en ordonnées; on a représenté également les tensions critiques théoriques des panneaux, calculées par les

formules de Timoshenko dans l'hypothèse d'une plaque simplement appuyée sur ses quatre bords et par Nölke et Iguchi dans l'hypothèse d'une plaque encastrée sur les deux bords horizontaux et librement appuyée sur les deux bords verticaux. Les couples de valeurs théoriques σ_{cr}^o , τ_{cr}^o , ont été réunies par l'ellipse d'équation:

$$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^o}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^o}\right)^2 = 1$$

qui représente la courbe d'interaction entre σ_{cr} et τ_{cr} .

Par suite du manque de place, nous ne reproduisons ici que quatre des sept diagrammes obtenus (figs. 12 à 15).

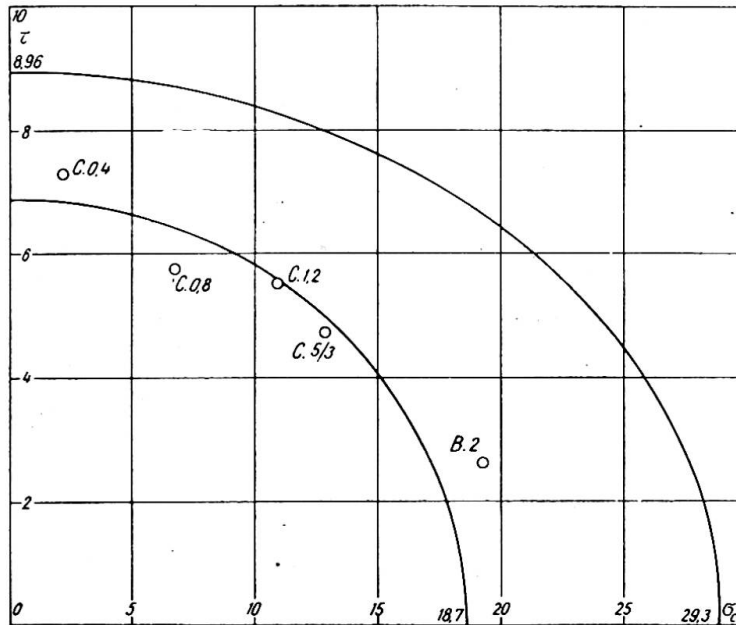


Fig. 12. Panneau : 3

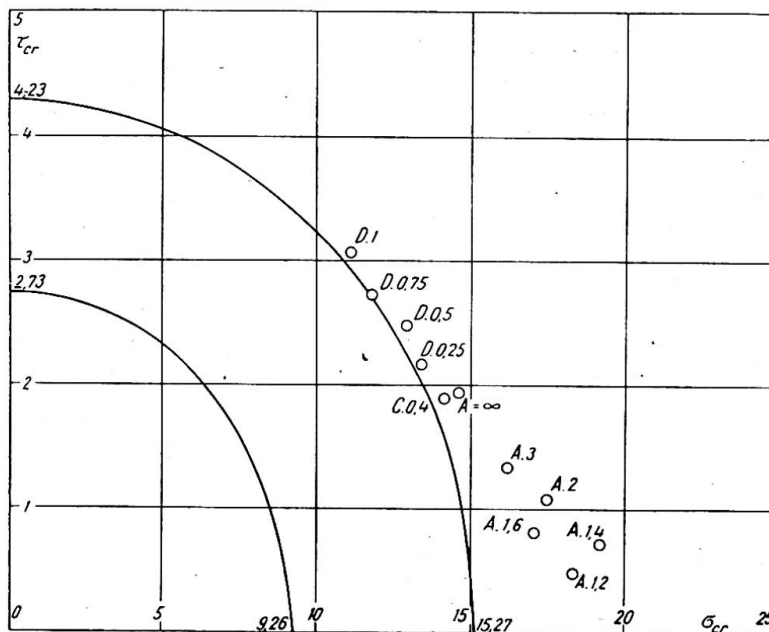


Fig. 13. Panneau : 5

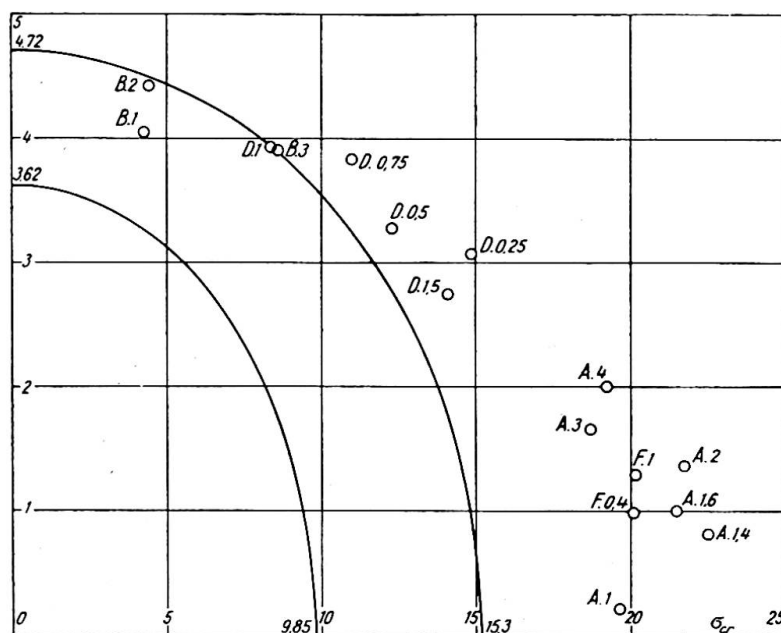


Fig. 14. Panneau : 6

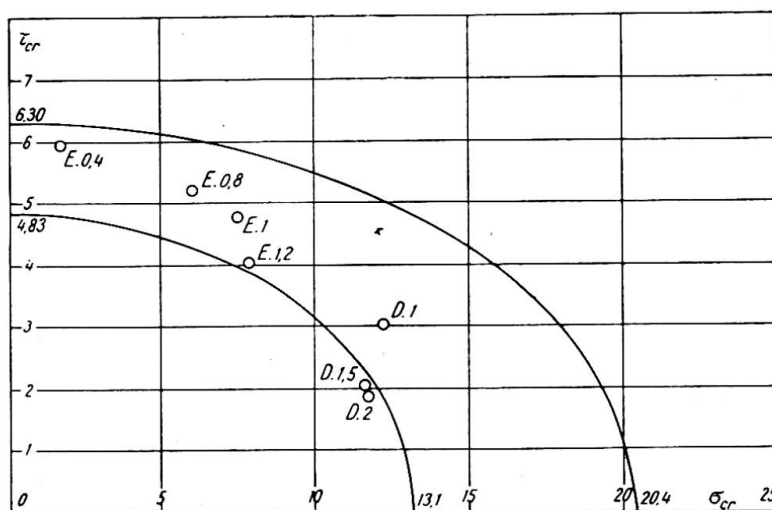


Fig. 15. Panneau : 11

Ces diagrammes appellent les remarques suivantes:

(a) Les tensions critiques expérimentales sont très généralement supérieures aux valeurs théoriques calculées par Timoshenko dans l'hypothèse d'une plaque appuyée sur ses quatre bords et en général du même ordre de grandeur que celles calculées par Nölke et Iguchi dans l'hypothèse d'une plaque appuyée-encastree.

(b) La dispersion des résultats expérimentaux est grande; ce fait est sans doute dû par une part à l'imperfection de la méthode de Southwell, mais il provient également de ce que l'âme est une plaque continue sur plusieurs appuis, de sorte que la stabilité d'un panneau déterminé dépend de celle des panneaux voisins. Comme la stabilité relative des panneaux adjacents n'est pas la même pour tous les types de mise en charge, il n'est pas absurde d'obtenir à l'aide de mises en charge différentes, des points expérimentaux alignés sur une droite passant par l'origine.

(c) Le rapport entre les valeurs expérimentales et théoriques est plus grand pour

les panneaux à rapport α faible (0,65 et 0,85) que pour ceux à rapport α grand (1 et 1,5). Si l'on prend comme point de comparaison les tensions critiques théoriques de Nölke et Iguchi, on trouve que le rapport en question est supérieur à 1 pour les petits panneaux (0,65 et 0,85), sensiblement égal à 1 pour les panneaux carrés ($\alpha=1$) et inférieur à 1 pour les grands panneaux ($\alpha=1,5$).

(d) La théorie sous-estime nettement plus la résistance au voilement par flexion que celle au voilement par cisaillement. Si l'on compare pour chaque panneau les valeurs *minima* des tensions critiques expérimentales aux valeurs des tensions critiques théoriques de Timoshenko, on peut dresser le tableau I suivant:

TABLEAU I

	$\alpha=1$					$\alpha=1,5$			
	Numéro du panneau								
	3	6	9	11	moyenne	4	5	10	moyenne
$\sigma_{cr}^{exp}/\sigma_{cr}^{théor}$	1,1	2,0	2,2	1,0	1,57	1,15	1,8	1,25	1,40
$\tau_{cr}^{exp}/\tau_{cr}^{théor}$	0,9	1,2	?	1,1	1,07	1,0	1,35	1,1	1,15

Comme on l'a dit antérieurement, la déformation de la poutre dans le plan vertical a été mesurée, à l'aide de quatre fleximètres, dans chacune des 44 mises en charge. Les diagrammes flèche-charge relevés expérimentalement sont tous rigoureusement linéaires, et par conséquent ne valent pas la peine d'être reproduits. On en retiendra simplement que le voilement élastique des panneaux d'âme ne perturbe en aucune façon la déformation d'ensemble élastique et linéaire de la poutre.

Essais jusqu'à rupture

Abordons maintenant la description des trois essais de rupture qui ont été exécutés achèvement des essais non destructifs.

Le premier de ces essais a eu lieu sur la poutre complète; la disposition des charges avait été choisie de manière à provoquer une déformation plastique dans la zone centrale de la poutre.

Ensuite, la poutre a été divisée en trois tronçons par oxycoupage et les deux tronçons extrêmes non déformés ont été essayés successivement jusqu'à rupture.

(a) Essai jusqu'à rupture de la poutre complète

La poutre d'essai a été mise en charge par deux vérins, de 100 et 50 tonnes de puissance respectivement, commandés par la même pompe. Cette mise en charge appartient au type A, $\beta=0,5$. Elle a été choisie de manière à réaliser des combinaisons de tensions σ et τ aussi défavorables que possible pour la stabilité des panneaux centraux 7, 8 et 9, afin que les déformations plastiques apparaissent dans le tronçon central de la poutre.

La majorité des instruments de mesure se distinguent sur la photo fig. 16 qui représente la partie centrale de la poutre, du panneau 4 jusqu'au panneau 11. On a utilisé:

5 fleximètres, dans le but d'étudier la déformation de la poutre dans le plan vertical.

13 comparateurs au 100ème de mm., pour mesurer les déplacements transversaux de divers points des panneaux 5 à 10 au niveau de l'axe neutre.

10 tensomètres Huggenberger type A, fixés sur les semelles, de part et d'autre du vérin de 100 tonnes (section dangereuse). Ces tensomètres avaient principalement pour objet de déceler les déformations plastiques des semelles.

Enfin, 20 tensomètres ohmiques Baldwin type A3, fixés aux centres des panneaux 5 à 9 sur les deux faces de l'âme, dans des directions inclinées à 45° dans les deux sens. Ces tensomètres devaient mesurer les déformations principales de cisaillement et mettre en évidence les perturbations apportées à ces déformations par le voilement des panneaux.

La charge a été élevée par tranches de 5 tonnes jusqu'à 25 tonnes, puis par tranches de 2 tonnes au-delà. A chaque palier, on a effectué la lecture de tous les instruments. L'essai n'a présenté aucune particularité jusqu'à une charge de 40 tonnes au grand vérin, où le tronçon central de la poutre a brusquement présenté des déformations importantes par flexion et torsion. L'essai a été arrêté à 41,4 tonnes, la poutre pouvant être considérée comme hors d'usage. Le phénomène qui s'est produit est visiblement une instabilité par déversement. Cette impression première a été confirmée par l'examen ultérieur détaillé des indications des appareils de mesure.

Bien qu'on n'ait pu atteindre, dans cet essai, la charge ultime de voilement des panneaux, on peut cependant en déduire une série de résultats qui sont consignés aux lignes 2 à 5 du tableau II ci-dessous.

TABLEAU II
Principaux résultats numériques des essais jusqu'à rupture

Essai	Pan- neau N°.	Charge critique de voilement			Charge maxi- mum élas- tique	Charge ultime	$\frac{P_{exp}^{cr}}{P_{théor}^{cr}}$	$\frac{P^{él}}{P_{théor}^{cr}}$	$\frac{P_{ult}}{P_{théor}^{cr}}$
		Expéri- mentale	Théorique						
			Timo- shenko	Nölke Iguchi					
						tonnes			
Préliminaire	—	34	23,4	—	50	61,3	1,45	2,14	2,62
1er essai jusqu'à rupture	6	27	20,7	30,7	?	>41,4	1,26	?	>2,00
	7	20	15,6	28,0	?	>41,4	1,28	?	>2,65
	8	19	16,3	26,3	?	>41,4	1,17	?	>2,54
	9	19	16,6	25,6	?	>41,4	1,14	?	>2,49
2ème essai jusqu'à rupture	1	78	78,9	113	100	142	1,00	1,27	1,80
	2	83	76,5	130	100	142	1,08	1,31	1,86
	3	?	76,2	108,6	100	142	?	1,32	1,87
3ème essai jusqu'à rupture	11	67	47,0	67,1	90	107	1,43	1,91	2,28
	12	59	49,0	81,9	90	107	1,21	1,83	2,18
	13	64	48,2	68,0	90	107	1,33	1,87	2,22

On constate, en particulier, que le rapport P_{ult}/P_{cr} de Timoshenko est de l'ordre de 2,25 au moins. Si l'on remarque qu'il est généralement difficile de dépasser une tension élastique fictive de 32 kg./mm.² dans des poutres du genre étudié, par suite de l'apparition de divers phénomènes d'instabilité locale, le coefficient de sécurité réelle vis à vis de la mise hors service est $32/14=2,28$. Il n'est pas supérieur au rapport $P_{ult}/P_{cr}^{théor}$. Il s'ensuit que des panneaux d'âme sollicités à la flexion prédominante peuvent sans danger être dimensionnés avec un coefficient de sécurité 1 vis à vis du voilement calculé par les formules de Timoshenko.

(b) Le second essai

Le second essai jusqu'à rupture a été réalisé, après oxycoupage de la poutre, sur le tronçon terminal de gauche, dont l'épaisseur d'âme était de 6,2 mm. Ce tronçon avait une longueur de 4 m. Le schéma général du montage est visible sur la photographie fig. 16. Pour pallier toute tendance au déversement, on a guidé la poutre par 4 cadres transversaux comme la poutre complète, bien que celle-ci n'ait que 4 m. de portée.

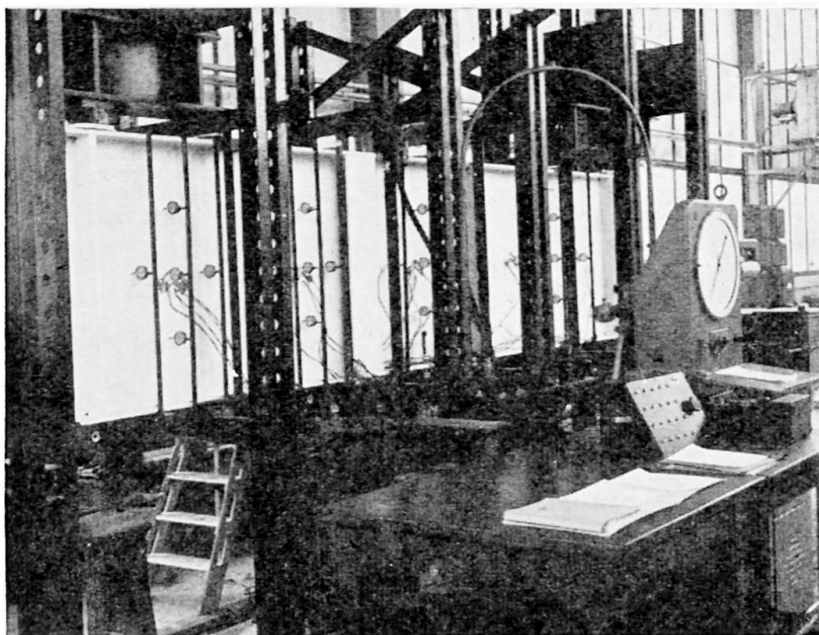


Fig. 16

La poutre a d'abord été mise en charge par un vérin de 100 tonnes, le plus puissant qui soit disponible dans l'équipement de la salle d'essai. La poutre ne s'étant pas rompue sous 100 tonnes, il a fallu renforcer le vérin en question par deux vérins de 50 tonnes disposés de part et d'autre; les trois vérins appuyaient ensemble sur une poutrelle Grey transversale, qui transmettait l'effort à la poutre d'essai.

Les instruments de mesure comprenaient: 4 fleximètres, 20 comparateurs, disposés sur chaque panneau par groupe de 5 formant une croix, comme l'indique la photo fig. 16; 12 tensomètres Huggenberger disposés sur les semelles de part et d'autre de la section dangereuse; enfin, 20 tensomètres ohmiques Philips, disposés aux centres des 5 panneaux, comme dans l'essai précédent.

La charge a été élevée de 5 en 5 tonnes et on a effectué à chaque palier la lecture de tous les instruments. On a effectué à 60, 80, 90, 100, 110, 120 et 130 tonnes des retours à zéro, pour apprécier l'ampleur des déformations résiduelles.

Un des tensomètres Huggenberger a indiqué une déformation plastique localisée vers 105 tonnes. Six tensomètres sur les huit placés aux abords de la section dangereuse indiquaient des déformations plastiques sous une charge de 130 tonnes. En ce qui concerne les comparateurs, les panneaux les plus déformés jusqu'à 130 tonnes étaient les panneaux 1, 3 et 4, qui accusaient tous les trois sous 130 tonnes des flèches transversales de 8 mm. environ. La flèche au centre du panneau N°. 2 n'était

à ce moment que de 5,15 mm. environ. Cependant, la mise hors service de la poutre a eu lieu par voilement de ce dernier panneau, consécutif à une forte déformation plastique accompagnée de gondolement de la semelle inférieure de la poutre au droit de ce panneau. La charge maximum atteinte a été de 142 tonnes et, sous cette charge, le panneau N°. 2 présentait un pli diagonal très accusé.

En ce qui concerne les indications des appareils, *les comparateurs* ont indiqué des déplacements transversaux importants dès le début et croissant plus vite que la charge. Les flèches résiduelles présentées par les panneaux lors des divers retours à zéro ont été les suivantes :

TABLEAU III

Charge maximum en tonnes	Flèche résiduelle en centièmes de millimètre		N°. du panneau où s'est produit le maximum
	Moyenne de tous les panneaux	Maximum	
60	2	6	1
80	3	10	3
90	5	10	1
100	9	13	4
110	15	37	4
120	25	59	4
130	40	170	2

On constate par ce tableau que le comportement des panneaux d'âme est pratiquement élastique jusqu'à 100 tonnes. Les déformations résiduelles moyennes et maxima indiquées par les tensomètres ohmiques aux retours à charge nulle ont été les suivantes :

TABLEAU IV

Charge maximum atteinte en tonnes	Déformations résiduelles en millionièmes		No. du panneau où s'est produit le maximum
	Moyennes	Maxima	
60	7	30	4
80	7	28	4
90	7	26	4
100	8	30	1
110	14	30	1
120	19	50	2
130	37	129	2

A notre avis, les valeurs mesurées jusqu'à 100 tonnes proviennent plus d'erreurs dues à des variations de température que de véritables tensions résiduelles des panneaux d'âme. Les principaux résultats numériques obtenus lors de cet essai sont

consignés aux lignes 6 à 8 du tableau II. On peut tirer de ces chiffres les conclusions suivantes:

- (1) Pour le panneau critique, soumis à des sollicitations où le cisaillement prédomine, la charge critique expérimentale est pratiquement égale à la charge critique théorique de Timoshenko.
- (2) La poutre est restée pratiquement élastique jusqu'à une charge égale à 1,35 fois la charge critique théorique.
- (3) Le phénomène primaire qui a entraîné la mise hors service de la poutre est, non pas le voilement d'un panneau, mais le flambage plastique de la membrure comprimée de ce panneau.
- (4) La charge ultime était égale à 1,92 fois la charge critique théorique ou expérimentale.

(c) Le troisième essai

Le troisième essai de rupture a été réalisé sur le tronçon terminal de droite de la poutre d'essai, qui était identique au précédent, sauf que l'âme n'avait que 5,2 mm. d'épaisseur au lieu de 6,2 mm. L'essai a été effectué à l'aide des trois vérins couplés et les instruments de mesure utilisés ont été les mêmes que dans l'essai précédent. La charge a été élevée de 5 en 5 tonnes et on a effectué à chaque palier la lecture de tous les appareils. On a effectué des retours à zéro toutes les 10 tonnes à partir de 60 tonnes, pour apprécier l'ampleur des déformations résiduelles. Les principaux résultats de ces essais sont consignés aux lignes 9 à 11 du tableau II. On peut tirer de ces chiffres les conclusions suivantes:

- (1) La charge critique expérimentale du panneau voilé (64 tonnes) dépasse ici de 36 % la charge critique théorique de Timoshenko et est presque égale à celle de Nölke et Iguchi.
- (2) La poutre s'est comportée de façon pratiquement élastique jusqu'à 90 tonnes, soit 1,91 fois la charge critique théorique et 1,41 fois la charge critique expérimentale du panneau dangereux.
- (3) La charge ultime était égale à 2,27 fois la charge critique théorique et 1,68 fois la charge critique expérimentale.

PRINCIPAUX RÉSULTATS ACQUIS PAR LES ÉTUDES FAITES SUR LE VOILEMENT ET CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Nos expériences confirment en général et complètent les résultats obtenus lors des recherches expérimentales antérieures, et principalement celles de Wästlund et Bergman.* A la suite de tous ces travaux, on peut résumer comme suit les principaux résultats acquis à ce jour théoriquement et expérimentalement:

1. Le voilement de l'âme des poutres à âme pleine est un phénomène progressif, qui n'entraîne pas un écroulement soudain de la poutre comme le phénomène de flambement. Par conséquent, il doit être considéré comme équivalent, en ce qui concerne le danger de rupture, à des types de sollicitation telles que la flexion, le cisaillement, etc., qui n'entraînent aucun risque d'instabilité élastique.

2. La charge critique expérimentale est plus élevée que la charge critique théorique calculée par les formules de Timoshenko; le rapport $P_{cr}^{exp}/P_{cr}^{théor}$ est 1,3 fois plus grand, en moyenne, pour les panneaux fléchis que pour les panneaux cisailés, ce qui permet d'adopter pour les premiers un coefficient de sécurité plus petit.

* G. Wästlund et St. Bergman, *Buckling of Webs in Deep Steel I Girders*, 206 pp., Stockholm, 1947.

3. La poutre reste pratiquement élastique jusqu'à une charge variant selon les cas, de 1,2 à 2,8 fois la charge critique théorique de Timoshenko.

4. La charge ultime est 2 à 4 fois plus élevée que la charge critique théorique; elle est sans relation directe avec cette dernière et est conditionnée surtout par la résistance des éléments de la poutre (âme, semelles, raidisseurs) à des phénomènes locaux d'instabilité provoqués au moment où ces éléments deviennent partiellement plastiques.

5. La courbure initiale des panneaux d'âme ne joue pas de rôle défavorable comme dans le flambement, mais un rôle quasi-nul où même favorable. Les résultats d'essais obtenus sur poutres très soignées peuvent par conséquent être transposés directement aux poutres industrielles, sans interposition d'une sécurité supplémentaire.

CONCLUSION

Nous sommes partisan d'adopter des coefficients de sécurité de l'ordre de 1,35 vis à vis des charges critiques théoriques de voilement par cisaillement et 1,20 vis à vis de celles de voilement par flexion. Ces coefficients donnent une très large sécurité réelle vis à vis de la mise hors service. La présence de coefficients différents n'est pas un obstacle au calcul pratique, parce qu'il faudrait de toutes façons construire un abaque simplifiant la besogne des praticiens. On peut dessiner un tel abaque, qui donnerait directement le coefficient de sécurité d'un panneau d'âme donné, soumis à des tensions σ et τ données.

Par ailleurs, il n'y a pas lieu de limiter le rapport hauteur sur épaisseur de l'âme, si l'on effectue simultanément une étude soignée de sa stabilité au voilement et de sa résistance à l'effort tranchant.

Les essais brièvement décrits dans la présente note ont fait l'objet d'un mémoire plus étendu, contenant l'ensemble des résultats expérimentaux et une analyse comparative détaillée des critères proposés pour déterminer la charge critique de voilement. Ce mémoire a été publié sous le même titre que la note actuelle dans le *Bulletin du CERES*, Liège, octobre 1951, pp. 66-240.

Résumé

Après un bref rappel des solutions théoriques concernant le voilement des plaques fléchies et cisailées dans leur plan, l'auteur décrit les essais non destructifs et jusqu'à rupture qui ont été effectués sur une poutre de 13×1 m. à âme très mince, chargée transversalement.

Lors des essais non destructifs, on a mesuré par la méthode de Southwell la charge critique de voilement de chaque panneau d'âme. Dans les essais jusqu'à rupture, on a enregistré les tensions et déformations transversales des panneaux, ainsi que les tensions et déformations résiduelles subsistant après déchargements consécutifs à des charges croissantes.

Les essais montrent que le voilement est un phénomène progressif beaucoup moins dangereux que le flambement. La poutre reste élastique bien au-delà de la charge critique théorique et sa charge ultime est un multiple de cette dernière.

C'est pourquoi l'auteur propose en conclusion d'adopter des coefficients de sécurité plus réduits que ceux en vigueur actuellement.

Summary

After briefly referring to the theoretical solutions of the problem of the buckling of plates subjected to plane bending and shearing stressing, the author describes his tests made on a transversely loaded girder, of 13 m. span and 1 m. high with very thin

web plates; the tests were made within the carrying capacity and up to failure of the girder.

During testing within the carrying capacity, the critical buckling-load of each panel of the web was measured according to the Southwell method. During the tests to failure, the transverse stresses and deformations of the panels were determined, as well as the residual stresses and deformations that were present after again reducing the loads in the steps with increasing load.

The tests show that buckling of webs is a progressive phenomenon much less dangerous than buckling of bars. The girder behaves elastically far beyond the theoretical critical load, and its final load is a multiple of the latter.

The author therefore concludes by suggesting that the factors of safety adopted should be smaller than those used at present.

Zusammenfassung

Nach einer kurzen Erwähnung der theoretischen Lösungen des Beulproblems von Platten unter ebener Biege- und Scherbeanspruchung beschreibt der Verfasser seine sich innerhalb der Tragfähigkeit und bis zum Bruch erstreckenden Versuche an einem querbelasteten Träger von 13 m. Spannweite und 1 m. Höhe mit sehr dünnem Stehblech.

Bei den Versuchen im Rahmen der Tragfähigkeit wurde nach der Methode von Southwell die kritische Beullast jedes Stehblechfeldes gemessen. Bei den Bruchversuchen wurden die Querspannungen und -Verformungen der Felder wie auch die bleibenden Spannungen und Verformungen, die nach den Entlastungen bei steigenden Laststufen vorhanden waren, bestimmt.

Die Versuche zeigen, dass das Ausbeulen eine bedeutend weniger gefährliche fortschreitende Erscheinung ist als das Knicken. Der Träger bleibt weit über die theoretische kritische Last hinaus elastisch und seine Endlast ist ein Vielfaches dieser letzteren.

Der Verfasser schlägt deshalb zum Schluss vor, kleinere Sicherheitskoeffizienten als die zur Zeit geltenden anzuwenden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 1

Studies of composite beams

Essai sur poutres composées

Versuche an Verbundträgern

GEORG WÄSTLUND

and

LARS ÖSTLUND, C.E.

Professor of Structural Engineering and Bridge
Building, Royal Institute of Technology,
Stockholm

Assistant at the Division of Structural Engineering
and Bridge Building, Royal Institute of Technology,
Stockholm

INTRODUCTION

In recent times designers have begun to utilise more and more the unity of action of a steel beam and a concrete slab resting on it. In such a structure shear forces occur between the steel and the concrete. In many cases the steel beam and the concrete slab act jointly even without any special shear connectors, but in order to ensure unity of action it is necessary to provide the beam with some special shear connection between steel and concrete. Details of several investigations on such shear connectors have been published. In the paper the authors first describe some tests made mainly to compare *different types of connectors*. Further tests made on composite *beams* of various types submitted either to positive or to negative moments are also described. All these tests were carried out at the Division of Structural Engineering and Bridge Building, Royal Institute of Technology, Stockholm.

TESTS ON VARIOUS TYPES OF SHEAR CONNECTORS

Different shear connectors were tested in the "push-out" specimens shown in fig. 1. An I-beam had a connector welded to each flange, and both connectors were embedded in 100 mm. thick concrete slabs. The slabs were cast in direct contact with the flanges of the beam, and were designed so that the whole section should be compressed during testing. The slip between the steel and the concrete was measured with four dial gauges.

To begin with, seven various types of shear connectors were tested. Their shapes and dimensions are given in fig. 2 and the following is their description. Two specimens of each type were tested.

Type I: No special shear connectors.

Type II: Connectors made of pieces of a channel-beam welded to the flanges of the I-beam.

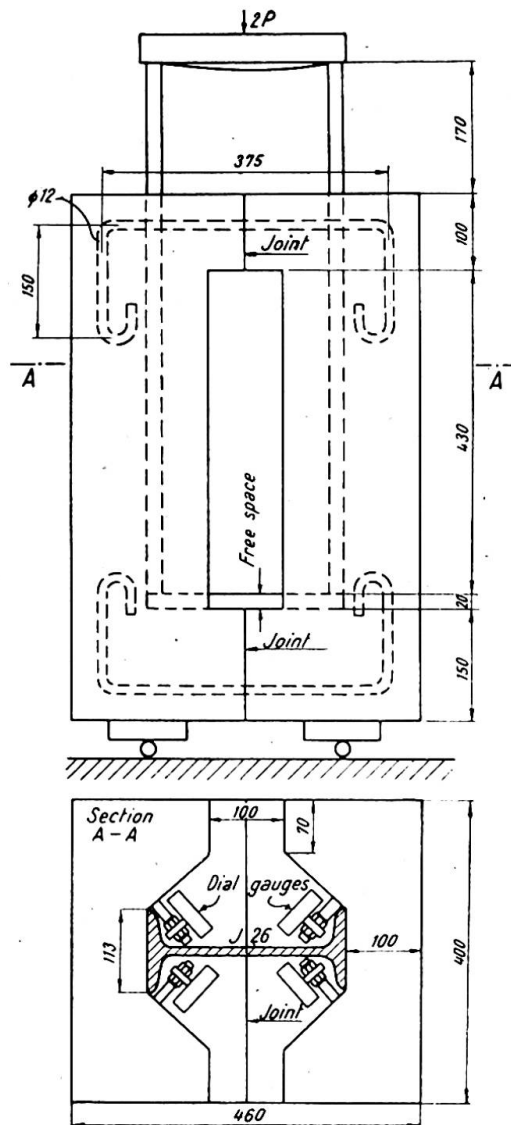


Fig. 1. Test specimen for testing shear connectors

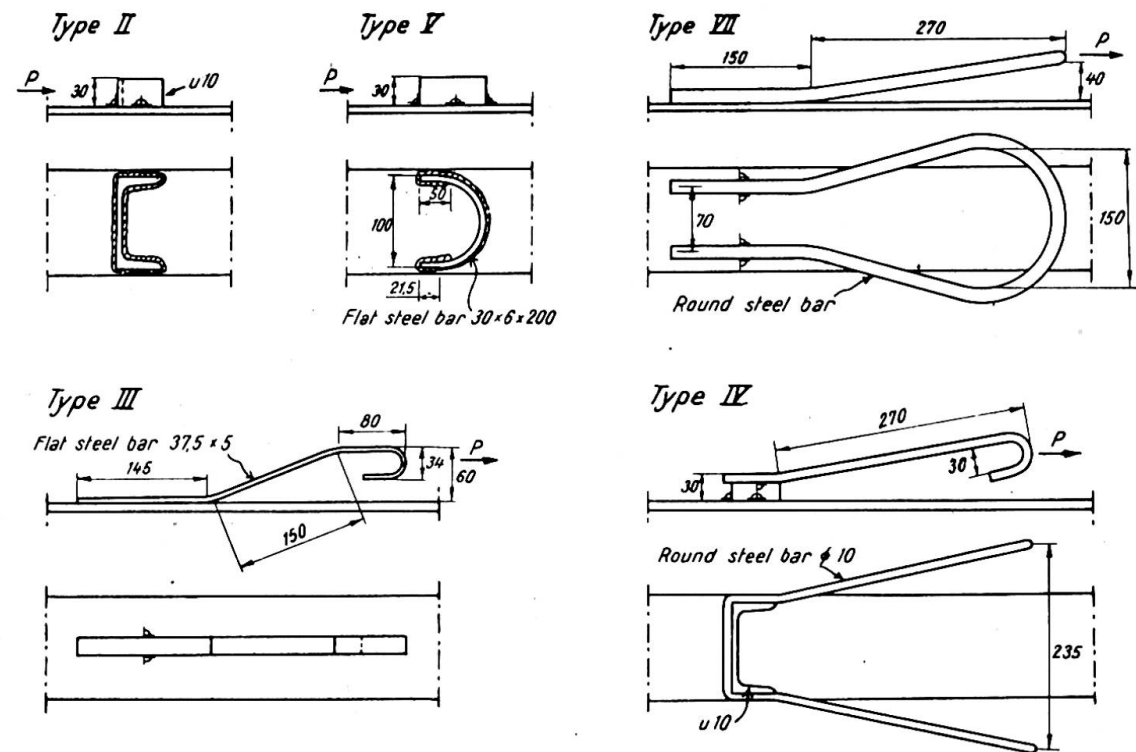


Fig. 2. Various types of shear connectors

Type III: Connectors made of flat steel bars hook-shaped as shown in fig. 2 and welded to the flanges.

Type IV: Connectors made of the same channel as type II and provided with two round steel bar hooks, $\varnothing$ 10 mm., welded to the channels.

Type V: Connectors consisting of a rectangular steel plate semicircularly bent and welded to the flanges.

Type VI: Connectors of type III, but each slab horizontally reinforced with five $\varnothing$ 10 mm. round bars at the outer side, and five $\varnothing$ 6 mm. round bars at the inner side at right angles to the hooks.

Type VII: Connectors made of round steel bars, $\varnothing$ 16 mm., bow-shaped as shown in fig. 2 and welded to the flanges of the I-beam.

During the testing the load was applied and removed as follows: $2P=0-5-0-5-10-0-5-10-15-0-5-10-15-20-0-20-0-20-0-20-25-30-0-30-35-40-45$. . . tons. The interval between two consecutive loads was about five minutes.

The results of these tests are shown in Table I, which gives the ultimate load, the slip between the steel and the concrete at the load $P=10$ tons, and the load P corresponding to a slip of 0.1 mm. Further, the weight of one connector is indicated in the table. To obtain a fair comparison between the various types, the compressive strength of the concrete (20-cm. cubes) is also given.

TABLE I

Type	Compr. strength, kg./cm. ²		Ultimate load P , tons		Slip at $P=10$ tons, 1/100 mm.		Load P at the slip 0.1 mm., tons		Weight of one connector, kg.
	each test	average	each test	average	each test	average	each test	average	
I	361	355	0.6	1.0	—	—	0.1	0.15	—
	350		1.5		—		0.2		
II	316	325	15.0	15.0	45	46	3.4	4.1	0.32
	334		15.0		47		4.8		
III	315	315	11.5	11.7	144	184	3.2	3.0	0.75
	316		12.0		224		2.8		
IV	337	328	20.6	20.0	16	16	8.2	8.1	0.79
	319		19.5		16		8.0		
V	267	265	14.8	12.9	52	90	4.0	3.6	0.28
	264		11.0		128		3.3		
VI	274	268	13.2	13.2	196	254	1.6	2.2	0.75
	263		13.2		312		2.9		
VII	252	259	20.0	20.6	12	19	10.0	9.0	1.53
	267		21.3		25		8.0		

From this table it will be seen that the types IV and VII are definitely better than

the other types, especially as regards the magnitude of the slip. When comparing these two types it is to be noted that the compressive strength of the concrete was lower in the specimens with connectors of type VII, and this type ought therefore to be better if the quality of the concrete were equal. The consumption of steel for the connectors of type IV is smaller than that for type VII, but the manufacture of type IV is more intricate. On the whole, type VII was considered the best, and was used in further tests.

A number of further similar tests were made (Table II); only the thickness of the round bars was varied. For specimen 8 the thickness was 12 mm.; for specimen 9, 16 mm.; and for specimen 10, 20 mm. In another series (specimens 21, 9 and 22) all dimensions except the length of the welds were varied on the same scale so that all connectors were uniform. The dimensions of the connectors are given in fig. 3. The steel used for these connectors was the Swedish grade St. 52, and had a yield-point stress of 3,500 kg./cm.² and an ultimate strength of 5,400 kg./cm.²

TABLE II

Specimen No.	Thick-ness of the round bars, mm.	Diameter of the bow, mm.	Compression strength kg./cm. ²		Ultimate load <i>P</i> , tons		Slip at <i>P</i> =10 tons, 1/100 mm.		Load <i>P</i> at the slip 0.1 mm., tons		Weight of one connector kg.
				aver.		aver.		aver.		aver.	
8A 8B 8C 8D	12	150	352 327 298 298	319	20 19 19 18	19	23 16 20 17	19	9.2 9.5 7.5 9.2	8.8	0.86
9A 9B 9C 9D	16	150	336 301 277 277	298	28 25 23 25	25	10 15 25 17	17	10.0 9.0 8.5 9.2	9.2	1.53
10A 10B 10C 10D	20	150	325 316 343 343	332	25 25 34 34	30	9 15 7 8	10	10.5 9.5 12.0 11.5	10.9	2.39
21A 21B	12	112	310 310	310	19 18	19	25 26	26	8.8 8.8	8.8	0.72
22A 22B	20	188	327 327	327	32 34	33	8 6	7	12.2 13.2	12.7	2.80

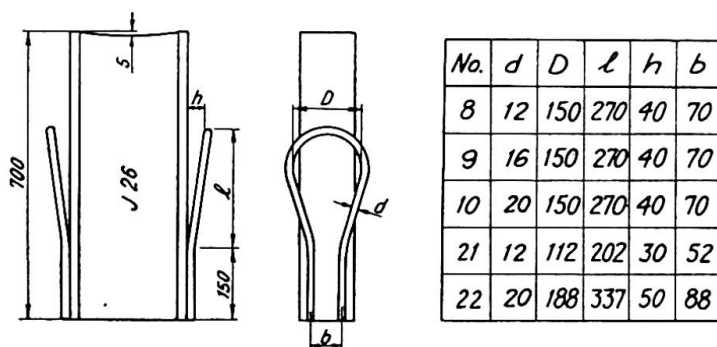


Fig. 3. The dimensions of the tested connectors of type VII

When the ultimate load was reached the concrete slabs were somewhat cracked. No fractures occurred in the connectors. It is possible that yielding occurred, but this could not be observed. Failure was therefore probably due to crushing and cracking of the concrete. It may be noted that the tensile stresses which would exist in the connector bars if they were assumed to take the whole ultimate load were in most cases greater than the ultimate strength of the steel. This indicates that there must have been a certain amount of bond between the steel and the concrete.

The variations in values in Table II are not greater than can be expected, if the specimens 10A and 10B, which have considerably smaller ultimate loads than the specimens 10C and 10D, are excepted. By comparing these values with the other values it is found that the values given for 10C and 10D seem to be the more correct and it is possible that some fault has occurred in specimens 10A and 10B. The results indicate that the ultimate load increases and the slip decreases as the round bars become thicker. The diameter and the other dimensions of the bow seem to have less influence on the ultimate load and the slip.

In practice, especially when the live load is great in comparison with the dead load, the shear connectors used in composite beams can be submitted to forces in the "wrong" direction, i.e. in the direction opposite to that in which the previous tests were made. Therefore, some tests have also been made with connectors of type VII turned in the "wrong" direction. The specimens 15, 16 and 17 were the same as 8, 9 and 10 respectively but the connectors were turned. The two slabs in this series were joined by means of round steel bars so that they could not separate from the flanges of the steel beam. Another type of specimen, 23, was exactly the same as the specimen 16 but the slabs were quite free, i.e. not joined. The tests were carried out in the same way as above, and the results are given in Table III.

TABLE III

Specimen No.	Thickness of the round bars, mm.	Diameter of the bows, mm.	Compression strength, kg./cm. ²		Ultimate load P , tons		Slip at $P=10$ tons, 1/100 mm.		Load P at the slip 0.1 mm., tons	
				aver.		aver.		aver.		aver.
15A 15B	12	150	270 254	262	15 15	15	26 39	32	7.5 6.3	6.9
16A 16B	16	150	272 321	296	19 21	20	17 14	16	9.0 9.7	9.3
17A 17B	20	150	379 362	370	22 24	23	6 6	6	12.5 13.0	12.7
23A 23B	16	150	346 346	346	11 11	11	70 47	58	5.2 5.8	5.5

When the separation of the slabs from the flanges of the steel beam was prevented, the results were fairly good, in some cases even better than those obtained with the shear connectors in the "right" direction. When the slabs were quite free, they were pushed out of the steel beam by the connectors even at a comparatively small load. However, the practical case comes somewhere between these two limit cases, and, further, smaller forces will generally act in the "wrong" direction on the shear connectors if they are appropriately designed. Therefore, the results may be regarded as satisfactory.

Considering all the test results given in the above tables, the large slip between the steel and the concrete at the ultimate load indicates that this load should not wholly determine the allowable load. If a slab shall act jointly with a steel beam the joint must be rigid, i.e. the slip must be small. From various points of view it was considered that a slip of about 0.1 mm. was allowable, and an allowable load of about 9 tons is obtained for one connector, ϕ 16 mm., a slightly smaller load for ϕ 12 mm., and a somewhat greater load for ϕ 20 mm. Connectors in the "wrong" direction should be allowed to carry about half the allowable load for connectors in the "right" direction. These values also provide satisfactory safety against rupture.

TESTS ON COMPOSITE BEAMS SUBMITTED TO POSITIVE MOMENT (COMPRESSION IN CONCRETE SLAB)

Six beams were tested, all having the shape and dimensions shown in fig. 4. The shear connection, however, was different, as may be seen from the following description.

Beams 11A and 11B: Shear connectors of type VII, cf. fig. 2, with round bars, ϕ 16 mm., placed as indicated in fig. 4.

Beams 13A and 13B: No special shear connectors between steel and concrete. A smooth plate, 6×130 mm., was welded to the upper flange of the steel beam so that the beams should be directly comparable with the beams 14 and 19.

Beam 14A: Shear connection between steel and concrete ensured by a grooved steel plate, 6×130 mm. (floor plate), welded to the upper flange of the steel beam (fig. 5). Except for the grooves, there was no special connection.

Beam 19A: Same as beam 14A, but small bows made of round bars, ϕ 8 mm., were welded to the grooved steel plate to prevent separation of the concrete slab from the steel beam (fig. 5).

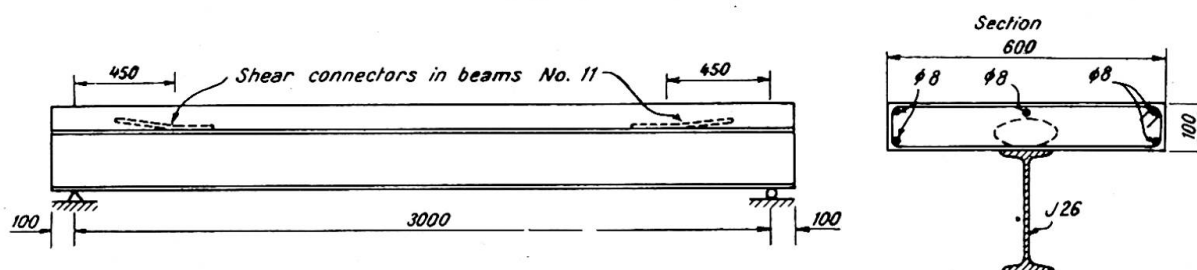


Fig. 4. Test beams No. 11

Some beams were loaded at the $1/3$ points of span (beams A) and some at the centre (beams B). The deflections of the beams were observed on dial gauges placed at the $1/3$ points on beam 11 and at the centre on the other beams. The slip between steel and concrete was observed on twelve dial gauges, six on each side of the beams. Finally, the distribution of the strain in the middle section of the steel beam was observed by means of electric strain-gauges. When this distribution is known, it is easy to calculate the resulting normal force acting on the steel section in the middle of the beam. In view of the conditions of equilibrium for half the steel beam, this normal force must be equal to the total shear force between the steel beam and the concrete slab. In other words, this shear force was observed indirectly.

The results of the tests on the beams A are shown in figs. 6 to 9. The tests on the beams B gave fundamentally similar results, but they are omitted here in order to save

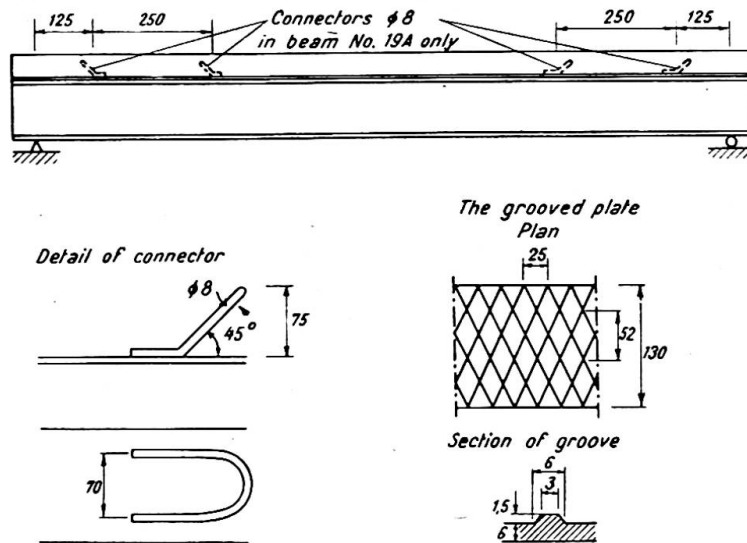


Fig. 5. Test beams No. 14 and No. 19

space. For comparison, the deflections and the shear forces have been calculated theoretically on the assumption of an infinitely rigid joint between the steel and the concrete, using the value $n = \frac{E_{\text{steel}}}{E_{\text{concrete}}} = 7$, and $n = 15$. The results of these calculations are also shown in figs. 6 to 8. The compressive strength of the concrete of the slab is given in Table IV.

TABLE IV

Beam No.	Compressive strength of concrete, kg./cm. ²
11A	342
13A	311
14A	260
19A	308

Fig. 6 shows the deflection δ in the two $1/3$ points of the beam 11A as a function of the load P . At the loads of 18 tons and 24 tons, the strength of bond between the steel and the concrete was exceeded first on the one side of the beam and then on the other. After that, the shear connectors had to withstand the shear force which caused slip between the steel and the concrete without any increase in load.

Fig. 7 shows the deflection δ at the centre of the beams 13A, 14A and 19A as a function of the load P .

In fig. 8 the total shear force T between the steel beam and the concrete slab is plotted as a function of the load P for all beams A. Fig. 9 shows the relation between the total shear force T and the slip at that end of the beam where large slips occurred first. These two diagrams show an important difference between the beams provided with special connectors keeping the steel beam and the concrete slab together (beams 11A and 19A) and the beams without such connectors (beams 13A and 14A). The strength of bond between the steel and the concrete was exceeded at loads of 6 tons and 18 tons in the beams 13A and 14A respectively (fig. 8). When the load was

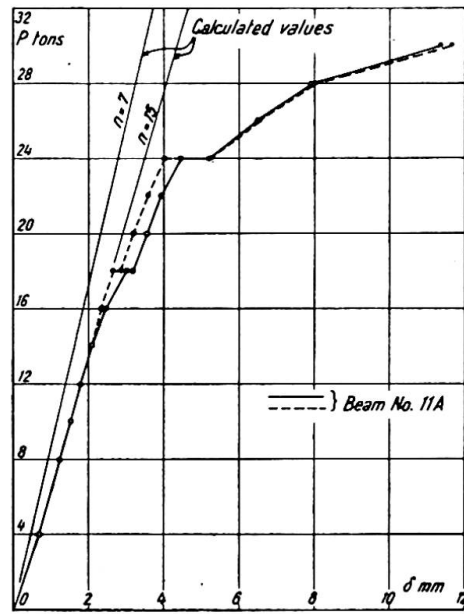


Fig. 6. The deflection δ in the two $1/3$ points of beam No. 11A as a function of the load P

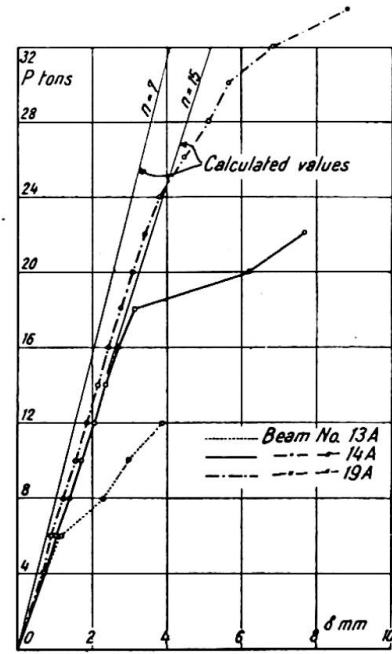


Fig. 7. The deflection δ at the centre of beams No. 13A, No. 14A and No. 19A as a function of the load P

further increased the slip increased too, but the shear force decreased and did not reach its maximum value again. The bond between the steel and the concrete was destroyed for ever. When the bond strength was exceeded in beam 14A, the slab was lifted from the grooves. In the beams 11A and 19A the bond strength was exceeded at loads of 16 tons and 24 tons respectively. But when the load was further increased, the shear force also increased even if the load was removed and applied again. These tests show the importance of a reliable connection between the steel

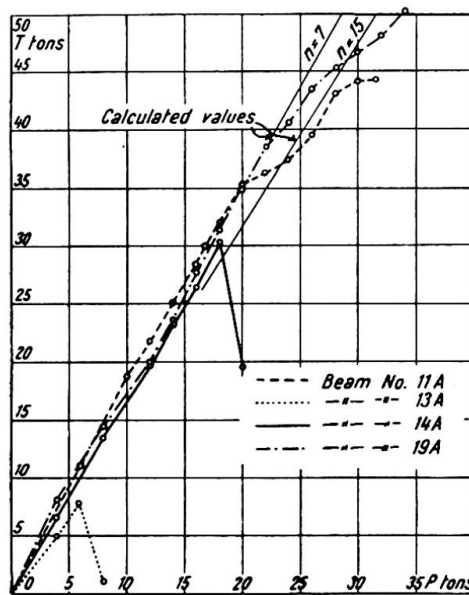


Fig. 8. The total shear force T as a function of the load P

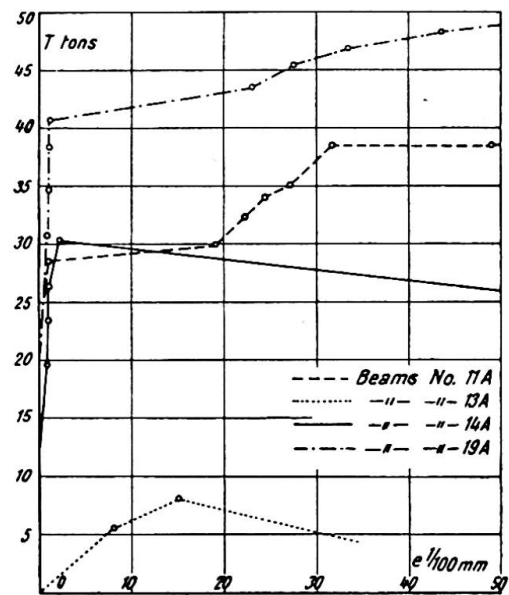


Fig. 9. Relation between the total shear force T and the slip e between steel and concrete

beam and the concrete slab. A brittle rupture between steel and concrete is dangerous, as stresses due to shrinkage and changes in temperature cannot be calculated very accurately. Furthermore, it is to be noted that the ultimate shear force in the test beam 11A, with *one* shear connector of type VII on each half of the beam, was as great as 44 tons. When the connectors were tested separately in the specimens shown in fig. 1, an ultimate load of about 25 tons was observed. The difference is considerable, and is possibly due to friction forces between steel and concrete occurring when the bond strength is exceeded. Perhaps this difference is partly due to the shrinkage of the concrete which causes initial shear forces in a direction opposite to that obtained during the tests. Anyhow, if the shear connectors are designed as proposed in the first part of the paper, the safety ought to be quite satisfactory.

TESTS ON COMPOSITE BEAMS SUBMITTED TO NEGATIVE MOMENT (TENSION IN CONCRETE SLAB)

Five beams were tested. They all had the same dimensions as the beams tested under the action of positive moments, and the load was applied at their $1/3$ points. The special characteristics of the various types of beams are given below.

Beams 12 (two beams): The concrete slab was reinforced with nine round bars, $\varnothing 16$ mm., of the Swedish steel grade St. 52 (yield-point 3,500 kg./cm.², tensile strength 5,400 kg./cm.²). Shear connectors of type VII made of round bars, $\varnothing 16$ mm., were used; one on each half of the beam (fig. 10).

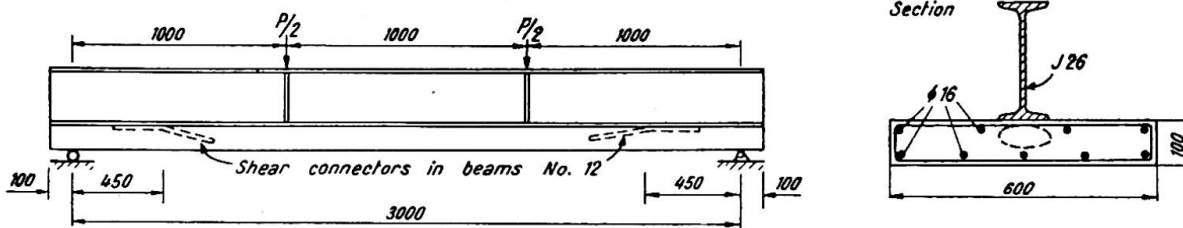


Fig. 10. Test beams No. 12

Beams 18 (two beams): Just as in the beams 12, the slab was reinforced with nine round bars, $\varnothing 16$ mm., St. 52. No special shear connectors were used, but each reinforcement bar was bent down and welded to the upper flange of the steel beam (fig. 11). This design was suggested by Dr. A. Aas-Jakobsen, Oslo.

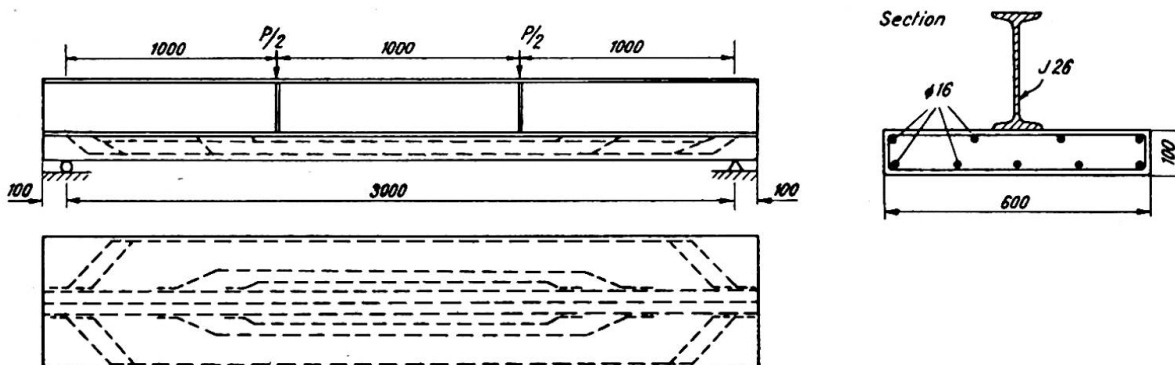


Fig. 11. Test beams No. 18

Beam 20 (one beam): In this beam the concrete slab was prestressed so that it was able to withstand a certain tension without cracking. Shear connectors of type VII made of round bars, $\varnothing$ 20 mm., were used; three on each half of the beam. This test is described in another paper*, and the description will not be repeated here in order to save space. It is only mentioned for the sake of completeness.

The deflections, the slip between the steel beam and the concrete, and the strains in the middle section of the beams were observed in exactly the same way as in the tests on the beams submitted to positive moments. The cracks in the concrete slabs were also observed.

The results of these tests are shown in figs. 12 to 14, but only for one beam of each type, as the results were approximately equal for the beams of the same type. For comparison, theoretical values calculated for $n=7$, $n=15$ and $n=\infty$ are also shown in figs. 12 and 13. The compressive strength of the concrete of the slab was 358 kg./cm.² for beam 12 and 327 kg./cm.² for beam 18.

Fig. 12 shows the deflection δ at the 1/3 points of the beams 12 and 18 (δ is almost exactly equal at both points) as a function of the load P .

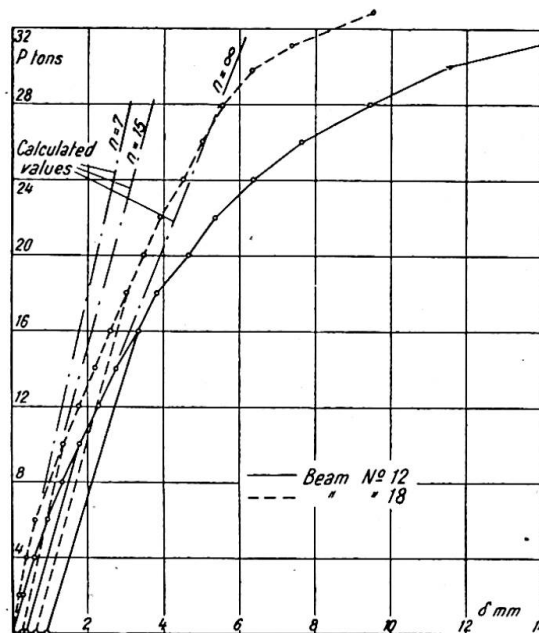


Fig. 12. The deflection δ of beams No. 12 and No. 18 as a function of the load P

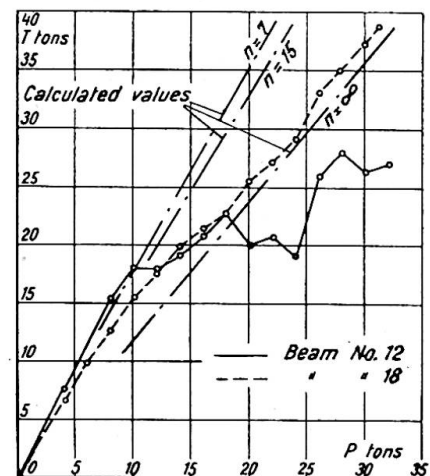


Fig. 13. The total shear force T as a function of the load P

In fig. 13 the total shear force T is given as a function of the load P . At small loads, when the concrete is not yet cracked, the curves follow the curves calculated for $n=7$ or 15. But when the load is increased, the concrete cracks more and more (the first cracks occurred in both beams 12 and 18 when the load was 12 tons), and the curves approach the curves calculated for $n=\infty$. In beam 12 the bond between steel and concrete was impaired on one side of the beam at a load of 19.5 tons, and on the other side at a load of 23.8 tons. This was indicated by a considerable slip between the steel beam and the concrete slab. When the bond was impaired, the shear force T

* Wästlund, G., and Östlund, L.: "Tests on a Composite Beam with a Prestressed Slab," Congrès International du Béton Précontraint, Ghent, 1951.

decreased temporarily, and the loss of bond is therefore clearly marked in the curve. The ultimate total shear force in beam 12 was about 28 tons, i.e. about the same as the ultimate load of the shear connectors used in this beam, tested in the specimens described in the first part of the paper. In beam 18 there was no great slip between the steel beam and the concrete slab, and the shear force approximately follows the curve calculated for $n = \infty$ up to the ultimate load of the beam. The relation between the total shear force T and the slip between steel and concrete at one end of beam 12 is shown in fig. 14. In beam 18 the greatest slip observed was 0.05 mm.

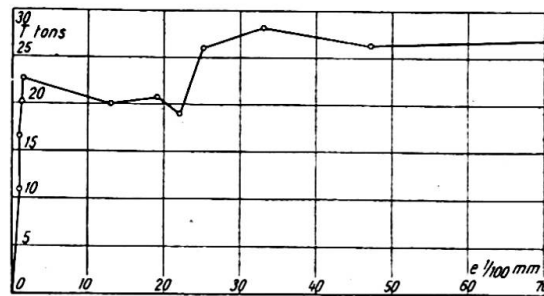


Fig. 14. Relation between the total shear force T and the slip e between steel and concrete (Beams No. 12)

It is evident from fig. 12 that if a composite beam is submitted to a negative moment the concrete cannot be assumed to act jointly with the steel beam, as it generally cracks at relatively small tensile stresses. However, if the connection between the steel beam and the concrete slab is sufficient, the *reinforcement* in the slab acts jointly with the steel beam (i.e. $n = \infty$). Two types of such connections have been tested, and the method used in beam 18 seems to be the best, as it results in a very rigid connection between the steel beam and the concrete. Of course, the number and the size of shear connectors in beam 12 could be increased, but even then there would be a noticeable slip between steel and concrete at high loads. This fact appeared from the test on beam 20, in which three connectors made of round bars $\varnothing 20$ mm. were used for each half of the beam. The cracks were relatively small in the tests on beams 12 and 18 (the width of the biggest crack was about 0.1 mm. at a load of 16 tons and about 0.2 mm. at a load of 30 tons), probably owing to the relatively high ratio of reinforcement. Finally, it may be pointed out that the ultimate loads of the shear connectors in beam 12 were considerably smaller than those obtained for the beams submitted to a positive moment.

In the test on the beam with the prestressed slab, it was found that this beam acted as expected in most respects, i.e. the concrete and the steel beam acted jointly until the concrete cracked. This occurred at a considerably higher load (26 tons) than in the other beams (12 tons).

ACKNOWLEDGMENTS

Most of the tests were carried out as graduation theses by the following students: E. Enhamre, G. Rosenborg, R. Werner, A. Norling, O. Nygren, L. Wettermark, R. Albåge, R. Loochagen, C. Rehn, G. Holmquist, L. Hellström, S. Lundblad and L. Laurell. The authors wish to thank them for their valuable contributions to the investigation.

Summary

The first part of this paper describes tests on different types of shear connectors tested in "push-out" specimens. The results showed that one type of connector (type VII) consisting of a bow-shaped round steel bar welded to the flange of the steel beam was the best of the types tested.

The second part deals with composite beams subjected to positive moments. Six beams were tested, viz. two without any shear connection between the steel beam and concrete slab (13A and 13B), two with shear connectors of type VII (11A and 11B), and two with a shear connection consisting of grooves in the upper flange of the steel beam. One of the latter two beams had no other connection (14A), whereas the second beam was furthermore provided with small connectors keeping the steel beam and the concrete slab together (19A). The results of the tests indicated that the beams without connectors (13A, 13B and 14A) were not satisfactory. The other beams gave good results, especially beam 19A which had a very rigid joint between the steel and the concrete.

The third part deals with composite beams subjected to negative moments. Five beams were tested, viz. two with shear connectors of type VII, two with the reinforcement in the slab bent down and welded to the upper flange of the steel beam, and, finally, one with a prestressed concrete slab and shear connectors of type VII. The results of the tests indicate that the concrete in the beams with non-prestressed slab cannot be assumed to act jointly with the steel beam, as it generally cracks at comparatively small loads. However, if the connection between steel and concrete is satisfactory, the reinforcement in the slab acts jointly with the steel beam. The beam with the prestressed slab was satisfactory in most respects and, owing to prestressing, the concrete acted jointly with the steel beam up to high loads.

Résumé

Dans la première partie du rapport, l'auteur expose les résultats d'essais de cisaillement qui ont été effectués sur des poutres composées assemblées suivant différents modes de goujonnage. Ces essais ont montré que le mode le plus avantageux est le goujonnage réalisé avec un fer rond recourbé en boucle et soudé sur les ailes de la poutre (type VII).

La deuxième partie du rapport traite du comportement des poutres composées soumises à des contraintes dues à des moments positifs. Six poutres ont été essayées, à savoir: deux poutres ne comportant aucune protection contre le cisaillement entre poutre métallique et dalle de béton, deux poutres avec goujonnage suivant type VII et deux poutres avec assemblage constitué par une ondulation de la bride supérieure de la poutre. L'un des deux derniers groupes de poutres ne comportait aucun autre élément d'assemblage entre poutre métallique et dalle de béton; l'autre groupe (19A) comportait un élément d'assemblage additionnel par petits goujons. Les essais ont mis en évidence le comportement insuffisant des poutres ne comportant aucun goujonnage. Les autres poutres ont donné de bons résultats, tout particulièrement le type 19A, dans lequel un assemblage très rigide est réalisé entre l'acier et le béton.

La troisième partie du rapport porte sur les poutres composées soumises à des contraintes dues à des moments négatifs. Cinq poutres ont été essayées, dont deux avec assemblages suivant type VII, deux dans lesquelles les armatures de la dalle de béton sont recourbées vers le bas et soudées à l'aile supérieure de la poutre métallique et enfin une poutre comportant une dalle en béton précontraint et assemblages suivant type VII. Les essais ont montré que dans celles des poutres ci-dessus qui ne comportaient pas une dalle de béton précontraint, on ne pouvait tabler sur aucune coopéra-

tion entre le béton et les poutres métalliques, car il se manifestait une fissuration dans le béton, dès l'application de charges relativement faibles. La coopération entre l'armature de la dalle et la poutre métallique paraît toutefois assurée lorsque la liaison entre le béton et la poutre métallique est satisfaisante. La poutre métallique avec dalle en béton précontraint donne des résultats satisfaisants à presque tous les égards et grâce à la précontrainte, la coopération entre béton et poutre est parfaite, jusque sous des charges élevées.

Zusammenfassung

Im ersten Teil des Aufsatzes werden Scherversuche beschrieben, die mit verschiedenen Dübel-Typen durchgeführt wurden. Auf Grund dieser Versuche kann die durch ein schleifenförmig gebogenes, an den Flanschen des Stahlträgers angeschweisstes Rundeisen gebildete Verdübelung (Typ VII) als die beste der untersuchten Ausführungen bezeichnet werden.

Der zweite Teil behandelt Verbundträger unter positiver Momentenbeanspruchung. Es wurden 6 Balken untersucht, nämlich zwei ohne jegliche Schubsicherung zwischen Stahlträger und Betonplatte, zwei mit Dübeln vom Typ VII und zwei mit einer durch Riffelung des oberen Trägerflansches gebildeten Verdübelung. Der eine der letztgenannten zwei Träger besass keine weiteren Verbindungen zwischen dem Stahlträger und der Betonplatte, während der andere (19A) zusätzlich mit kleinen Dübeln versehen war. Die Versuche zeigten die ungenügende Wirkung der Balken ohne Verdübelung. Bei den anderen Trägern wurden gute Ergebnisse erzielt, besonders beim Träger 19A, bei dem der Verbund zwischen Stahl und Beton sehr starr war.

Der dritte Teil des Berichtes behandelt Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung. 5 Träger wurden untersucht, zwei davon mit Verbindungen vom Typ VII, zwei weitere, bei denen die Bewehrung der Platte nach unten abgebogen und an den oberen Flansch des Stahlträgers angeschweisst war und ein letzter Träger mit einer Platte aus vorgespanntem Beton und Verbindungen vom Typ VII. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei denjenigen Trägern, welche nicht mit einer Platte aus vorgespanntem Beton versehen sind, kein Zusammenwirken zwischen Beton und Stahlträgern angenommen werden darf, da die Rissebildung im Beton bereits bei verhältnismässig kleinen Belastungen auftritt. Das Zusammenwirken der Plattenbewehrung mit dem Stahlträger erscheint jedoch als gesichert, wenn die Verbindung zwischen Stahl und Beton befriedigend ist. Der Träger mit der Platte aus vorgespanntem Beton ergab fast in jeder Beziehung zufriedenstellende Resultate und das Zusammenwirken des Betons mit dem Stahlträger war dank der Vorspannung bis zu hohen Belastungen einwandfrei.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 2

Basic concepts of structural theory of aluminium alloys

Notions fondamentales concernant l'emploi des alliages légers dans la construction

Grundbegriffe einer Konstruktionstheorie für Aluminium-Legierungen

S. K. GHASWALA

Chartered Engineer, Bombay, India

HISTORICAL INTRODUCTION

The acceptance of a new material like aluminium for structural work represents a significant event in the history of engineering progress. The production and wide applications of ordinary and high-tensile steels in the entire gamut of the structural field ranging from screws to suspension bridges resulted in the neglect of development of other materials which possessed equally good physical and engineering properties. The development of aluminium alloys for structural purposes started in about 1905 when Conrad Claessen¹ obtained his patent for improving aluminium alloys by heat treatment. However, it was left to Alfred Wilm² to actually produce the first high-strength aluminium alloy termed "Duralumin." After several years of investigation, directed towards the production of an alloy for Zeppelin construction, Wilm, working at the Zentralstelle für wissenschaftliche und technische Forschungen in Germany, announced to the world of engineers and metallurgists in 1909 that the mechanical strength of some alloys could be substantially increased by a process of heat treatment. Not only did Wilm give the engineers a material of high specific tenacity (strength/weight ratio), but also laid in the hands of metallurgists a new principle of age hardening (or precipitation hardening) whose immense potentialities are as yet impossible to evaluate. The epochal character of Wilm's discovery can be appreciated from the fact that the advent of heat treatment introduced alloys which possessed the mechanical properties of mild steel with only one-third the weight. Prior to Wilm's discovery steel was the only known metal which could be hardened by heat treatment. The alloy composition worked out by Wilm had in addition to aluminium 4% copper, $\frac{1}{2}\%$ magnesium, $\frac{1}{2}\%$ manganese and slight traces of silicon and iron. It was actually produced by the Durener Metallwerke A.G. in Germany who coined the name Duralumin. Simultaneously with this development, Vickers,

¹ For references see end of paper.

Sons and Maxim introduced this alloy in England and France and acquired the patent rights for those countries.³

During the first world war it was realised that the pioneering work of the Wright brothers in evolving the airplane could only be put to a successful and practical use if airplanes could be made of a material having the strength of steel but the lightness of timber. The introduction of duralumin in the field in 1914 at once brought this metal into prominence because of its good mechanical properties, and it was extensively used in aircraft structures. By 1920 it had firmly established itself as a worthy and reliable constructional material for applications where high strength and light weight was essential. This was mainly due to the extensive and important work carried out at the National Physical Laboratory, England, the National Bureau of Standards, U.S.A., the aluminium research laboratories of the Aluminium Industrie-A.G., Neuhausen, Switzerland, and other large industrial concerns like the Aluminium Company of America.⁴ Among its first uses as a major structural material was in the all-metal monoplane produced in 1920 by the Zeppelinwerke in Germany, followed by other large German dirigibles, the British R-34, and the American ZR-I airships.⁵

In spite of their large-scale use in aircraft structures, the field of application of aluminium alloys did not spread into other domains, especially in major stress-carrying components in structural engineering. This was mainly attributable to such factors as:

- (a) Lack of knowledge of the principles of design and mechanical properties of aluminium on the part of designers outside the aircraft field.
- (b) Difficulty of selecting alloys and sections due to general non-standardisation.

As it so often happens, it was only when both technical and commercial requirements combined to force the issue, as during and after the last war, that aluminium made some strides and established its mark as a useful material in structural engineering. However, at present the use of this light metal is limited in a very large degree to copying steel construction, which prevents full exploitation of its advantages. Aluminium has come into the structural engineering field *via* the aircraft industry, and as such should give a striking indication of its beneficial and progressive influence, provided it is not sidetracked into the familiar pattern of imitation of traditional materials. Besides direct substitution for steel, methods are available, and are outlined in this paper, by which an intelligent use can be made of the resources of accepted principles as adopted in the design of aircraft structures. The general principles of form strength and the basic concepts of strength of materials as developed through up-to-date engineering technique enable a truly rational approach to be made in formulating the theory of aluminium structures.

GENERAL COMPARISON OF ALUMINIUM AND STEEL

Pure aluminium is very soft and ductile with a tensile strength of some 5 tons/in.², so that, except for pressing or deep drawing, it cannot be used for any structural work. By suitable admixture of other metals a variety of alloys are produced with strengths equal to and even above those of mild steel. For general structural purposes the ultimate tensile strength ranges from 16 to 32 tons/in.² and the 0.1 % proof stress from 8 to 26 tons/in.² By comparison with equivalent steel structures, the weights of those in aluminium are usually lower by 50 % in practice and nearly 90 % in the ideal case. In order to compare the two metals structurally the following typical values, as shown in Table I are assumed.

TABLE I

Properties	Steel	Duralumin
Ultimate tensile and compressive strength	27.5 tons/in. ²	25 tons/in. ²
Modulus of elasticity	30×10^6 lb./in. ²	10×10^6 lb./in. ²
Specific gravity	7.84	2.79

Based on the elementary principles of the theory of elasticity a comparison is made in Table II of the tensile, compressive and flexural properties of steel and aluminium having the stresses given in Table I.

TABLE II

Properties	Steel	Duralumin	Percentage economy
Equal tensile and compressive loading	$\frac{W}{A}$	$0.39 \frac{W}{A}$ $1.10 \frac{A}{W}$	+61 $\frac{W}{A}$ -10 $\frac{A}{W}$
Equal strength for beams	$\frac{W}{A \delta}$	$0.38 \frac{W}{A}$ $1.07 \frac{A}{W}$ 2.64δ	+62 $\frac{W}{A}$ - 7 $\frac{A}{W}$ —
Equal stiffness (deflection same)	$\frac{W}{A F}$	$0.62 \frac{W}{A}$ $1.73 \frac{A}{W}$ $2.08 F$	+38 $\frac{W}{A}$ -73 $\frac{A}{W}$ —

The factors considered herein are weight per unit length W , cross-sectional area A , relative deflection δ , and strength F . In terms of these factors the percentage economy (+ve) or excess (-ve) is given.⁶ It will be observed from this table that by using an aluminium alloy member, there is throughout a saving in weight from 38% to 62%, although the volume of the metal is more than steel. For members in compression it was assumed that no buckling takes place. When such a failure is apprehended, the flexural rigidity has to be carefully considered, as it is this factor that actually measures the strength of struts. Detailed design of members in tension and compression based on the lines of steel design is not considered here, as it is given in several recent publications.⁷⁻¹⁴

In designing structures it often becomes necessary at times to determine which of the several available materials of construction when made into members of specified form have the least weight for a required strength or stiffness or will have maximum strength for a given weight, as in the fuselage and wings of airplanes, movable bridges and roofs, rolling stock and the like. A general idea of this concept can be readily had from a knowledge of the "specific tenacity" of a material. This term, first introduced in 1920 by Rosenhain¹⁵ of England, is common in aeronautical parlance but not much known to structural engineers. The specific tenacity of a material is the ratio of the maximum stress in tons per square inch (ultimate tensile strength) to its weight in pounds per cubic inch. Table III gives the specific tenacity of some of the common representative structural materials.

It is quite evident that the specific tenacity does not give the complete criteria for design, as the questions of cost, durability, etc., are not covered; nevertheless it gives a clear picture of the relative strengths of various materials. It can be observed from

TABLE III

Material	Strength, tons/in. ²	Weight, lb./in. ³	Specific tenacity
Mild steel	28	0.286	98
Stainless steel (sheet material)	82	0.286	287
Duralumin	25	0.10	250
Aluminium 75-ST (sheet form)	35	0.101	347
Magnesium alloy	18	0.065	277
Laminated plastic (sheet form)	14	0.050	280
Sprucewood	4.2	0.0156	269

this table that the specific tenacity of aluminium alloys is nearly $2\frac{1}{2}$ to 4 times that of steel.

In the case of direct tensile or compressive stresses, the governing criterion for design is the ratio of unit strength F , or modulus of elasticity E , to specific gravity or weight per unit volume W . For long and slender columns or for strength and stiffness in bending, ratios of these values with higher indices govern the criterion of design. This concept was first introduced by S. Livingstone Smith¹⁶ in connection with the work on plastics, and was termed the "Criterion of Merit." This concept is of great use in aluminium design and requires to be carefully considered. Table IV gives the general values of the criterion of merit C , for various stress conditions for aluminium alloys. The member having the maximum value of C will be the most efficient from both the standpoints of strength and weight.

TABLE IV

Condition of stress	Criterion of merit, C		Ratio of C for aluminium to steel	
	Strength	Stiffness	Strength	Stiffness
Pure tension or compression	F/W	E/W	2.55	0.925
Bending—depth constant, width varied	F/W	E/W	2.55	0.925
Bending—depth varied, width constant	F/W^2	E/W^3	7.1	7.32
Bending—depth and width constant to give geometrically similar section	$F/\sqrt{W^3}$	E/W^2	4.24	2.6

It will be observed from this table that the value of the ratio of C for aluminium to steel (for stresses as given in Table I) is throughout more than unity, except for stiffness in the case of pure bending or compression. In the second and third cases for bending, the dimensions are varied to give minimum weight for required stiffness or strength, which is nearly seven times that of steel. However, when the sections are kept constant as in the fourth case of this table, the ratio of criterion of merit is nearly 60% more for strength than stiffness.

An analysis of structures in existence has revealed the fact that whenever aluminium is used to replace steel by directly copying from the latter the cost is invariably more, varying from two to seven times that of steel. For the purposes of economy, in structures where strength is of primary importance, high-cost high-strength heat-treatable alloys should be used, while low-cost low-strength alloys give economical results in the design of slender columns and also where deflection is the

guiding factor. For both the above conditions it is technically sound and economical to increase the mass and dimensions of aluminium members.

A close study of the inherent characteristics of aluminium carried out by the author has indicated that in spite of the overall high cost of the light metal, its inherent properties can be turned to advantage even though some of them do not compare favourably with steel. A logical approach reveals that unlike the applications of steel, in which the metal is adapted to the preconceived structure, in aluminium the structure should be adapted to the material, by making a bold approach in design and in the evolution of sections suited for the particular work and design concepts governing the economics of the structure. Some of the salient features of this approach are discussed in the succeeding parts of the paper.

BASIC CONCEPTS

A study of aircraft structural analysis reveals the close similarity between the airframe, its function and even the order of magnitude of loads, and the structural frame of a building. Such structures can be economically applied to structural engineering provided care is taken to see that they are not bodily copied, as this would be impractical, for the extreme weight-saving required in aircraft is achieved at the expense of difficult fabrication and complex assembly not fully justifiable in structural engineering. However, the basic concepts typical in aircraft design can be adopted in the structural field when designing in aluminium alloys. Such principles are found in monocoque, semi-monocoque and sandwich construction, stiffened thin plates, tension field girders, corrugated sheets, tubular structures and space frames. Besides these, the general methods of application of non-dimensional column-curves for interpreting working stresses for compression design of thin plates, formed sections and stiffened panels in both the elastic and plastic zones offer a wide scope for creative thought and practice in aluminium design. These concepts, which have been used to a great extent by aircraft designers, are still foreign to the structural engineer and require to be carefully studied if a rational design procedure for aluminium is to be formulated.

Among the most important considerations are the very thin sections used in aircraft, in which shear and compression play a prominent part. Some members are designed so that they will not buckle locally, whereas others are permitted to buckle under their working loads so long as their design loads do not exceed their ultimate strengths. Such buckling, whether due to shear or compression, entails a redistribution of stress throughout the member in which it appears, and requires the use of methods and assumptions in the analysis of members which are new to the structural field. In light-weight construction the basis of efficiency lies in knowing the exact strength of materials used and in the accuracy of stresses imposed. In structures designed to withstand only static load, it is necessary to determine at the onset whether limiting loads will be based upon resultant stress or upon deformation.

In light-weight design important considerations arise in two main types of structures, viz. complicated assemblies and lattice structures in which the maximum permissible stress rather than stiffness or deformation is the governing factor; and long and slender tension and compression members as well as thin-walled members wherein secondary stresses due to elastic instability and crumpling assume greater prominence than principal bending or compressive stresses.

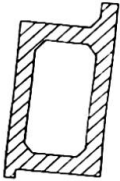
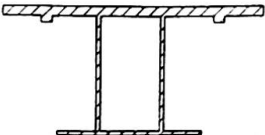
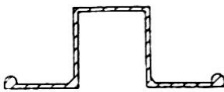
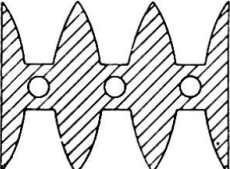
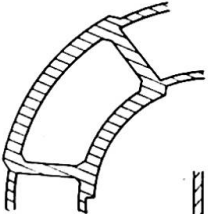
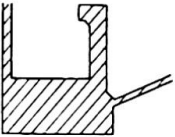
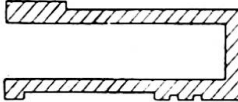
In a correctly designed light-weight structure every component of the assembly must be so arranged and sectioned that it is utilised to the limit of maximum permissible stressing. Though easy to state, this is very difficult to achieve in actual

practice. However, by avoiding the inefficient use of material in and around the neighbourhood of neutral zones, considerable economy can be achieved. Massive solid sections can be dispensed with, and in their place lattice structures and sheet-built columns employed. The ease with which aluminium can be extruded has resulted in the production and development of thinner structural sections as compared with steel. These thin sections when used in lattice and framed girders effect considerable economy in the material, because as a result of the correct distribution of their tension and compression elements, their component members exhibit no neutral zones. The resistance of I-sections against lateral loading, torque and overloading is low. Closed sections like rectangular and oval sections exhibit greater resistance, while buckling and cracking are less likely to occur, particularly in those sections having curved surfaces. The lattice structure assembled from tubes is in most cases the lightest and strongest. In fact, the shape and form of a stressed light-alloy member considerably influence its load-bearing capacity, as was shown by Thum³⁵ in his theory of form strength which required the member to have such a shape that the material was minimised at points of low stress and there was no stress concentration anywhere.

In view of the limitations of the rolling process the flanges of normal steel sections used in steel compression members are generally so thick that the stress at which failure by buckling of the flanges would occur is far above the normal calculated strength of the strut. Recently there has been a growing tendency in America to use stainless steel and light-gauge steel structural members for which special design specifications have been formulated.^{36, 37} The production of very thin extruded sections in aluminium alloys necessitates a careful design of the relatively thin compression flanges, wherein buckling stresses usually fall below the permissible compressive strength of the strut. This particular aspect is being exhaustively dealt with in the Author's forthcoming publication⁵⁶ in which special consideration is given to deep and slender beams, lateral instability, web and flange buckling, shear-lag effects, torsion, and buckling of plates and shells. The low elastic modulus and the associated low shear modulus, influencing as they do to such a great extent in practice the bend and torque strength of the metal, as well as its tendency to crack, demand great attention being paid to loading capacity and moments of inertia, thereby directly influencing the structural form of elements built up from extruded sections. To give an indication of the possibilities, varieties and advantages of extruded sections, the author has given some of his suggestions in Table V. Such sections, which require to be judiciously used for the particular type of work, can be easily produced in aluminium, whereas their production in steel would present very great difficulties, if not be an impossibility. A further aspect of the reaction of materials to dynamic loading, specifically referred to in Germany as "Zeitfestigkeit," has recently become of importance, especially in light alloys. This aspect deals with the ability of the metal to sustain a given alternating load for a predetermined time, as against its fatigue or endurance strength which fixes the maximum alternating load which may be carried for an infinite period without destruction. This value is used in most parts of lightweight structures subjected to very severe stress and which after the lapse of the life period for which they were designed are intended to be replaced. The same value may also be used for the dimensioning of those parts of a structure which are so rarely subjected to peak stresses of the order assumed that they may be considered as serviceable for the entire working life of the structure.

The principle of continuity in design of beams and frames assumes considerable importance in view of the low modulus of elasticity of aluminium and of the fact

TABLE V

Form	Remarks
	Cavity-form independent of external shape.
	Main window-section frame, incorporating edging to take glass and rivets; and also having ample room for screws and beading.
	Top hat thin-walled sections having a high load-ing capacity in all directions, and beaded edges to prevent buckling or cracking.
	I-section with flanged edges in web to prevent buckling.
	Multi-cavity section having thin ribs with large surfaces.
	Tubular-shaped torsion and bending stress resistant window framing for roof-light, conforming to any curve and having edging for fixing.
	Form embodying a composite thin and thick section.
	Section having any desired decorative feature.

that load-bearing capacity is not necessarily a function of deflection. Thus a fixed beam supports 50% higher load (uniformly distributed) than a simply supported beam, while its deflection is only one-fifth of the latter. An intermediate state between these two appears more suitable in aluminium structures, for, in addition to reducing deflection, such partial fixity can produce positive and negative bending moments nearer to each other in magnitude of the order of $WL/16$ than with completely fixed

ends wherein the negative moment of $WL/12$ is double the positive moment of $WL/24$ at the centre. The slightly greater deflection of aluminium beams gives a certain measure of springiness and thereby relieves fatigue; for it is a well-known fact that a human being experiences greater comfort while walking over resilient ground or suspended floors, which reduce the impact on the feet, than over solid floor. Halls for dance floors appear to be ideally suited for this material.

Having considered the general design aspects, the various specific types of basic formulations met with in aircraft are now considered and their methods of usefulness in the structural engineering field outlined.

Stressed-skin construction

The construction of wings of airplanes prior to 1930 was carried out in a simple manner. The main stress-carrying members comprised spars and bracings, which were covered all round by a fabric which in no way carried any load but only served to give aerodynamic smoothness to the wings to a certain extent. In fact, the whole design was like a simple braced girder. Realising the need for maintaining a highly smooth surface to reduce to the maximum the aerodynamic drag, metal covering slowly replaced doped fabric as a covering material. This sheet-metal skin not only acted as a mere covering, but also formed an integral part of the stressed system, carrying its share of stresses along with the spars and ribs. If the covering of thin sheets or webs is strong enough in carrying the loads without the necessity of internal stiffening members, the construction is termed "monocoque," from the French word meaning "single-shell." It is usually not possible for the skin to be thick enough to resist compression loads, and stiffeners are therefore necessary to form what is then termed a "semi-monocoque" structure. In such structures the thin webs resist torsional, shearing and tensile forces in the plane of the web, while the stiffeners resist compression forces in the plane of the web or small distributed loads normal to the plane of the web. Both these types are commonly termed stressed-skin structures.

In modern transport planes the fuselage is approximately a circular thin-walled aluminium-alloy cylinder, reinforced by circumferential and longitudinal stiffeners, termed stringers. The diameter of the cylinder is about 120 in., the thickness of sheet skin 0.025 to 0.072 in. and the depth of the ring about 2.5 in. It is obvious that a cylinder having a ratio of thickness to radius of the order of $1/1000$ would buckle when subjected to small shear or tensile forces. The addition of a set of two stiffeners transforms the cylinder into a sturdy structure.

The principle of stressed-skin construction can be applied in structural engineering to a variety of members such as walls, floors and roof. Here the outer covering, especially in roofs, would be formed out of sheets of aluminium, which unlike ordinary construction would carry a part of the stresses normally carried by the truss. The whole roof unit comprising trusses, purlins and sheet covering, all in aluminium alloys, appears to be a very efficient way to preassemble the whole roof (or at least in suitable bays) and lay it on a structure as a finished product. When trusses are made of aluminium, the lightness of the unit enables it to be spaced closer than ordinary steel roof-trusses without any increase in load over the supporting walls or columns. The reduction in the distance between these trusses results in the deletion of purlins, because the stressed-skin of aluminium-sheet acting as roof covering can be fixed directly on the trusses, a procedure which cannot be followed in steel construction. It may be argued that the aluminium truss would deflect more than a steel one, because of its lower modulus of elasticity, and that this could only be avoided by using larger sections. This is not true, as the deflection and sections can be kept within normal

working limits if only the designer can make an intelligent use of the variety of sections capable of being fabricated in this light metal. Thus by using a sort of benchlike section with offset connections as shown in fig. 1, a stable, strong and light truss can be produced. It will be observed from this figure, that members AC and BC are of a peculiar benchlike shape and are connected by pins at the points A, B and C. The member AB is a tensile piece and can be either a flat or a bar if the ends are pin-connected. When rigidity at supports A and B is available the member AB can be dispensed with. Members AC and BC have special offset connections to minimise deflection. The top compression chords of a conventional triangular roof truss deflect more than would a simply supported member due to axial compression in the chord which increases deflection once a small initial deflection is induced in it. With increase in loads, the deflection goes on increasing, which is naturally more pronounced in aluminium members if designed on conventional principles. However, by reversing the procedure as shown above, the eccentric connection of the chord causes an upward deflection which balances the downward deflection due to loads. Such a method of design not only compensates for the disadvantage of aluminium alloys having lower modulus of elasticity but also enables it to develop full strength with economy in weight.

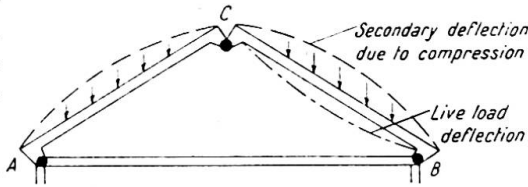


Fig. 1

In general the design of stressed-skin construction is in the main the design of flat and curved plates and sheets stiffened with extruded or rolled sections and subjected to bending, shear or torsion. The elastic buckling stress for thin rectangular plates is given by the equation $F = KE(t/b)^2$, where F is the critical stress, E is the modulus of elasticity, t and b are the thickness and breadth of the plate and K a constant depending on the linear dimensions of the plate. The value of the constant K governs the stress criterion, viz. whether it is the critical shear stress or the critical buckling stress or the critical compressive stress. Values of K are available from the principles of elastic stability as given by Timoshenko¹⁷ and Perry.¹⁸ After obtaining values of these stresses, they can be suitably combined for cases where the skin is subjected to a combination of two types of stresses. Thus initial buckling occurs when one of the following equations is satisfied:

- (i) Compression and bending: $Z_b^{1.75} + Z_c = 1$
- (ii) Compression and shear: $Z_s^{1.5} + Z_c = 1$
- (iii) Bending and shear: $Z_b^2 + Z_s^2 = 1$

where Z_b , Z_s and Z_c are ratios of stresses in plate to the critical stresses, viz. f_b/F_b , f_s/F_s and f_c/F_c .

When the plates are curved, as in the case of domes or arches, the equations for the critical stress remain the same, except that K has different values, being a function of the ratio of length to breadth of sheet and the ratio of the square of breadth to the product of radius of curvature and thickness of sheet.

The use of aluminium-alloy sheet for stressed-skin has a very great advantage. For the same weight it is roughly three times as thick as steel, and since buckling load increases as the cube of the sheet thickness, the strength contributed by aluminium is considerable. The principles of stressed-skin construction are applicable in floors and wall panels also. In the traditional type of structure the outside covering has no stress-carrying function. Since the skin extends over the entire surface of the

panel, its cross-sectional area is sufficiently large to permit the use of a very thin skin, limited only by the criterion of corrosion, a feature not possible in steel. At times the loads to be resisted are so large that the stiffener spacing becomes so close as to make them impracticable for construction purposes. They are then replaced by a continuous corrugated sheet, riveted or spot-welded to the skin. The normally used corrugated sheet shown in fig. 2 does not develop its full strength, as the straight section between p and q buckles before the curved portions.

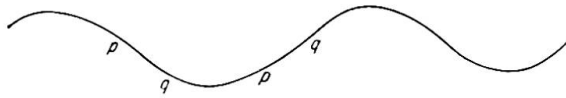


Fig. 2

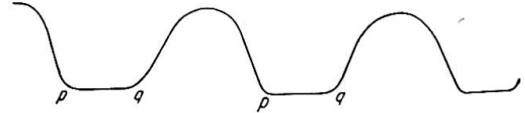


Fig. 3

A more efficient section would be one having flat-topped corrugations as in fig. 3. Here the flat section pq is adjacent to the strong curvature and is therefore better supported. The flat part also facilitates the attachment of other assemblies. Such sheets can be adopted in large built-up girders as compression flanges. This application appears to have been utilised only in the cantilever beams of aircraft wings, though they are quite useful in general structural engineering. Such stressed-skin structures lend themselves admirably to the design of roofs, both straight and curved, large domes, aircraft hangars (where the roof, sides and the main structure can be an integral unit), and floor and wall panels of ordinary and prefabricated structures.

Tension field beam

The tension field beam, not generally known outside the domain of aeronautical engineering, is an excellent example of the manner in which basic concepts of aluminium can be applied to efficient design in structural engineering. It is in the main similar to a steel built-up girder with web stiffeners as shown in fig. 4. The

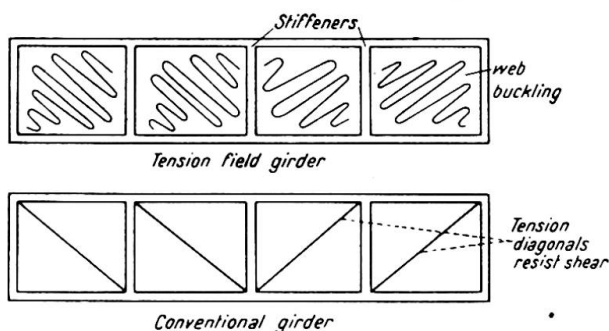


Fig. 4

main difference is that the tension field beam is of very thin sheet-metal which is permitted to wrinkle or buckle under shear stress caused by the load. The wrinkled web acts like tension diagonals in ordinary open-web trusses, thus creating a "tension field" within the web. The theory of pure tension field beams was first developed and published by Wagner in 1929 and it is therefore also termed the Wagner beam.¹⁹ In this theory it was assumed that the web was

perfectly flexible and was not capable of resisting any diagonal compressive stress. In practice, however, these webs do resist to some extent diagonal compressive stress after buckling, and thus act in an intermediate range between shear-resistant webs and pure tension field webs. Beams with such webs are then termed semi-tension or partial-tension field beams.

The theory of semi-tension field beams demonstrates that a structural member does not necessarily fail under loads which cause large visible deformations in some of its elements such as the web of this beam. It follows therefore that such members can be made considerably lighter than what the more conventional or elementary

design procedures permit. Unlike steel sheets which cannot be made less than 0.06 in. in thickness, aluminium webs of 0.025 in. can be successfully used in such beams without any danger of loss of strength due to corrosion. Since the development of the Wagner beam, many investigators have studied the problem of semi-tension field beams, the most extensive experimental work being undertaken by the National Advisory Committee for Aeronautics (N.A.C.A.) under the direction of Paul Kuhn in America,³⁸ and by Crowther and Hopkins in England.³⁹ In Kuhn's analysis it is assumed that a part of the shear load X is resisted by pure tension field action and the remaining load Y by shear-resistant beam action. Then the ratio of X/Y , termed the diagonal tension factor k , is given by the equation

$$k = \tan h(0.5 \log_{10} f_s/F_s)$$

The stiffener compression forces P and the flange bending moments M are proportional to the vertical component of the web tensile stress, f_y . The values of these are given by

$$f_y = k f_s \tan \alpha$$

$$P = f_y t d = k f_s t d \tan \alpha$$

M , for stiffeners $= Pd/12$; and M , between stiffeners $= Pd/24$.

An effective width of web equal to $(1-k)d/2$ is assumed to act with the stiffener. The stiffener compression stress f_c is then given by:

$$f_c = P/A_e + (1-k)td/2$$

In the above equations,

f_s = shear stress,

F_s = buckling shear stress,

P = stiffener compression load,

M = flange bending moments,

f_y = vertical component of web tensile stress,

f_t = diagonal tension stress,

t = web thickness,

d = stiffener spacing,

E = modulus of elasticity.

The term A_e is used to denote the effective stiffener area. When there is a stiffener on each side of the web, A_e is equal to the true stiffener area A . However, when there is a stiffener on only one side, the value of A_e is given by $\frac{Ar^2}{e^2+r^2}$, where e is the eccentricity of compression load P , as measured from the centre of the web to the centroid of the stiffener area, and r is the radius of gyration of the stiffener. The angle of diagonal web tension is denoted by α and its value is given by:

$$\tan^2 \alpha = \frac{S - S_x}{S - S_y}$$

where $S = f_t/E$ and is the unit strain along web diagonal; S_x is the unit strain in the beam flanges resulting from the compression caused by the web tension; and S_y is the unit strain in the vertical stiffeners caused by compression load P . For normal beam proportions where the flanges do not compress appreciably, S_y can be assumed to be zero. Then in terms of stiffener area, the value of α can be obtained as:

$$\cot^4 \alpha = td/A_e + 1$$

If the semi-tension field beam has equal stiffness in resisting the horizontal and vertical tension, the two tensions will be equal and the value of α will be 45° . In practice the flanges of such beams are more rigid in resisting compression loads than are the stiffeners, and as such α is less than 45° because the horizontal web stress is

greater than the vertical tensile stress. Some indication of the values can be had from fig. 5, in which are plotted values of $\tan \alpha$ against td/A_e for different values of k ranging from 0 to 1.0.

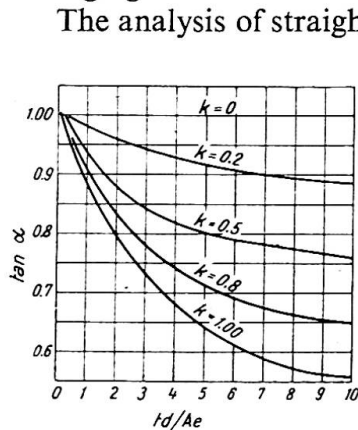


Fig. 5

The analysis of straight beams can be extended to cover the special case of curved tension field web beams, commonly met with in aircraft structures, but necessarily limited in structural engineering. It can be used in the latter for curved built-up beams, and designed from the semi-empirical methods of analysis given by Kuhn and Griffith.²⁰

Sandwich construction

A better known counterpart of the tension field beam is a sandwich panel, in which the flanges rather than the web are made of strong thin sheets. The advantages of using both low-density and high-density material can be obtained by using a relatively thick low-density material bonded between two faces of thin high-strength sheets. William Fairbairn adopted the idea of laminar construction when carrying out his notable investigations on fatigue and bridge design as far back as 1849.²¹ Since then it has been used in aircraft structures to some extent. Since the last war its design and development have received considerable impetus mainly through the publication of Bruyne, Gough and Elam's classic paper and the active investigation by the Forest Products Laboratory, U.S.A., National Luchtvaartlaboratorium, Amsterdam, and the Royal Aircraft Establishment and College of Aeronautics, England.²² The main purpose of this type of construction is to place the strong principal structural elements as far apart as possible to obtain a large moment of inertia of cross-section with the ensuing benefits of high flexural and torsional rigidity and low overall density. The core provides suitable shear connections, increases the relative moment of inertia and also acts in stabilising the facings so that they will not wrinkle until a high state of stress in the material is reached.

Aluminium alloys, with their high strength, low density, absence of corrosion and the availability of sheets of very thin size, offer a wide scope for use as facings of sandwich panels. Among the other materials available are stainless and mild steel, magnesium alloys, plastics, woven glass-fibre fabrics, paper fabrics and plywood for facings, and wood, honeycomb and pulp-base materials for cores. These panels when correctly designed can be used efficiently for structural purposes in floors, walls and roofs, and for light non-stress-bearing members in partitions, doors and refrigeration panels.²³

The structural properties of sandwich panels depend upon the ratio of the core thickness to the thickness of the face materials. As the thickness of facings is increased, the panel becomes stronger, thicker and heavier. However, it cannot be indefinitely increased because there is one core/thickness ratio which gives the maximum flexural-strength/weight ratio and another which gives flexural-stiffness/weight ratio.

As in ordinary aluminium design, the strength/weight ratio also assumes importance in sandwich construction. From the general principles of strength of materials it is found that for a sandwich material resisting bending, the minimum weight is obtained when the weight of both the facings is approximately the same as the core material. To resist compression buckling loads, however, the total weight of both the facings should be approximately one-half the weight of the core material in order to obtain the minimum overall weight. Assuming the facings to be of a

high-strength aluminium alloy 24 S-T, and a core material of density 0.01 lb./in.³, it can be worked out and shown that in order to resist the same bending moment, this type of sandwich panel would weigh 37% less than a solid aluminium sheet. Similarly for equal compression buckling-load, it is found that the sandwich weighs only 21% of the solid sheet of 24 S-T alloy. It is interesting to consider these values with other materials of construction given in Table VI.

TABLE VI

Sheet material	Ratio of weight of material to weight of 24 S-T alloy	
	Equal bending	Equal compression
Stainless steel	1.72	2.12
Magnesium alloy (of ultimate tensile strength 40,000 lb./in. ²)	0.83	0.77
Laminated plastic	0.74	0.83
Sprucewood	0.42	0.31
Sandwich panel (as described above)	0.37	0.21

It will be observed from this table that the sandwich panel with aluminium facings constitutes one of the lightest forms of modern construction procedure and is well adapted for floors and wall panels of structures. Instead of the ordinary smooth face sheets it is suggested that greater rigidity can be obtained by beading the faces or by providing integral ribs as shown in fig. 6. Early investigations revealed that bending

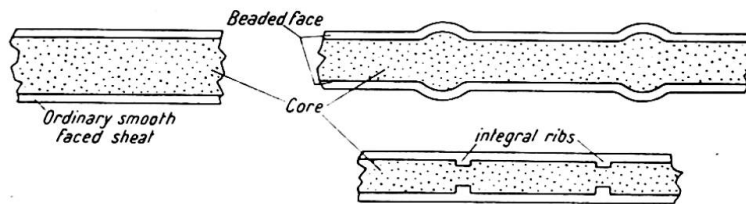


Fig. 6

rigidity and buckling loads of sandwich-type structural elements were considerably lower than those arrived at from the conventional bases of strength calculations, mainly because of the small shearing rigidity of the relatively thick core. Consequently the basic theory with their classic formulas could not be directly applied to calculate instability conditions. The theory had therefore to take into account (a) the shearing deformations, which as a rule are neglected in ordinary structural analysis, and (b) the anisotropic nature of face and/or core materials. Based on this concept various formulae were developed for compression, bending and buckling and general design features and evaluated by the author elsewhere.²² A detailed analysis of the elastic and plastic stability of sandwich plates by the method of split rigidities has been recently made by Bijlaard and is worth studying.²⁷ Sandwich construction, with its high specific tenacity and ease of manufacture, resulting in the production of large sheets with uniform surfaces and absence of stringers and stiffeners or rivets, should commend itself as a good type of building material satisfying both architectural as well as structural standards.

Space frames

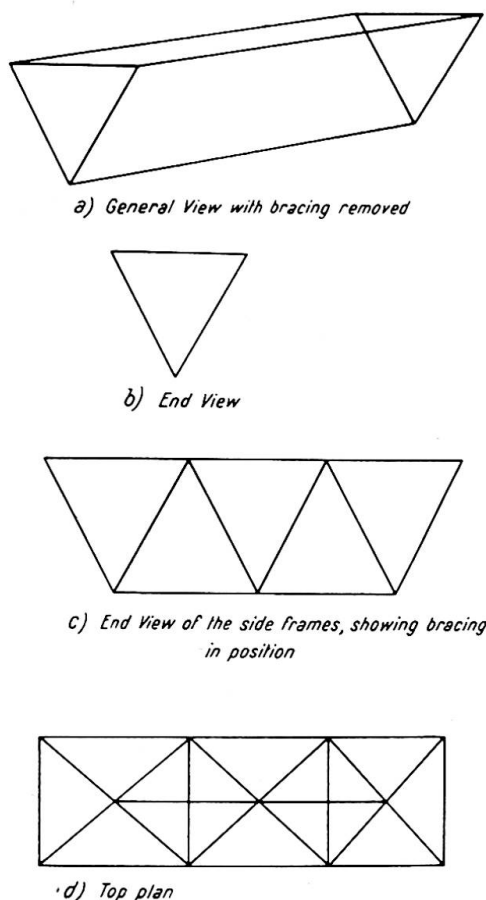
A logical development from aeronautics and one having very wide, but not yet fully explored, potentialities in structural engineering is the space frame. Most

structures have up to now been designed as two-dimensional frames, without taking into consideration the favourable characteristic of the third dimension, mainly because a three-dimensional frame is difficult to visualise and also to analyse. The truss-type fuselage and aircraft wing structures have long realised the efficiency of space frames in which the strength of the torsional structure is utilised in carrying eccentric loads.

The general principles of this form of construction have long been known and the methods of calculating stresses given in many publications^{24, 25, 26, 28, 32, 33}; yet its practical applications have not been made on a wide scale, except in some German and Swiss bridges described by Bowman,²⁸ Walther²⁹ and Haupt.³⁰ Triangular-section trusses have to a certain extent been used in other structural fields, such as radio and television towers, and in "diagrid" structures for floors and roofs evolved by Fowler and the late Dr. Pandya of India.³¹ Very recently Professor Kavanagh illustrated the possibilities of this type of structure in the bridge field, by giving some pertinent figures for a welded two-lane deck highway bridge of 120 ft. span subject to specifications of A.A.S.H.O. for Highway Bridges.³⁴ According to him such a bridge of welded triangular section is 21% lighter than the conventional riveted structure. If, on the top of this, the item of flooring is omitted, because in both types they will be alike, then the remaining structure in triangular type is 49% lighter than its conventional counterpart. A similar analysis for a two-hinged spandrel arch bridge with braced decking of 22 ft. rise and 5 ft. depth at centre revealed a saving of 30% for the entire bridge, and 67% when the flooring was omitted. Another important factor is that in such space frames the actual space volume is reduced by 50% to 75% over conventional designs, with considerable improvement in the æsthetic value.

A brief analysis of the triangular design given above strikingly reveals the vast economies that can be effected if in such structures steel is replaced by aluminium. Thus in ordinary bridges it is found that a saving of 50% in weight results from the use of the light alloys. Adding this to the extra saving in weight arising due to the triangular type construction of approximately 20%, it can be easily seen that an aluminium space frame correctly designed affords an overall weight-saving of some 70% over the conventional steel design. It may be of interest to point out that in the Arvida Bridge over Saguenay River in Canada (which incidentally forms the longest aluminium bridge of any kind in the world with a single fixed-arch span of 290 ft. and a rise of 47 ft. 6 in.) the saving in weight by using aluminium was 57%, while in the 100-ft. plate-girder-type bridge over the Grasse River at Massena, New York, the saving was 59% over the conventional steel structure.

The utility of triangular-type structures having been established, it is imperative to develop this form satisfactorily for major structural work, which is ideally suited for incorporation with aluminium alloys. The resulting framework is more or less on the lines given in fig. 7.



d) Top plan

Fig. 7

APPLICATIONS OF PLASTIC THEORY

The analysis of engineering structures is based on the theory of elasticity, the various concepts and applications of which were propounded by Hooke, Young, Navier, Poisson, Bernoulli, Coulomb, Clapeyron, Maxwell, Euler and Barré de Saint-Venant.^{40, 41} According to the elastic analysis of a structure, each member is so proportioned that the most unfavourable combination of external loads, when multiplied by a suitable factor of safety, will just produce yield in that member. It is quite evident, and a long-standing fact, that a redundant structure is by no means on the verge of failure when yielding occurs in one of its members. If the external loads on a redundant structure are steadily increased, then the excess load on the member which has yielded is automatically taken up by other members which have not so far yielded and are capable of carrying a still greater load. The methods of applied elasticity also very conveniently ignore secondary stresses which are difficult to compute and stresses around rivet holes, around points of application of loads and reactions (stress-concentration) and around junction points such as in web and flanges of I-sections. It is therefore logical that the theory of elasticity, long considered a classic, should be replaced by a more correct theory to proportion structures which would collapse only when subjected to the maximum specified loads multiplied by the correct factor of safety. Realising this fact, the newer methods of design have come into prominence in which the inelastic behaviour of structures is given special consideration.⁵¹ The inelastic behaviour indicates any type of general mechanical behaviour that is not elastic and covers the theory of anelasticity and the theory of plasticity (plastic flow and plastic deformation and limit design). The theory of anelasticity propounded by Zener⁵² defines the inelastic characteristics of two-phase or polyphase materials in the range of small deformations and is at present of little interest in structural engineering. The theory of limit design has been dealt with fully by Van den Broek,⁴² while the general theories of plasticity are being actively investigated by many workers in England, America, Germany and Russia. The original investigations of Kist,⁴³ Grunning,⁴⁴ and Maier-Leibnitz,⁴⁵ followed by the recent work of Baker⁴⁶ at Cambridge University and Prager in America,⁴⁷ have resulted in the development of methods of plastic design for several types of framed structures. Most of the applications of the plastic-design methods have been to steel structures, with little experimental or analytical work on light alloys. The author believes that the methods of limit design and the principles of shake-down theorems and plastic collapse⁴⁸ can be applied for designing frames in aluminium alloys also. The basic hypothesis of the value of the bending moment not exceeding a certain magnitude at which large changes in curvature occur at constant moments, though not strictly valid, appears to be accurate enough for some light alloys to allow useful results to be obtained. The fact that aluminium alloys do not exhibit the flat yield-characteristic of mild steel constitutes an advantage in that relatively much higher loads can be carried by redundant structures made of light alloys than can be carried by such structures in steel, because of the effects of continuity which contribute towards increasing the resisting moments. In view of the unsifted mass of literature existing on the theory of plasticity, from which the structural designer can find little of direct use, the author believes that the general principles of limit design furnish, in the present state of knowledge, the most reliable procedure to be adopted for structural design in aluminium alloys. The seeds of the theory of limit design, which presupposes ductile or semi-ductile stress distribution, and lays emphasis on permissible safe deformation rather than on permissible safe stresses, were first laid by Kist⁴⁹ of the University of Delft. These concepts were later expanded and modified and

given a practical utilitarian value by Van Den Broek.⁴² In fact, it is seldom realised that the classic formula of Euler used for compression design is a limit-design formula, because no symbol of stress appears in this function. In designing aluminium structures, especially continuous beams, the same procedure as followed for steel is adopted, without any modification, except that some value of the stress has to be decided upon to take the place of yield-point stress in steel. This stress should necessarily be low enough to avoid excessive deformations, but high enough so as to enable the material to be used to the maximum efficiency, the recommended being the 0.2% proof stress. A more practical method is to assume that the well-known stress function $M=fZ$ (M is the bending moment, f the maximum fibre stress and Z the section modulus) applies beyond the elastic limit, thereby utilising the fictitious stress as something analogous to the so-called modulus of rupture, without of course any existence of rupture. On this basis, experimental investigations were carried out by Panlilio⁵⁰ to chart out a possible future line of attack, and his findings are worthy of detailed study. The application of limit design to aluminium alloys has one disadvantage in that the comparative brittleness of these alloys does not allow a correct evaluation of exact figures to determine the minimum value of ductility consistent with safety for the requirements of different types of construction. Experimental investigation is still needed to correctly prognosticate the instability and rupture conditions, before an exact theory of plastic design can be formulated. In the analytical field the theory offers mathematical difficulties and forms an important field of research in the non-linear mechanics of deformable media.⁵³

SAFETY FACTORS

The application of the theory of limit design to aluminium structures offers a means whereby a constant factor of safety can be selected which is closer to the real safe margin than is provided by the conventional methods based on the elastic theory. In fact, the whole concept of safety factor requires to be re-analysed in the light of the recent development in the field of statistical analysis and the plastic theories. A comprehensive and probably the most modern treatment has been given by Pugsley⁵⁴ of Bristol University. As the author pointed out,⁵⁵ the various concepts in structural engineering adopted so far clearly reveal that what engineers usually designate as factor of safety is in reality a factor of uncertainty or a factor of ignorance. This is because allowance has to be made for such items as variations in the quality of the material, introduction of a new material for which test data are not available, exact interpretation of stresses and strains depending on a correct selection of the failure theory, and evaluation and estimation of exact loading arising in practice, all of which are extremely difficult to infer to the right degree of accuracy. As human observation is limited to a certain degree of accuracy attainable, the concept of safety can only be evaluated between maximum and minimum limits and not equated to an exact value. The relation between buckling resistance and slenderness ratio, in columns, is a typical example, in which functional, statistical and empirical laws exist in one and the same problem, and as such the margin of safety cannot be equated to any known quantity. Actually the safety factor is affected by two influences, viz. that which governs the stress induced in the structure or the load that produces the stresses, and those which govern the resistance of that structure or its carrying capacity. The laws of structural design, as far as they pertain to the margin of safety, have to be considered as a combination of functional and statistical relationships: functional so far as the laws of the theory of structure are concerned and statistical to the extent that real physical properties appear as parameters of the functional relations. Turning

from these abstract considerations to practical engineering aspects, certain discrepancies can be observed if the safety factor for aluminium structures is unintelligently copied from steel construction. Thus mild structural steel with a yield-point strength of 15 tons has an ultimate strength about 80% higher at 26 tons and an elongation of over 20%; while a typical duralumin alloy with 0.1% proof strength of 26 tons has an ultimate strength only about 20% higher at 32 tons and an elongation of only 12%. It is quite evident, therefore, that if a design is based on proof strength or yield point, there is a proportionately less margin of safety between this and the ultimate strength in the case of aluminium alloys than in the case of steel. Further, to safeguard against rusting and corrosion, a minimum surface area has to be provided as a safe margin. In a fully stressed steel part of, say, 1 in. effective thickness, the loss of $\frac{1}{16}$ in. from each face by rusting, over a period of time, is alone sufficient to increase the original design stress by 1 ton/in.² Such a consideration does not arise in aluminium alloys because of their very high corrosion resistance.

As the ultimate strength characteristics appear more pronounced, it can be easily realised that it is a function which cannot be left out of the picture of safety factor, if a rational approach to design is to be formulated. The importance of the theory of limit design, which is based upon the ultimate stress, can now be seen in its true perspective. As the structure becomes more complex and highly redundant, the gap between yield-point load, the theoretical load at which yield commences and the actual collapse load, also increases. In very extreme cases the collapse load was found to be as high as eight times the yield-point load. It therefore stands to reason that if a safety factor of 4 is employed for pin-connected structures, it can be easily reduced to 2 or 2.5 for redundant structures. Usually in aircraft structures the margin of safety is taken as $(F-f)/f$, where F is the allowable stress and f the calculated stress. In view of the meagre information, both analytical and experimental, available on this vexed question of safety factor for light-alloy design the author ventures to assert that a working stress of $1/2.5$ to $1/3$ of the ultimate stress should be adopted. A lower margin of safety than this, viz. $1/2$, can be adopted for highly complex but fully static structures, while for bridges and other dynamic structures it should not be less than $1/3$, especially where large impact forces are expected. The strength of the strongest aluminium alloys, and in fact all metals in general, is scarcely $1/30$ th to $1/40$ th of the value to be anticipated from the theory of perfect crystals as defined through the laws of metal physics.⁵⁷ A similar discrepancy is also observed for yield stress under shear. In general the region of perfect elasticity is very small, the metal does not fracture in a brittle manner but experiences a large plastic yield during which metals like aluminium work-harden, and at high temperatures and stresses exhibit the phenomena of creep. The concept of safety factor in design for high-temperature service, which arises in the case of the atomic pile for the production of nuclear energy, is considerably more complex. This is due to interrelation between time, temperature and strength, which introduces the duration of load at certain temperatures as a significant characteristic of this load. Since the effect of load fluctuations is to be combined with temperature fluctuations of varying durations, and since the former are not dependent on the fluctuations of resistance, even the statistical laws are not applicable in evaluating the safety factor in such problems.

CONCLUSION

In presenting this paper the author has tried to give a balanced appraisal of the utility and limitations of aluminium in structural engineering. A new outlook in designing light-alloy structures is stressed and avenues of approach for future

developments indicated. The basic concepts of theory formulated here represent a unified attempt to establish fundamental principles necessary for a correct rational approach to the subject.

It is hoped that the paper will form a springboard for extending through experimental investigation and analytical research the existing meagre information in this uncharted domain of engineering.

REFERENCES

- (1) CLAESSEN, CONRAD. British Patent No. 19,282, 1905.
- (2) WILM, ALFRED. "Physikalische-metallurgische Untersuchungen über Magnesium-haltige Aluminiumlegierungen," *Metallurgie*, 8, 225, 1911.
- (3) "Revue de l'aluminium," *Bulletin bibliographique*, June 1924, 14.
- (4) GHASWALA, S. K. "Developments in Aluminium and its Alloys," Paper read at the 6th International Congress for the History of Science, Amsterdam, Aug. 19, 1950. To be published in the *Transactions*.
- (5) *Aluminium*, Apr. 11, 1921, 1.
- (6) GHASWALA, S. K. "Aluminium Alloys in Civil Engineering," *Civil Eng. (Lond.)*, March 1947, 121.
- (7) GHASWALA, S. K. "The Strength and Uses of Aluminium Structures," *Indian & Eastern Engr.*, June 1942, 769.
- (8) GHASWALA, S. K. "Working Stresses in Aluminium Alloy Structures," *Engineering*, 3, Sept. 1943, 195.
- (9) Report on the Structural Use of Aluminium Alloys in Buildings, *Instn. Struct. Engrs.*, Sept. 1950.
- (10) Progress Report of the Committee of the Structural Division on Design in Lightweight Structural Alloys, *Amer. Soc. Civ. Engrs.*, *Separate* 22, June 1950.
- (11) DUDLEY, L. *Light Metals in Structural Engineering*, Temple Press, London, 1947.
- (12) *Structural Handbook*, Aluminium Company of America, 1948.
- (13) TEMPLE, J. E. *Handbook of Structural Design in the Aluminium Alloys*, James Booth & Co., Birmingham, 1947.
- (14) REIPRICH, J., and VON ZWEHL, W. *Aluminium-Taschenbuch*, Verlag der Al-Zentrale e. V., Dusseldorf, Germany, 10th Ed., 1951.
- (15) ROSENHAIN, W. "Aluminium and its Alloys," Cantor Lectures, Royal Soc. Arts, delivered Apr. 12, 19 and 26, 1920.
- (16) LIVINGSTONE SMITH, S. "A Survey of Plastics from the Viewpoint of the Mechanical Engineer," *Proc. Instn. Mech. Engrs.*, 152, 29, 1945.
- (17) TIMOSHENKO, S. *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, N.Y., 1936.
- (18) PERRY, D. J. *Aircraft Structures*, McGraw-Hill, N.Y., 1949.
- (19) WAGNER, H. *Ebene Blechwandträger mit sehr dünnem Stegblech*, 20, Hamburg, 1929. "Flat Sheet Metal Girders with Very Thin Metal Web," *Parts I, II, III, N.A.C.A. T.M.* 604-606, 1931 (English translation of above).
- (20) KUHN, P., and GRIFFITH, G. E. "Diagonal Tension in Curved Webs," *N.A.C.A. Tech. Note* 1481, 1947.
- (21) DIETZ, A. G. H. *Engineering Laminates*, Wiley, N.Y., 1949.
- (22) GHASWALA, S. K. "Elements of Sandwich Construction," *J. Instn. Engrs., India*, Sept. 1950, 47-62.
- (23) ENGEL, H. C., HEMMING, C. B., and MERRIMAN, H. R. *Structural Plastics*, McGraw-Hill, N.Y., 1950.
- (24) MAUGH, L. C. *Statically Indeterminate Structures*, Wiley, N.Y., 1946.
- (25) WILBUR, J. B., and NORRIS, C. H. *Elementary Structural Analysis*, McGraw-Hill, N.Y., 1948.
- (26) SOUTHWELL, R. V. *Relaxation Methods in Engineering Science*, Oxford, 1940.
WAGNER, H. "The Analysis of Aircraft Structures as Space Frameworks," *N.A.C.A. T.M.* 522, 1929.

- (27) BIJLAARD, P. P. "Analysis of the Elastic and Plastic Stability of Sandwich Plates by the Method of Split Rigidities," *J. Aero. Soc.*, May 1951, 339, June 1951.
- (28) BOWMAN, W. G. *Eng. News Rec.*, May 10, 1945, 4. Also *Bautechnik*, Feb. 6, 1931, 70 and 101.
- (29) WALTER, P. *Stahlbau*, 6, No. 17, 129, Aug. 18, 1933.
- (30) HAUPT, W. *Bautechnik*, Feb.-Mar. 1948.
- (31) J. F. LINCOLN ARC WELDING FOUNDATION. *Arc Welding in Design, Manufacture and Construction*, 435.
- (32) "Die erste Dreigurtbrücke der Welt," *Technik für Alle*, Stuttgart, 21, 376, 1930.
- (33) BUCHLER, A. *Schweizerische Bauzeitung*, 98, 214, 1931.
- (34) KAVANAGH, T. C. "Potentialities of Welded Deck Bridges of Triangular Cross Section," *I.A.B.S.E.*, Pub. 10, 87, 1950.
- (35) THUM, A. *Ver. Ing. Zeit.*, 88, 609, Nov. 11, 1944.
- (36) "Specification for the Design of Light Gage Steel Structural Members," Amer. Iron & Steel Inst., Apr. 1946.
- (37) WATTER, M., and LINCOLN, R. A. *Strength of Stainless Steel Structural Members as Function of Design*, Allegheny Ludlum Steel Corp., 1950.
- (38) KUHN, P. "Investigations of the Incompletely Developed Plane Diagonal Tension Field," *N.A.C.A. Rept.* 697, 1940.
- (39) CROWTHER, F., and HOPKINS, H. G. "An Experimental Investigation into Plate Web Spars under Shear," *A.R.C. Rept.* 7711, Strut. 777, 1944, unpublished.
- (40) TODHUNTER, J., and PEARSON, K. *History of the Theory of Elasticity*, Cambridge, 1886.
- (41) LOVE, A. E. H. *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*, Dover, N.Y., 1944.
- (42) VAN DEN BROEK, J. A. *Theory of Limit Design*, Wiley, N.Y., 1948.
- (43) KIST, N. C. *Der Eisenbau*, 2, 425, 1920.
- (44) GRUNNING, M. *Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung*, Springer, Berlin, 1926.
- (45) MAIER-LEIBNITZ, H. "Versuche, Ausdeutung und Anwendung der Ergebnisse," *Prelim. Pub. 2nd Congr.*, Berlin, 1936, I.A.B.S.E., 103.
- (46) BAKER, J. F. *Instn. Civ. Engrs.*, Lond., 31, 188, 1949.
- BAKER, J. F., and RODERICK, J. W. "The Strength of Light Alloy Struts," *Alum. Dev. Assoc. Res. Rept.* 3, 1948.
- (47) PRAGER, W. Publ. of Brown University and other papers.
- (48) NEAL, B. G., and SYMONDS, P. S. *J. Instn. Civ. Engrs.*, 35, 21, 41, 1950.
- (49) KIST, N. C. *Int. Congr. for Metallic Struct.*, Liège, Sept. 1930.
- (50) PANLILIO, F. "The Theory of Limit Design Applied to Magnesium Alloy and Aluminium Alloy Structures," *J. Roy. Aero. Soc.*, June 1947, 534.
- (51) FREUDENTHAL, A. M. *The Inelastic Behaviour of Engineering Materials and Structures*, Wiley, N.Y., 1950.
- (52) ZENER, C. *Elasticity and Anelasticity of Metals*, Univ. of Chicago Press, 1948.
- (53) HILL, R. *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford, 1950.
- (54) PUGSLEY, A. G. "Concepts of Safety in Structural Engineering," *J. Instn. Civ. Engrs.*, 36, 5, 1951.
- (55) GHASWALA, S. K. Discussion of above paper, *Supplement J. Instn. Civ. Engrs.*, Oct. 1951.
- (56) GHASWALA, S. K. *The Theory and Design of Aluminium Structures* (Publication of this book is pending).
- (57) GHASWALA, S. K. "Atomic Structure of Engineering Metals," *Science and Culture*, Feb. 1947, 388.

Summary

The paper gives a critical analysis of the fundamental principles of design governing the applications of aluminium alloys in structural engineering where up to a comparatively recent date the use of ferrous materials predominated. The inherent

physical and mechanical properties of these light alloys enable them to be incorporated in major stress-carrying structures with great economy. In addition to their direct substitution for steel, methods are available and outlined in this paper by which an intelligent use can be made through the resources of accepted principles as adopted in the design of aircraft structures. The author believes that full exploitation of the potential advantages of light metal construction can only be made by an altogether original and rational approach formulated through basic concepts of strength of materials and principles of form strength, and not by imitating designs of steel structures as is done at present. In appraising the worth and limitations of aluminium structures, a digression on the general applications of the plastic theory and on the vexed question of the safety factor is also given to reveal the correct background of approach for design.

In presenting this balanced survey, it is hoped that the paper will form a spring-board for extending through analytical investigations and experimental research the existing meagre information on the theory and design of aluminium structures.

Résumé

L'auteur expose une analyse critique des principes fondamentaux de l'emploi des alliages légers dans la construction, domaine dans lequel jusqu'à ces temps derniers les métaux ferreux étaient de beaucoup les plus employés. Les caractéristiques propres physiques et mécaniques des alliages légers permettent leur emploi dans des conditions économiques, dans la construction de nombreux ouvrages destinés à supporter des charges. Outre les possibilités de substitution directe à l'acier, on dispose actuellement de méthodes qui sont exposées dans le présent mémoire et qui permettent d'utiliser judicieusement les alliages légers suivant des principes tels que ceux qui sont adoptés dans la construction aéronautique.

L'auteur estime que l'utilisation intégrale des possibilités intéressantes des alliages légers, en matière de construction, n'est possible que sous une forme à la fois originale et rationnelle basée sur les notions essentielles de la résistance des matériaux et non pas par simple imitation des conceptions actuellement adoptées dans la construction en acier.

Après avoir mis en évidence les mérites des constructions en alliages légers et indiqué les limites qui leur sont imposées, l'auteur étudie les applications corrélatives générales de la théorie de la plasticité et la question controversée du coefficient de sécurité, afin de dégager les bases correctes de l'étude des ouvrages.

L'auteur espère que cet aperçu d'ensemble pourra fournir un tremplin aux recherches analytiques et expérimentales, en vue de compléter les informations restreintes dont nous disposons actuellement sur la théorie et le calcul des ouvrages en alliages légers.

Zusammenfassung

Der Verfasser gibt eine kritische Zusammenstellung der grundlegenden Entwurfsprinzipien für die Verwendung von Aluminium-Legierungen für Baukonstruktionen, wo bis in die jüngste Zeit der Gebrauch von Stählen vorherrschte. Die charakteristischen physikalischen und mechanischen Eigenschaften der Leichtmetall-Verbindungen erlauben deren äusserst wirtschaftliche Verwendung für zahlreiche Tragwerksarten. Neben ihrer direkten Anwendung als Ersatz von Stahl können sie nach den heute zur Verfügung stehenden und in diesem Aufsatz dargelegten Methoden zweckmässig entsprechend den für den Flugzeugbau entwickelten, bewährten Prinzipien verwendet werden. Der Verfasser ist der Auffassung, dass eine umfassende

Ausnützung der grossen Vorteile der Leichtmetallkonstruktionen nur auf eine zugleich originelle wie rationelle Weise möglich ist, die auf grundsätzlichen Ueberlegungen über Materialbeanspruchung und Formfestigkeit beruhen muss, und nicht durch einfache Nachahmung von Stahlkonstruktionen, wie es heute geschieht.

Nach einer Hervorhebung der Bedeutung und der Grenzen von Aluminiumkonstruktionen wird auch ein Hinweis auf die allgemeine Anwendung der Plastizitätstheorie und auf die umstrittene Frage des Sicherheitsfaktors gegeben, um damit das zweckmässige Vorgehen beim Entwerfen festzulegen. Der Verfasser hofft, dass die vorliegende allseitige Uebersicht den Anlass gebe zu einer Erweiterung der heute noch bescheidenen Kenntnisse über Theorie und Entwurf der Aluminiumkonstruktionen und zwar durch analytische Untersuchungen und experimentelle Forschung.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 2

The structural analysis of the Dome of Discovery

Analyse structurale du "Dome of Discovery"

Die statische Berechnung des "Dome of Discovery"

M. A. LAZARIDES

and

T. O. LAZARIDES, DR. ING., U.I.L.V.

London

London

GENERAL DESCRIPTION OF THE METHOD OF ANALYSIS

The Dome of Discovery is a stiff triangulated space-frame in aluminium alloy shaped as a shallow spherical calotte with a heavy steel ring-girder supported on 48 tubular steel struts forming a system of 24 bipods articulated in the radial direction. The structure has 37 internal nodal points with 6 degrees of freedom each and 24 peripheral nodal points with 4 degrees of freedom each, and is therefore 318 times statically indeterminate.

The analysis was carried out by a combined relaxation and load transformation method specially devised for this purpose. The following is a very condensed outline of the method used and of some of the results obtained.*

The relaxation method is based on the principle of successive convergent approximations and consists of applying successive movements to imaginary constraints introduced at several points of a structure and placed so as to divide the structure into elementary structural units which can be readily analysed and may be statically determinate. The loads are imagined to act initially on the constraints which are considered "fixed." The movement of each constraint "relaxes" it, i.e. relieves it of part of the load, which is thereby transferred to the structure and simultaneously carries over forces and moments on to neighbouring constraints which are in turn relaxed.

The supports of the structure are treated as constraints; the sum totals of the actions carried over to them by neighbouring constraints give the actions exercised by the structure on its supports, equal and of opposite sign to the reactions of the supports.

The relaxation is complete when the residual actions on all the imaginary constraints are below predetermined negligible limits.

* A detailed description of the method of analysis and the full results are given in *The Structural Analysis of the Dome of Discovery*, by T. O. Lazarides, Crosby Lockwood & Son, London, 1952.

The combined method of analysis was based on the principle of decomposing unsymmetrical loads into a symmetrical and an antimetrical component and establishing for each component simple and exact group relaxation functions. By means of these functions the movements imparted to each nodal point or "spider" in turn in the course of the relaxation were automatically positively and negatively duplicated on spiders similarly situated with respect to planes of symmetry and of antimetry of the decomposed loading. In other words, this made it possible to restrict the analysis of the whole structure to that of an elementary wedge of symmetry and elementary wedge of antimetry; the boundaries of these wedges could be treated as structural boundaries with appropriate boundary conditions expressed in terms of relaxation coefficients. The wedges of symmetry and antimetry are shown on fig. 1.

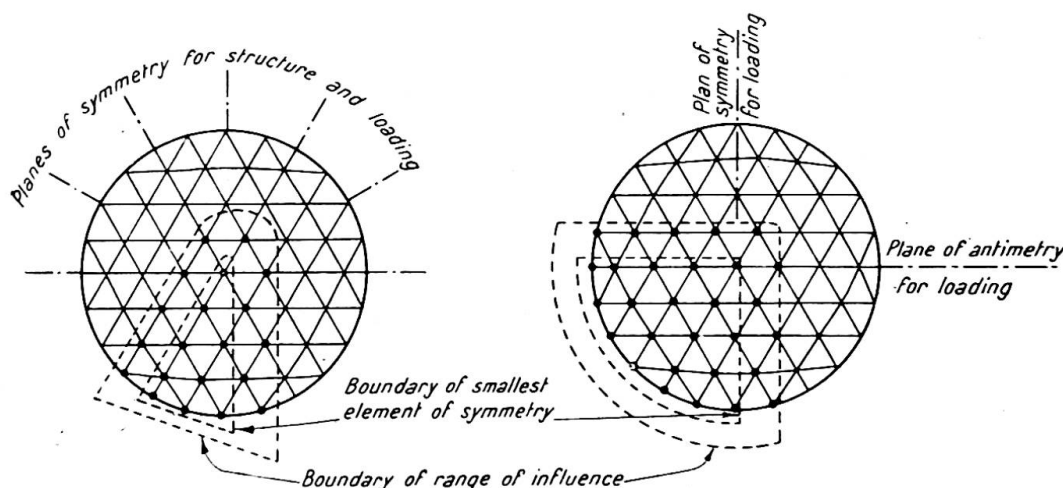


Fig. 1

The compounding of group relaxation operations was carried out as follows:

- (1) Outline the element of symmetry to be analysed.
- (2) Establish the range of influence for this element (i.e. the group of constraints adjacent to the internal boundaries).
- (3) Establish influence coefficients for elementary movements on all constraints inside the range of influence. These are called the "elementary operations and influence coefficients for the general case" in order to distinguish them from the compounded operations for the symmetrical and antimetrical cases.
- (4) Establish for all constraints situated on and within the boundaries of the element of symmetry the influence coefficients and relaxation operations compounded for the symmetrical case, as follows: perform in turn all possible operations on each of the inner constraints adjacent to the boundaries of the element and simultaneously the positive mirror image of these operations on each in turn of the outer constraints adjacent to the boundaries and symmetrical to the first group; sum the resulting effects on all the inner constraints affected by this duplication. For the unaffected constraints the coefficients are simply transcribed from the "general case."
- (5) Do the same for the antimetrical case using negative mirror images, i.e. mirror images with all signs reversed.

This method of compounding is exact and the compounded operations differ from the elementary only with respect to the numerical values of the influence coefficients.

Three loading cases were analysed: own weight and uniformly distributed snow loads over half and over the whole Dome. All loads were assumed to be concentrated on the spiders.

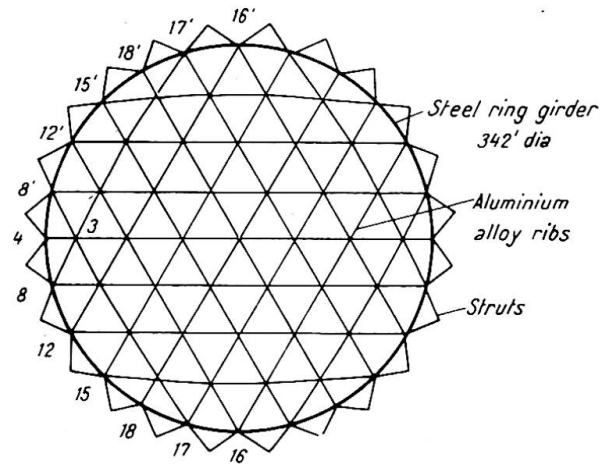
The steel ring-girder was analysed both independently and together with the aluminium grid. The independent analysis gave valuable information on the elastic behaviour, under unsymmetrical loading, of a type of frame now coming into increasing use—a polygonal or round closed stiff frame supported on bipods allowing free radial but no tangential movement.

In the analysis of the Dome as a whole a choice had to be made between using one system of reference axes throughout or using several concordant systems of axes at different stages of the work. The following systems were finally adopted: (a) orthogonal parallel systems x, y, z at the two ends of a curved rib-element for determining the influence coefficients for each element, (b) orthogonal tangential systems of axes T, R, Q at each end of each curved rib-element, into which the previously obtained influence coefficients were converted in order to obtain interchangeable operation factors, (c) independent orthogonal reference systems R, S, T centred on each spider, into which the T, R, Q coefficients were converted in order to obtain operational factors for the relaxation of each spider. All systems of reference axes followed the same stereometric left-hand three-finger rule. The spider axes were determined as follows: axis R positive towards the centre of the Dome sphere, axis S tangential to the great circle passing through each spider and the summit of the Dome, positive towards the summit, axis T by the left-hand three-finger rule—tangential to the Dome sphere at right angles to axis S , positive from left to right viewed from above. A special convention was necessary for the summit spider. This choice of axes necessitated several conversion operations but decisively simplified the computations.

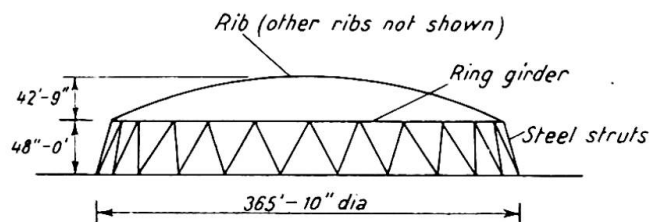
The sequence of operations used in the analysis can be summarised as follows:

- (a) Draw a schematic plan view of the Dome showing ribs and ring-girder only (fig. 1).
- (b) Choose plane of antimetry, i.e. decide, for the case of half snow load, which half should be loaded to give the most unfavourable results. (Note: the Dome can be divided into identical 60° or mutually symmetrical 30° wedges but not into identical quarters; turning the loading by 30° or by 90° therefore alters the loading conditions and considerably alters the distribution of tangential bipod thrusts. This alteration cannot be predicted exactly and it is therefore not certain that the case which was analysed was in fact the most unfavourable.)
- (c) Outline on the plan view of the Dome the elementary wedges of symmetry and of antimetry (a 30° and a 90° wedge respectively) which will be used in the analysis, together with their ranges of influence.
- (d) Mark all spiders with letter, number and upper and lower dash indices.
- (e) Calculate exactly from basic structural data the position of each spider on the Dome-sphere, showing for each: the angle subtended by each of the elements converging on the spider; the position angles at both ends of each element.
- (f) Calculate the influence coefficients for pure actions for all geometrically distinct rib-elements.
- (g) Establish and solve in tabulated form sets of simultaneous equations giving the influence coefficients for pure movements for all geometrically distinct rib-elements.

- (h) Enter these coefficients into conversion tables prepared for each geometrically distinct rib-element (letter indices only) and convert from x, y, z into T, R, Q reference system.
- (i) Enter these T, R, Q coefficients into conversion tables prepared for each element in the influence range of the wedge of antimetry (number indices) and convert movements and actions from T, R, Q reference system into R, S, T reference system using position angle values from section (e).



a) Schematic plan view of dome



b) Schematic elevation of dome

Fig. 2

- (j) Enter the R, S, T coefficients into the operational tables prepared for each spider in the range of influence of the wedge of antimetry. The fixed-end values corresponding to the spiders surrounding the reference spider are transcribed directly, the mobile-end values corresponding to the reference spider itself are added together.
- (k) Compound these coefficients for the symmetrical case and enter into compounded operational tables prepared for each spider situated in the wedge of symmetry, using positive mirror images.
- (l) Do the same for the antimetrical case using positive and negative mirror images as required.
- (m) Prepare main relaxation tables and key plan (blanks); these are the same for both cases.
- (n) Enter initial loading data for symmetrical case and relax to within pre-determined negligible residues using appropriate compounded operational factors. Sum final total absolute movements for all spiders.

- (o) Prepare re-compounding tables for individual rib-elements, enter total absolute movements of spiders, calculate forces and moments at each end of each rib-element.
- (p) Prepare re-compounding tables for individual spiders, enter forces and moments in all rib-elements converging on each spider, check equilibrium of all spiders.
- (q) Repeat from (n) to (p) for antimetrical case. Up to and including these operations all the forces and moments considered are those exercised *by* the structure *on* the constraints. This convention has the advantage of being "natural" for analysis by relaxation because the movements applied then have the same sign as the residual actions which they are intended to liquidate.
- (r) Compound the symmetrical and antimetrical cases to obtain the original unsymmetrical loading case (snow over half the Dome) by adding the movements for all spiders and the actions for both ends of each rib-element.
- (s) Tabulate the final results for the five loading cases which can be obtained by simple combinations of the results of the analysis: own weight, snow over the whole Dome, snow over half the Dome, own weight plus snow over half the Dome, own weight plus snow over the whole Dome. In operations (r) and (s) the forces and moments are those exercised *by* the constraints *on* the structure, this convention being the more usual one in engineering practice.

Finally it should be mentioned that a complete and consistent system of checks was devised making it possible to discover numerical discrepancies, locate the errors by which they were caused, and follow through and eliminate all the consequences of these errors. Extensive use was made of elementary sketches, graphs and diagrams, particularly for the purpose of illustrating the sign conventions used at each successive step.

Concerning the actual relaxation itself it was found that the successive operations tended to group themselves naturally into cycles, and the cycles occurred in natural sequences of two. Each successive attempt at reducing residual unbalanced forces constituting the first cycle of a pair, resulted in unbalanced residual bending and twisting moments, which were then in turn reduced in the operations of the second cycle. It was found advantageous to anticipate the effects of subsequent cycles and also of subsequent operations in each cycle by deliberate over- or under-relaxing.

A further essential feature was provided by the key plan, which made it possible to repeat previously carried out operations by direct transcription instead of referring back to the original operation sheets; when multiplication or division was obviously required the only factors used were 1, 2, 3, 5 and powers of 10. This proved to be a decisive simplification.

RESULTS OF THE ANALYSIS

The most striking aspect of the elastic behaviour of the Dome of Discovery under load is the very considerable difference in the distribution of the movements of spiders, of the internal forces and moments in the ribs and ring-girder, and of the bipod reactions for a symmetrical and for an unsymmetrical loading. Under a symmetrical loading the Dome only flattens out slightly, the distribution of spider movements and of the inner forces and moments is largely uniform, the bipod reactions

are nearly identical and their tangential components are negligible. Under an unsymmetrical loading there is a marked tendency to sideways despite the low rise-to-span ratio. This is due to the lack of rigidity of the ring-girder with respect to deformations which do not entail an overall lengthening and shortening of the perimeter and to the peculiar statical properties of the system of supports consisting of articulated bipods. The overall picture is that the grid tends to "slip away" from under the load; the rigidity of the ring-girder with respect to this type of deformation being practically nil, this tendency is checked by a transfer of tangential forces to some points only of the periphery, namely to the points where these tangential forces can be resisted by tangential bipod reactions. The result is that the supporting struts are loaded very unequally and that there are also some heavy thrusts in the ribs of the grid itself.

The final results cannot be given here in full, but a representative picture can be obtained by considering the behaviour of the ring-girder. Under full load conditions along the ring-girder are almost uniform, although there are small periodic variations giving the deformed ring-girder a slightly wavy appearance. The warping components are practically nil. These periodic variations have only a slight effect on the stresses in the ring-girder itself, but they appreciably affect the distribution of thrusts in the grid. The overall picture is that the grid pushes the bipods outwards and this movement is resisted by the ring-girder working in tension and in bending. While the stresses caused by direct tension and by bending are nearly equal the ring-girder is far more effective in tension than in bending, and a system of straight ties hinged at the rim spiders would therefore have been much more effective.

Under a half load conditions are radically different. The outward movements of the rim spiders and the tension in the ring-girder progressively increase in magnitude from the middle of the unloaded half to the middle of the loaded half. Rotations about the tangential axis are positive in the unloaded half (increasing the grid curvature) and negative in the loaded half (flattening the grid), but the greatest negative values are near the quarterpoints rather than in the middle as might have been expected. The most striking point, however, is the pattern of variation of the tangential bipod reactions; this pattern certainly appears strange at first glance, especially the solitary large positive thrust at the loading demarcation line flanked by negative values, and merits a more thorough examination.

Tangential thrusts in bipods can be caused in two entirely different ways: (a) by unequal thrusts in two grid ribs converging on a rim spider—the radial component of the resultant is taken entirely by the ring-girder, the tangential component is taken entirely by the bipod; (b) by unequal relative radial movements of rim spiders adjacent on either side to the spider supported by the bipod—these cause unequal thrusts in the spider, the resultant of which is taken entirely by the bipod. The distribution of these effects along the periphery follows quite independent laws.

Both these effects are present along the ring-girder when only half the Dome is loaded and it is their superposition which causes the pattern of variation of the tangential bipod reactions obtained in the analysis, and shown in the following Table.

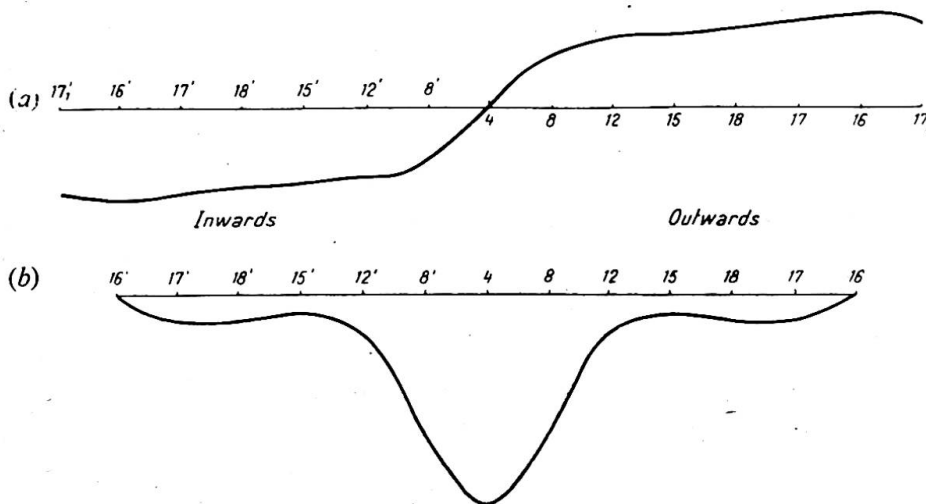
These effects were separated with the help of the influence coefficients used in the analysis to obtain the effects due to ring-girder action only; subtracting these from the total thrust we obtain the effects due to the unequal thrusts in the grid ribs.

It will immediately be appreciated that, taken separately, the two component effects do indeed follow a pattern the broad outlines of which could be deduced from the shape and general characteristics of the structure. It will also be appreciated that it would have been wellnigh impossible to predict from such general considera-

Tangential bipod reactions for load over half the Dome

	Spider No.	Total thrust	Thrust due to R.G. action only	Thrust due to grid action only
Middle of unloaded half	16'	0	0	0
	17'	+ 7.831	+ 6.366	+ 1.465
	18'	+ 5.799	+ 6.116	- 317
	15'	-16.267	+ 4.454	-20.721
	12'	-29.952	+10.348	-40.300
	8'	-14.383	+34.885	-49.268
Demarcation line	4	+51.207	+52.618	- 1.411
	8	-14.807	+35.195	-50.002
	12	-29.952	+10.348	-40.300
	15	-15.843	+ 4.144	-19.987
	18	+ 5.799	+ 6.116	- 317
	17	+ 7.407	+ 6.676	+ 731
Middle of loaded half	16	0	0	0

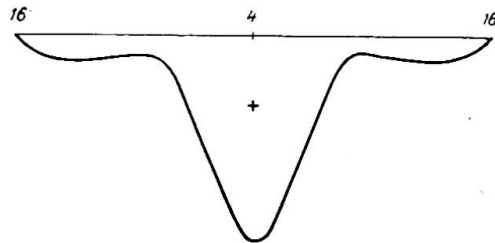
tions any details of the pattern of variation of either effect, let alone the exact relative proportions in which these two mutually antagonistic component effects are superimposed. On the other hand, the conditions along the ring-girder directly determine the reactions in the supporting struts and influence to a very large extent the distribution of forces and moments in the grid itself. It follows that a structure of this type can only be analysed exactly or not at all, as an analysis by approximate methods based on simplified and therefore necessarily incomplete structural analogies may easily lead to very large and unknown errors in unexpected parts of the structure, with the result that some of the structural parts and connections may inadvertently be grossly over or under-dimensioned.



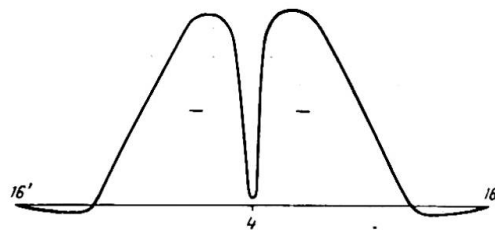
Figs. 3

The absolute and differential radial movements for the rim spiders for the anti-metrical loading case are shown schematically to an exaggerated scale on figs. 3(a) and 3(b). The deformation shown on fig. 3(a) is of a type one would naturally expect for an antimetrical load; thus it is obvious by inspection that h should be minimum at 16', nil at 4 and maximum at 16 and that Δh should be nil at 16' and 16 and maximum at 4, which is in fact a point of contraflexure. The variation of Δh

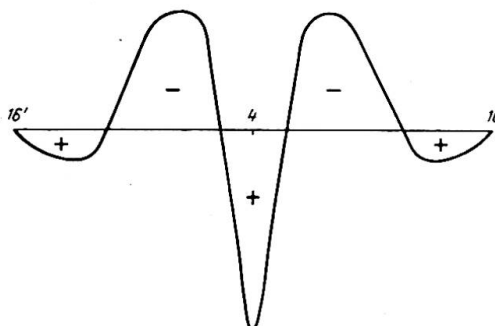
between these extremes is not quite what one would expect at first sight; in particular the transition between 8 and 12 is very abrupt and the secondary maxima at 17' and 17 are unusual. These peculiarities are characteristic of the mode of support on bipods and of the manner in which the thrusts are distributed in the ribs of the grid. The general trend of the variation of the tangential bipod thrusts due to the ring-girder action only is now sufficiently clear.



Effect of unequal displacements of rim spiders



Effect of unequal thrusts in grid members



Total effect

Fig. 4

The second component effect—the tangential bipod thrusts due to grid action only—also shows an easily explained pattern. The unsymmetrical loading will obviously cause a tendency to sidesway across the loading demarcation line and away from the load, which can only be halted by tangential bipod reactions exercised by those bipods which can do this most effectively, i.e. those which lie at a convenient inclination and are connected to triangulated elements of the grid. These are the rim spiders in the immediate vicinity of the demarcation line but *not* including those on the demarcation line itself owing to the almost complete lack of transversal rigidity of the grid elements connected to these spiders. The resulting interplay of tangential thrusts in the grid can be briefly summarised as follows. A severe cross-thrust in the loaded half of the Dome parallel to the loading demarcation line, two

compensating pulls travelling across the Dome from the lower quarterpoint rim spiders, a cross-pull in the unloaded half of the Dome similar and parallel to the main cross-thrust but of smaller magnitude, and two compensating thrusts travelling across the Dome from the upper quarterpoint rim spiders.

The pattern of variation of the total tangential bipod reactions along the ring-girder (fig. 4) is thus adequately explained by the superposition of the two partial effects described above; in particular the presence of a large positive value at 4 flanked on either side by three consecutive large negative values without any transition is explained by the superposition of the (positive) maximum ring-girder effect at the point of contraflexure 4 with a lacuna in the grid effect due to the lack of lateral stiffness of the rib 3-4 and the heavy concentration of the (negative) grid effect in the regions 15'-12'-18' and 8-12-15, which are the only parts of the ring-girder where appreciable tangential components of the sideways pull can be transmitted by a stiff triangulated grid—in other words, the only possible anchors against sideways.

It is obvious that the extremely sharp variation of the tangential ring-girder reactions about the loading demarcation spiders shown on fig. 4 (from a large negative value to a very large positive value and back to a large negative value) cannot fail to produce heavy thrusts in the struts converging on these spiders. These struts are far more heavily loaded than all the others and owing to the peculiarities of the structure they cannot be relieved by shedding part of the load on to their neighbours. This condition could be radically altered either by triangulating all the terminal grid connections without any exceptions, or by converting some of the supporting bipods into tripods. In designing space-frames of great complexity particular care should be taken to avoid configurations in which the systematic or occasional overloading of some elements of the structure cannot be relieved by some form of load shedding.

Summary

The Dome of Discovery at the Festival of Britain, 1951, is a stiff triangulated space-frame in light alloy supported on radially articulated bipods and is 318 times statically indeterminate for arbitrary loading. A complete analysis for symmetrical and unsymmetrical snow load has been carried out by a combined relaxation and load transformation method specially developed for this purpose. This paper gives a brief summary of the method and of some of the results obtained.

Résumé

Le Dôme de la Découverte au Festival de Grande-Bretagne est une ossature rigide triangulée à trois dimensions en alliage léger prenant appuis sur un système de bipodes articulés dans le sens radial. La construction est 318 fois hyperstatique. Un calcul rigoureux pour surcharges symétriques et asymétriques dues à la neige a été fait à l'aide d'une méthode de relaxation et de transformation combinées spécialement établie. L'auteur donne un bref aperçu de la méthode et de certains des résultats obtenus.

Zusammenfassung

Die Tragkonstruktion des "Dome of Discovery" der Londoner Messe 1951 besteht aus einem steifen, 318fach statisch unbestimmten Raumtragwerk aus Leichtmetall, das getragen wird von stählernen in radialer Richtung gelenkig gelagerten Doppelstützen. Die genaue Berechnung für symmetrische und unsymmetrische Schneelast erfolgte mit Hilfe eines speziell für dieses Problem entwickelten Relaxationsverfahrens unter Benützung der Belastungsumordnung. Die Methode wird kurz beschrieben und einige Resultate werden angegeben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 3

Typical methods of erecting four bridges across main rivers in the Netherlands

Méthodes caractéristiques de montage pour quatre ponts sur des rivières principales aux Pays-Bas

Besondere Montageverfahren für vier Brücken über grosse Flüsse in Holland

Hir. H. TEN BOKKEL HUININK

The Hague

and

Hir. A. H. FOEST

Utrecht

(a) ROAD BRIDGE OVER THE RIVER LEK NEAR VIANEN

The river crossing at Vianen was first completed in 1936 as shown in fig. 1(c). To allow international and other traffic to pass during erection a passage of 60 m. was kept in the trestlework. To assemble the arch, with a span of 160 m., 28 m. above the flooring a movable tower-swing-crane with the underside of the arm 3 m. above the top of the arch was used.

The main span was destroyed in 1944; the spans at the south side of the river were only damaged. The traffic was kept going by a ferry and afterwards over a Bailey-bridge on barges. During ice-drift traffic was diverted over the railway bridge at Culembourg, 12 km. upstream. The increasing railway traffic made it necessary to remove the temporary wooden flooring on this bridge, and so the rebuilding of the original bridge at Vianen had to be completed in a very short time.

No girders or spans were available for building a trestlework with a suitable passage for navigation. The available time and the demands of navigation made it necessary to erect the main span in big units with floating cranes. These cranes, the Condor and the Heracles, shown in fig. 1(a), can lift 200 and 250 tons each.

The erection method is shown in fig. 1(b). Two auxiliary piers of steel sheet piling were driven in the river 60 m. apart. On these piers heavy reinforced-concrete blocks were made. The 30-m. high steel pillars were constructed of the floor-girders of the bridge.

At first four arch units, each with a weight of 180 tons, were placed with the above-mentioned floating cranes. The higher parts of the arch were built from both sides. For this assembly a floating crane had to be supplied with shear legs constructed of truss-jibs used on another work (fig. 1(d) and fig. 2).

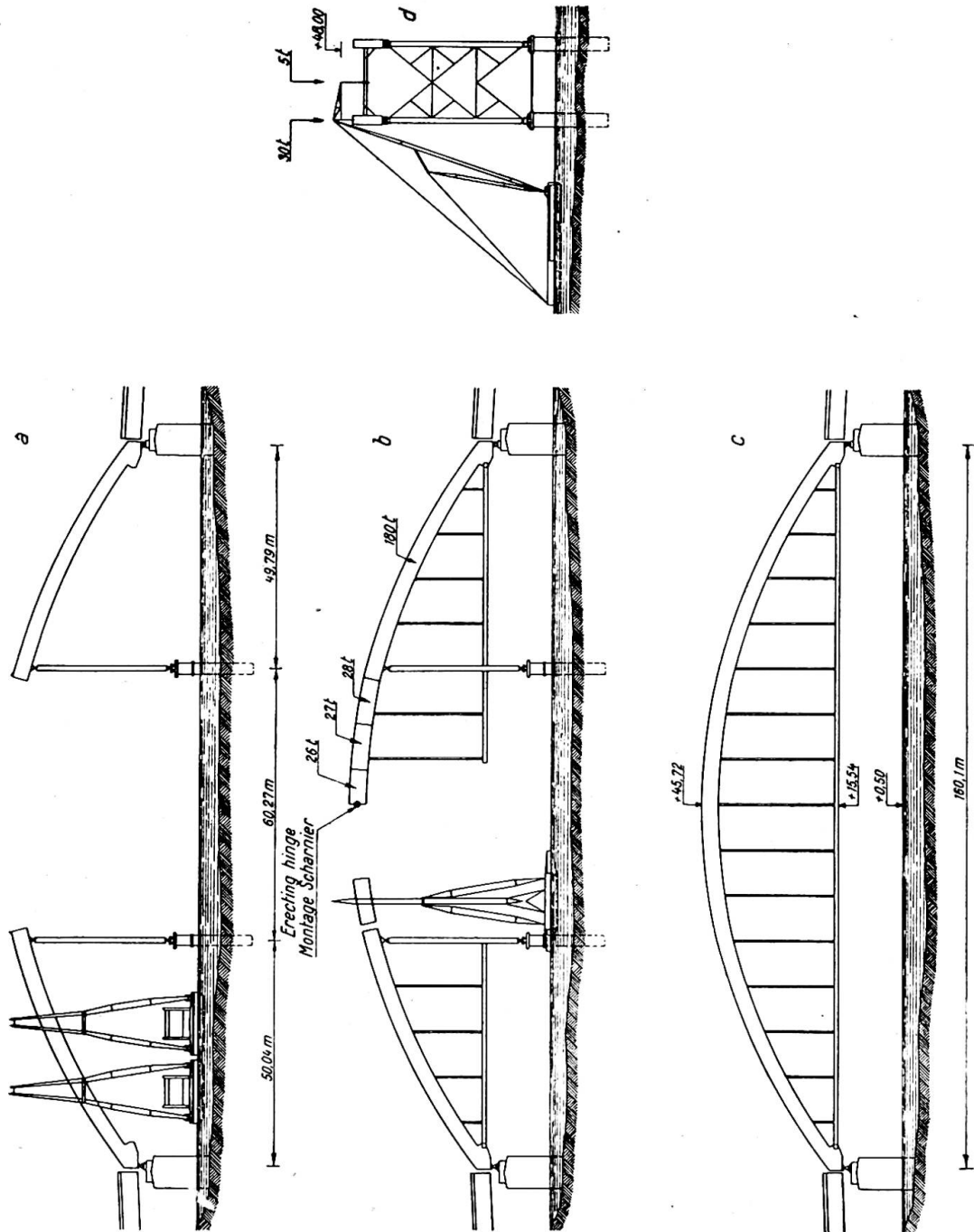
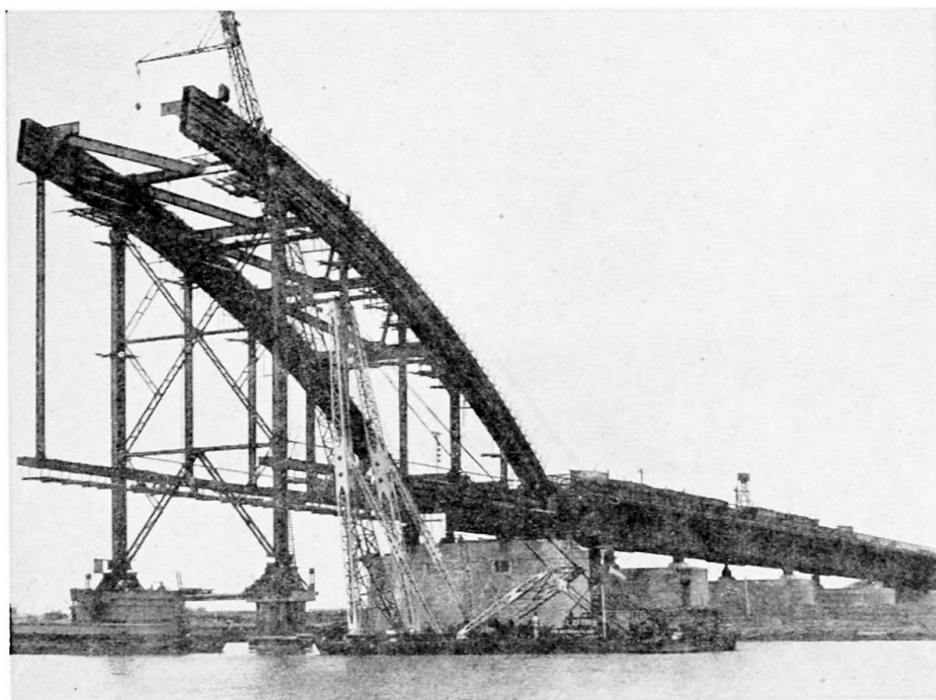


Fig. 1. Bridge over the River Lek near Vianen

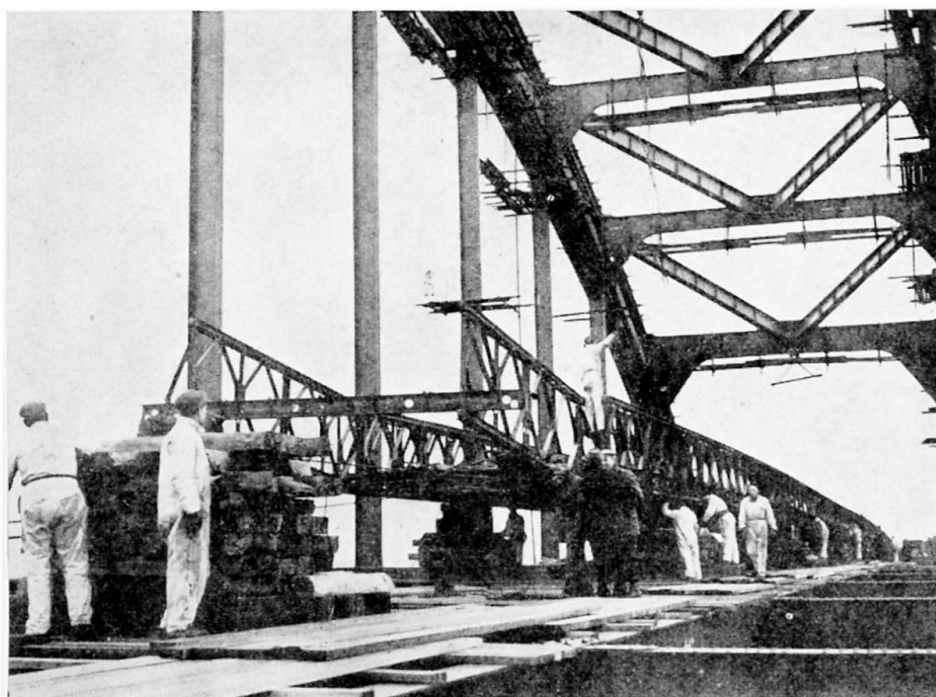
In the top of the arch a temporary hinge was constructed, an opening of 300 mm. being left for this hinge; afterwards one of the bridge parts had to be rolled in to bring the two parts together. After completing the concrete flooring the two parts of each arch were joined by gusset plates thus putting the hinge out of action. Thus the main span is a three-hinged arch for the dead weight only. Special calculations were made to give the bowstring the right camber.

In September the first arch parts were placed. In the middle of November the pillars could be removed. In a short time the crossbeams and some of the floor-girders were erected; over this flooring a Bailey-bridge was laid 1.80 m. above the concrete flooring (fig. 3). Traffic could pass over the Bailey-bridge on the same day



Anefo

Fig. 2. Vianen Bridge



Anefo

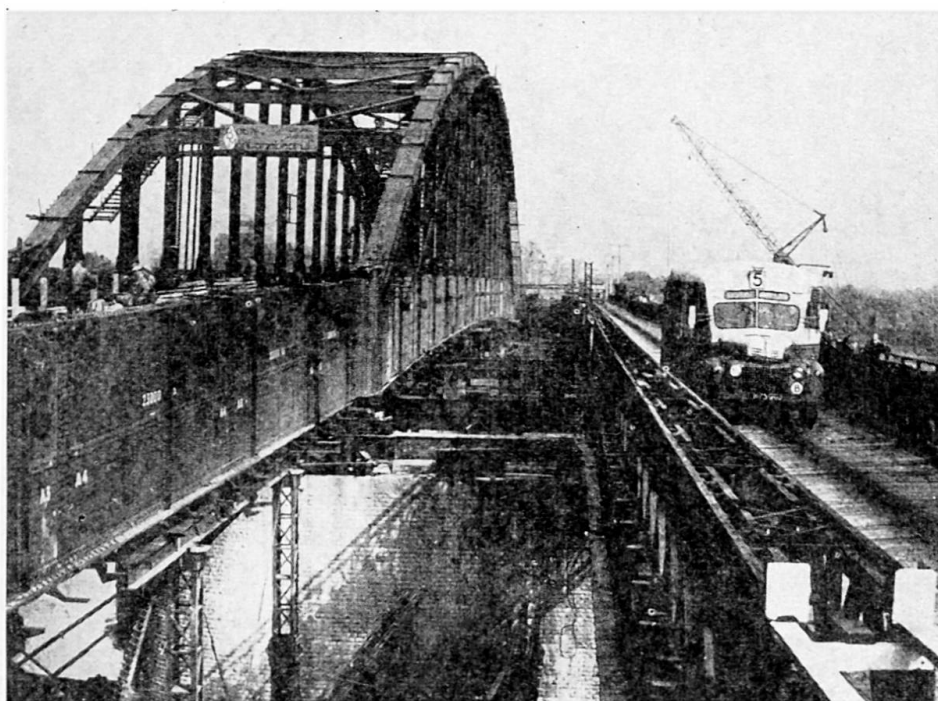
Fig. 3. Vianen Bridge

as the floating bridge had to be removed, on 23 December 1948. The concrete floor had to be completed while traffic continued.

(b) ROAD BRIDGE OVER THE RIVER RHINE AT ARNHEM

The main span of the bridge at Arnhem has been designed as a bridge on four supports, with spans of 50 m. at either side of the middle span of 120 m., stiffened with an arch. The total weight of these three spans is 4,600 tons, including the concrete slab. This bridge was first destroyed in 1940, and a second time in 1944. The procedure of the erection of these arch bridges by using only a few temporary supports in the river was given in the Preliminary Publication of the Third Congress of the I.A.B.S.E.

The second reconstruction had some interesting features, as on the piers of the bridge two double-triple Bailey-bridges were laid. To reduce the span of the Bailey-bridges two auxiliary piers were placed in the river (figs. 4 and 5 (a)).



Renes

Fig. 4. Arnhem Bridge

These piers were designed for the erection of the main girders of the permanent structure at either side of the Bailey-bridges. To fulfil this project the Bailey-bridges had to be lifted for 4.75 m. and the erection of the floor would have met considerable difficulties.

The contractor therefore proposed to build the new bridge downstream of the Bailey-bridge by enlarging the auxiliary piers and driving two piers of steel sheet piling at the downstream side of the river piers. Difficulties were met during pile driving, as parts of the destroyed steel structure were buried in the river bed at a depth of 3 m.

As the maximum weight was limited by the piling, the concrete slab could only be completed for one traffic lane (fig. 5(b) and (d)). The footway at the side of the

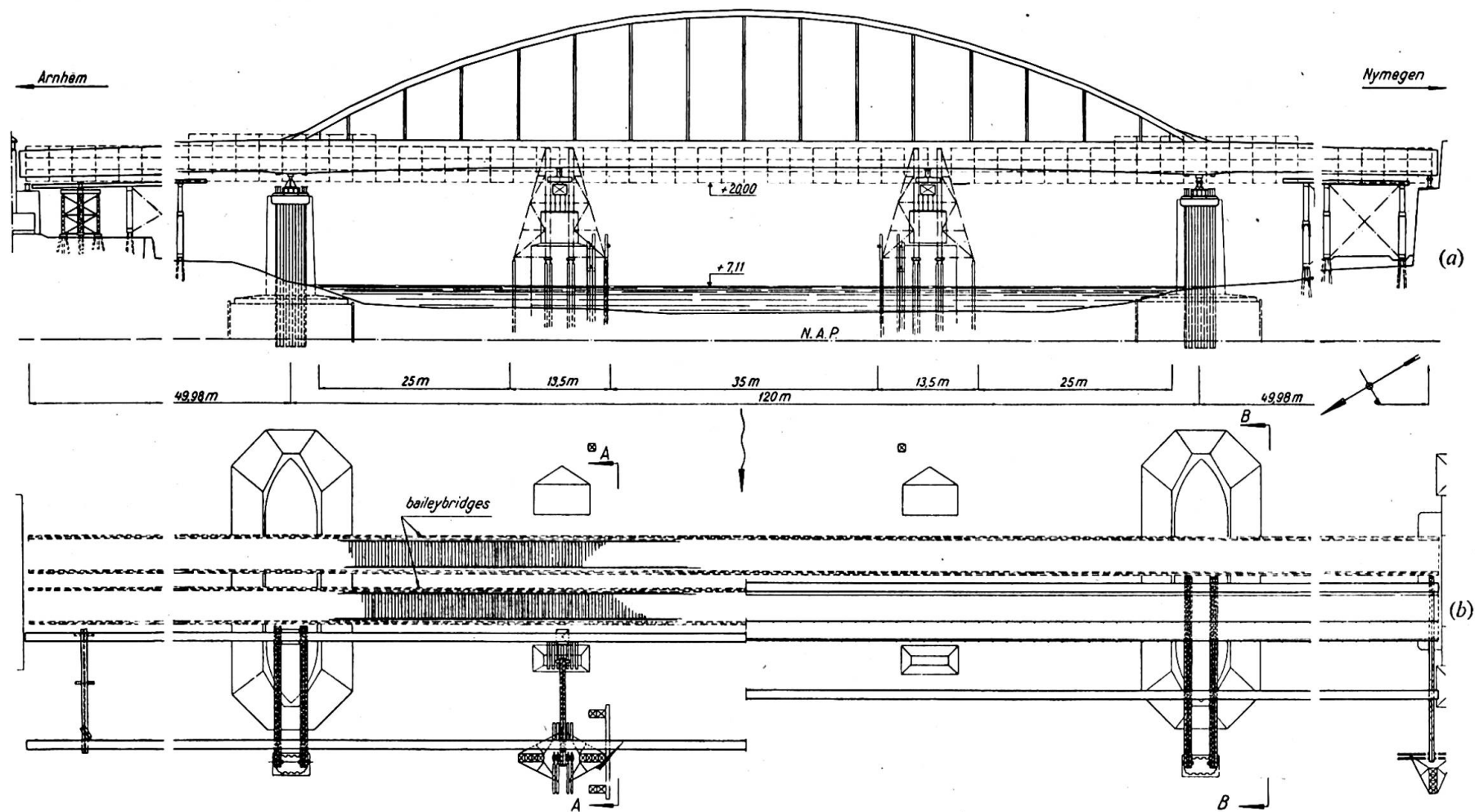


Fig. 5. Bridge over the River Rhine at Arnhem

Bailey-bridges was not yet built and the footway at the other side was partly completed and provided with a wooden floor as a temporary passage. At this stage the Bailey-bridge downstream was removed and the new bridge was pushed sideways by hydraulic jacks over a distance of 7.40 m. Traffic could now use one Bailey-bridge

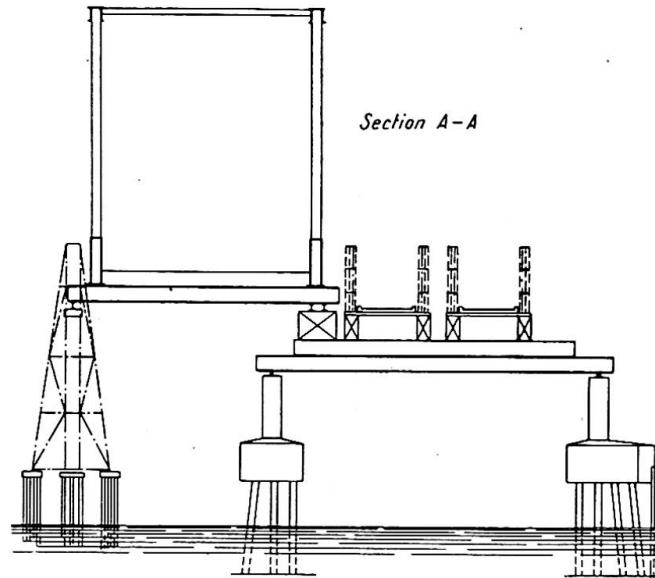


Fig. 5 (c).

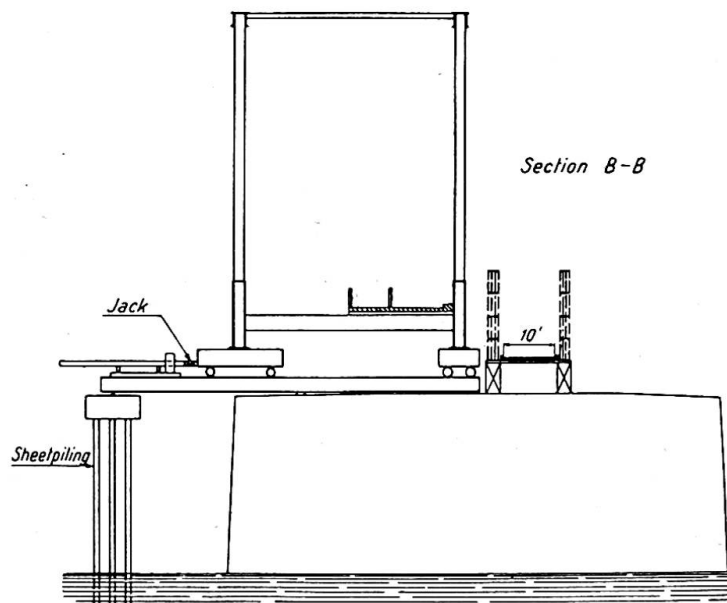


Fig. 5 (d)

and the concrete floor. The second Bailey-bridge was removed and the permanent construction pushed into the right place while traffic continued. The total distance of rolling was 14.80 m. The force needed to roll the bridge totalled 75 tons divided over four jacks. Finally the concrete floor and the footways were completed.

(c) RAILWAY BRIDGE OVER THE RIVER OUDE MAAS NEAR DORDRECHT ON THE ROTTERDAM-DORDRECHT SECTION

During the provisional repair in 1945-46 of the bridge over the River Oude Maas near Dordrecht, both the double-track truss-bridges that lay originally between the two swing-bridges were replaced by a single-track span, released from the temporary arrangements used during the construction of the new Waterloo Bridge in London, and a single-track Type D Callendar-Hamilton span with triple main girders. Both these spans were erected in the downstream track, that is, the track nearest to the road bridge.

In the final reconstruction in 1949-50 these auxiliary spans had to be replaced by a double-track span on three supports. This bridge was assembled on the upstream side and then rolled in. The temporary spans had to be rolled out at the same time.

As the traffic on this section is very dense and many international trains coming from Amsterdam or the Hook of Holland cross this bridge, the inevitable interruption of the traffic had to be restricted to a minimum. It was possible to execute the replacement in eleven hours, from Saturday evening, 5 August 1950, at 21.30 hours, until Sunday morning, 6 August, at 8.30 hours, by observing the following procedure:

- (1) the erection programme had to be planned in such a way that it was possible to put the bottom castings of the bearings of the new bridge into position *before* it was rolled in, and
- (2) the height by which the new bridge had to be jacked down upon its final supports after it had been rolled in had to be kept as small as possible.

In addition to the above, it was obligatory to avoid any obstructions in the navigation channel in the form of temporary supports. For the same reason also, the use of floating cranes had to be restricted to as short a duration as possible. Finally, no speed restrictions at all were allowed over the bridge.

The erection was executed in the following sequence:

(1) The uppermost parts of the three piers were replaced by reinforced-concrete slabs, the top of which had to be kept at a lower level in order to get the necessary room for the bearings of the new bridge which are much deeper than the old ones.

(2) On the upstream as well as on the downstream side of each pier temporary steel trestles were erected on the existing foundations.

(3) As all the spans were to be rolled in or out, roller paths were constructed of wide-flange beams at the same level as the top of the bottom castings of the bearings. For the middle pier three such paths were constructed (one for the new span and two for the temporary ones) and one for each of the two other piers.

(4) Each of the main girders of the new span was erected in two parts by floating cranes (fig. 6). The first part of each main girder was placed on roller-frames that were already mounted on two of the roller paths, and the second part was connected at the points 1 and 2 with the first part by means of pins and then lowered by the floating cranes till its other end came to rest upon the third roller-frame (fig. 7). The four big parts of the main girders were riveted in the factory and the rivet holes of the connection-points 1 and 2 were reamed there also. By executing the erection in this manner it was possible to induce into the members of the main girders the same dead-load stresses as provided for in the calculations. The downstream main girder was fastened to the temporary spans and the upstream main girder was coupled to the downstream one.

(5) The cross-girders, the stringers and the bracings were erected with a crane moving on rails laid on the top chords of the new span.

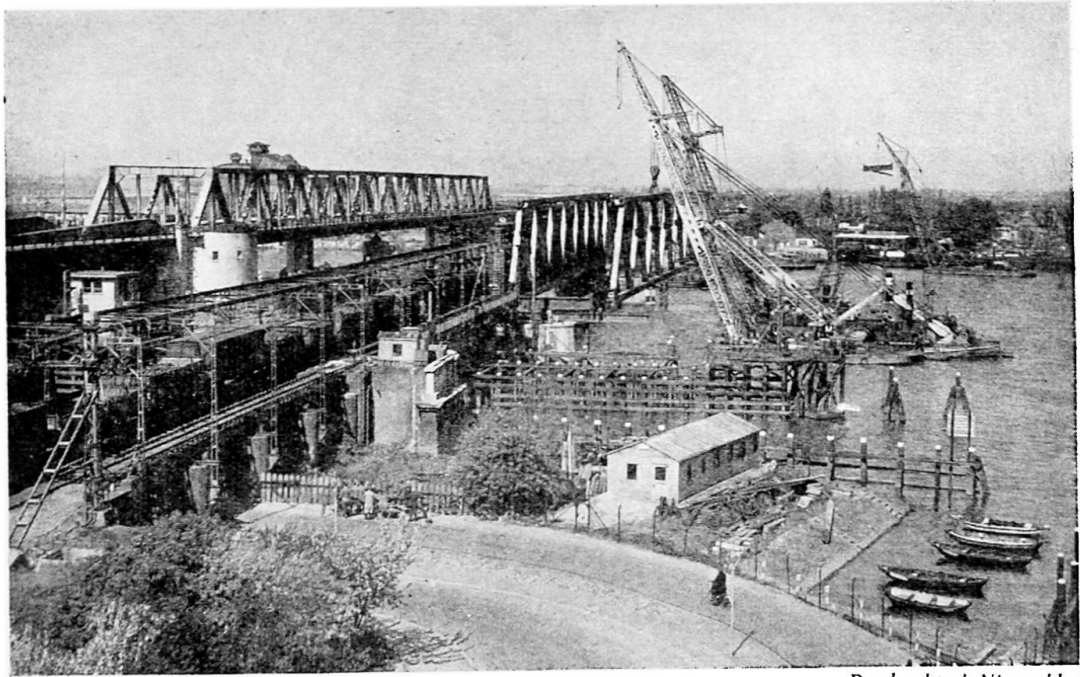
*Dordrecht Nieuwsblad*

Fig. 6. Dordrecht Bridge

(6) In order to enable the rolling out of the temporary spans, the rails and the electric-traction conductors were disconnected, the spans were jacked up, their bearings were replaced by roller-frames and the spans lowered on to them.

(7) The rolling in of the new span (1,600 tons) and of both the temporary spans (600 tons each) was accomplished simultaneously by means of two 10-ton and two 5-ton hand-winches, all mounted on the floor of the new span near the middle pier. With each of the smaller winches one end of the new span was pulled sideways, with both the bigger winches pulling at the centre. The new span rested on six and

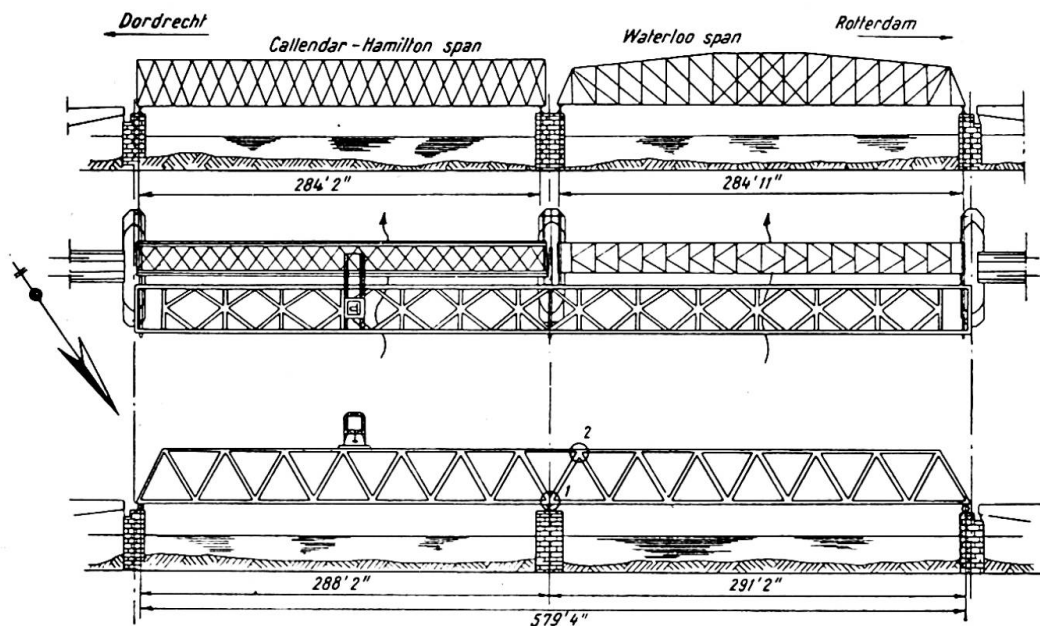


Fig. 7. Railway bridge over the Oude Maas near Dordrecht

each of the two temporary spans on four roller-frames. These two spans were pushed aside by the new span. In order to be able to control the movement, signal-lamps that could be worked from all the piers were mounted near the winches, and telephone connections were made between the piers and the post of command near the winches. In addition an arrangement was made by which a rod, suspended in the middle of the new span, moved out of its normal horizontal position as soon as one of the ends of the new span moved faster than the other.

(8) After the new span had been rolled into position it was jacked up, the roller frames were rolled out, the new bearings were mounted on the bottom castings and the span was lowered upon its bearings. In order to speed up the mounting of the heavy bearings they were rolled in sideways on small rollers. Then they were jacked up and lowered upon the bottom castings.

(9) Finally the tracks and the electric-traction conductors on the swing-bridges and the new span were connected. This took rather a long time, as the new span is situated between two swing-bridges, which necessitates rather complicated connections. The work described in (6) above was accomplished between 21.30 and 23.55 hours, that described in (7) between 23.55 and 3.00 hours, that described in (8) between 3.00 and 3.45 hours and that described in (9) between 3.45 and 8.30 hours. Provision was made for an adequate reserve of winches, jacks, lamps and electric generators.

After the new span was opened to traffic both the temporary spans had to be removed. This was impeded by their being situated in the rather narrow space between the road bridge and the new railway span, which made it impossible to use big floating cranes. The removal was accomplished in the following sequence:

(1) The floors and the bracings were taken away by the crane running on the top chords of the new span; the downstream main girders, which still rested upon the roller-frames, were rolled inwards and fastened to the upstream main girders. This made it possible to remove the downstream girders piecemeal by the crane.

(2) After the upstream triple girder of the Callendar-Hamilton span had been fastened on the new bridge, two of its three girders could be removed in the same manner, the remaining part always being strong enough to support its own weight. The last of the three girders had, of course, to be suspended on the new span before it could be removed piecemeal by the above-mentioned crane. Its weight was so small that this could be done without overstressing the new span.

(3) The upstream main girder of the Waterloo span, which could be considered as scrap, was securely fastened to the new span at a point situated at one-third of its span. A small floating crane having taken over a part of the dead load, this girder was flame-cut into two pieces, a small one, slung from the crane, and a big one, still suspended on the new span and resting on the pier. Then the middle of this big part was fastened to the new bridge, and this part was cut into two pieces that were removed one after the other by the small floating crane. By dismantling the last main girder in this manner there was no uncertainty about the extra stresses induced in the new span. These extra stresses could be permitted, provided that two heavy trains were not allowed to be on the bridge at the same time.

(d) RAILWAY BRIDGE OVER THE RIVER WAAL NEAR ZALTBOMMEL ON THE UTRECHT-S-HERTOGENBOSCH SECTION

Before the war this bridge consisted of two rows of single-track spans resting on common piers and abutments. Looking from the south each row consisted of three 408-ft. curved-flange trusses over the river, and eight 196-ft. truss spans, with straight

top chords, over the land between river and dike. At the time of liberation all the spans, except one small span, and the north abutment were found to be destroyed.

In 1945–46 all the spans of the western row were permanently repaired, except the big one over the northern channel of the river. For want of steel, the southern part of this span was replaced by a Type D Callendar-Hamilton span with double main girders and its northern part by the only small span left intact, which was moved from its original position on the adjoining opening of the eastern row of bridges. This solution necessitated the construction of a temporary pier, which has still not been removed. The eight small spans of the western row were replaced by three spans, two on four supports, and one on three supports.

In order to complete the repair of the whole bridge, four big spans had to be built, one to replace the two small temporary spans in the western row of spans and three for the eastern row, in which the land between river and dike was bridged by one new span on three supports, five old spans that could be repaired, and the span that had been temporary used in the western row of bridges. Two of the big spans were erected in 1950 and two in 1951. To avoid interference with the navigation—the upstream river traffic uses the middle channel and the downstream traffic the southern one—all the spans were assembled over the northern channel (fig. 8).

The first span was assembled on a falsework under the future eastern track by means of a floating crane. After completion it was rolled sideways clear of the eastern row of spans; this was executed in the night of Saturday/Sunday 29/30 July 1950. On that Sunday the Callendar-Hamilton span was put on four coupled barges by two floating cranes, and the small span was first rolled eastward and

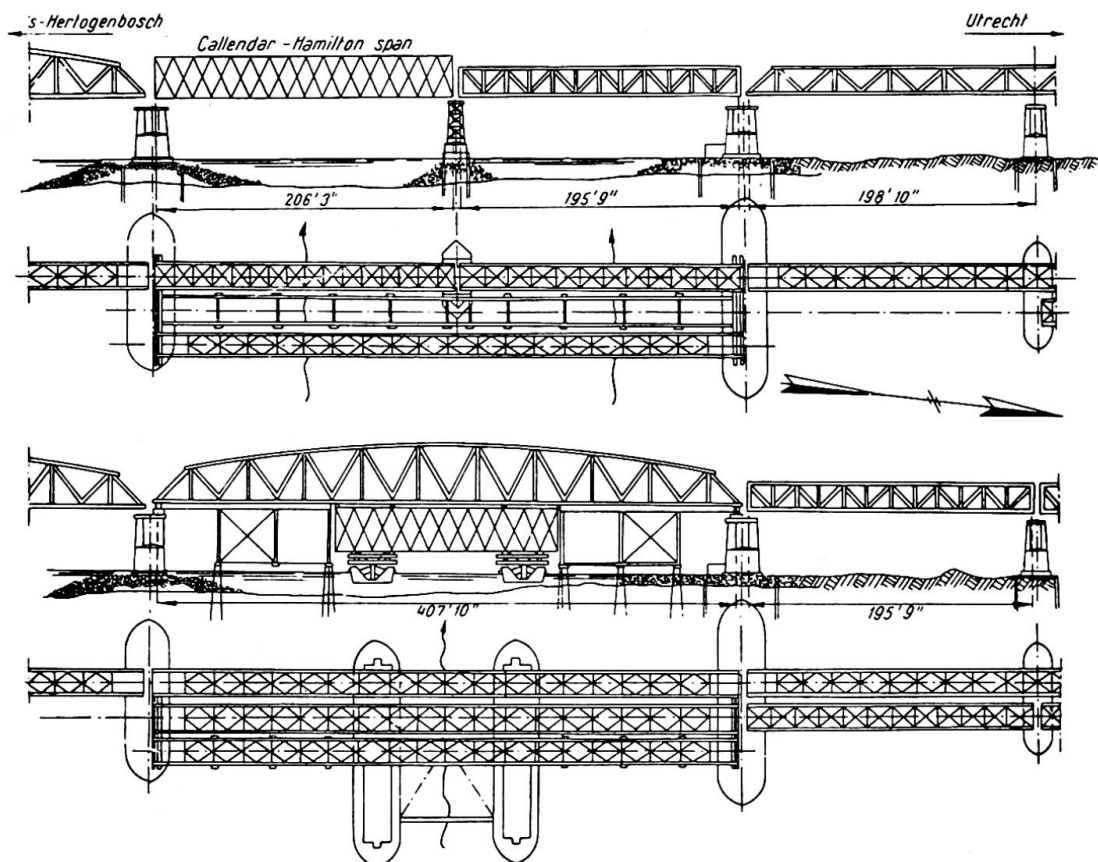


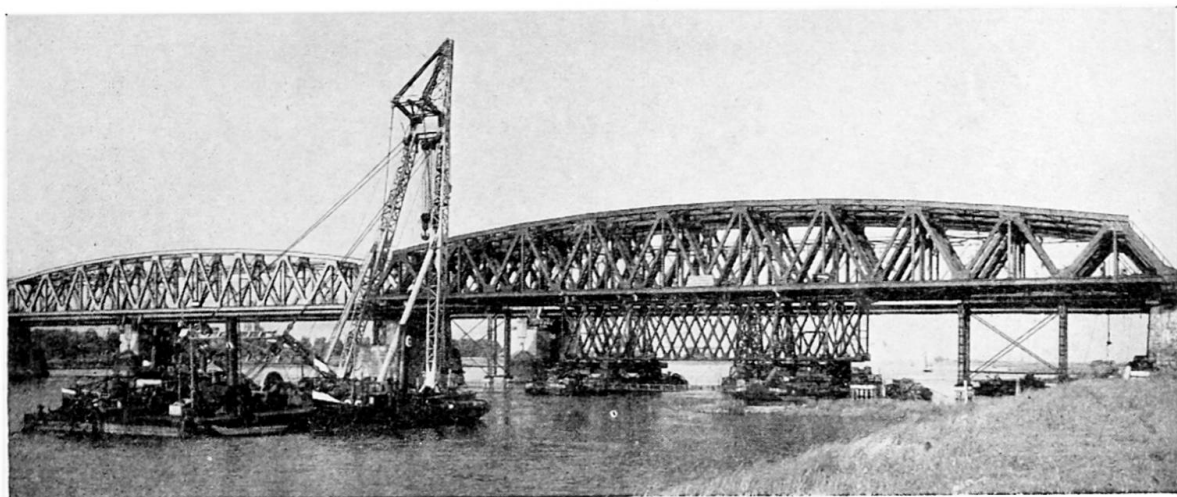
Fig. 8. Railway bridge over the River Waal near Zaltbommel

then northward into its original position in the eastern row of spans. To enable this, roller paths were constructed on the northern part of the falsework as well as on the land. On the roller-frames, moving on the last-mentioned paths, trestle supports were erected on which the span—for obvious reasons—was supported at its last-but-one bottom-chord connection points. Then, the same day, the big span was rolled westward into the western row of spans.

It was planned to lower the span on its bearings in the night from Sunday to Monday and to connect the rails and the electric-traction conductors in the early morning of Monday, 31 July, but this did not succeed, because of the following reasons: the wooden packing under the jacks was too soft for the rather heavy load and the large lift (3 ft. approximately); neither of the electric pumps worked satisfactorily; there were only hand-pumps in reserve, and their working was very slow and strenuous and beyond the capacity of the workmen present. Traffic could only be resumed on Tuesday morning, 1 August, at 7.30 hours.

After the assembly of the second big span on the same falsework, this falsework, which was not allowed to remain in the river during the winter, was removed in the beginning of December 1950.

In the early spring of 1951 new falsework was constructed eastward of the eastern row of spans (fig. 9). The central part of this falsework consisted of the shortened and



N. V. Werkspoor

Fig. 9. Zaltbommel Bridge

stiffened Callendar-Hamilton span, so as to provide room for the barges which were to carry the second and the third big spans. On completion of the assembly of the third big span, there were at this stage three big spans over the northern channel, only one of which—on the west—was in use. The second and the third span were floated on barges to the middle and the southern channel on 12 and 14 June 1951 by means of five tugs and a floating crane. This crane anchored in the river and pulled the barges loaded with the span very cautiously upstream with its steam winches and then weighed anchor, and the whole convoy was pulled by the tugs across the river. Then the crane dropped anchor again and allowed the barges to float very slowly downstream to their destination. To control the sway of the barges in the openings hand-winches were mounted on the piers.

Before the second span was floated out, it was rolled eastwards in the place vacated

by the third span. This was done because it was considered advantageous to repeat the manoeuvre as exactly as possible and also because the temporary pier under the western span would have interfered with the movement.

Each of the barges, with a carrying capacity of 1,000 tons, had a watertight compartment of a volume of 500 m.³ The compartments were filled with water and the barges floated under the Callendar-Hamilton span. The supports on the Callendar-Hamilton span which carried the new span during assembly had been removed after jacking up the new span, which had left quite a large gap between the two spans.

The barges, after being positioned under the Callendar-Hamilton span, were raised by pumping 200 m.³ of water out of each water-filled compartment, thereby lifting the Callendar-Hamilton span free of its bearings, which were then removed. The watertanks were filled again.

Across the Callendar-Hamilton span eight wide-flange beams in four groups of two were laid, on which the big span came to rest through the medium of teak packings of different thicknesses, chosen so that none of the spans was overstressed when they were lifted together.

As the big span (1,160 tons) is heavier than 1,000 m.³ water, pumping out of all the water would not suffice to lift it. So it had to be jacked down under its bearings to get it free of its supports. For the same reason, after the spans had been floated to their new position they had to be jacked up to free the barges.

The reason why no bigger barges were used, which would have made unnecessary the lowering and the lifting of the spans, is that the steel supports through the medium of which the load was transmitted to the barges and by which the barges were stiffened were already available, and it would have been uneconomical to replace them.

Finally, after that the Callendar-Hamilton span was replaced as part of the false-work the fourth big span was assembled and rolled westward into the eastern row of spans. The completed bridge in the eastern track was tested on 16 October 1951 and opened to traffic on 22 October 1951.

The advantages of the method of erection chosen were that the navigation had to be interrupted only on 12 and 14 June 1951, and the trans-shipment equipment could do all its work with an interruption of only one day (13 June 1951).

Summary

The paper gives in detail a description of:

- (a) the erection of the big arch span of the road bridge over the River Lek near Vianen;
- (b) the replacement of the Bailey-bridge over the River Rhine at Arnhem by a stiffened arch;
- (c) the replacement of two temporary single-track spans of the railway bridge over the River Oude Maas near Dordrecht by one double-track span on three supports; and
- (d) the erection of four big spans of the railway bridge over the River Waal near Zaltbommel.

Résumé

Une description détaillée est donnée:

- (a) du montage de l'arc avec tirant du pont route sur le Lek près de Vianen;
- (b) du remplacement du pont Bailey sur le Bas-Rhin à Arnhem par un pont Langer;

- (c) du remplacement de deux travées temporaires à voie unique du pont de chemin de fer sur l'Ancienne Meuse près de Dordrecht par une travée à double voie sur trois appuis; et
- (d) du montage de quatre grandes travées du pont de chemin de fer sur le Wahal près de Zaltbommel.

Zusammenfassung

Eine ausführliche Beschreibung wird gegeben:

- (a) der Aufstellung der grossen Bogenbrücke mit Zugband über die Lek bei Vianen in der Strasse Utrecht-Herzogenbusch;
- (b) der Ersetzung der Bailey-brücke über den Rhein zu Arnhem durch eine Langersche Brücke;
- (c) der Ersetzung zweier einzelspurigen behelfsmässigen Fachwerkbrücken der Eisenbahnbrücke über die "Oude Maas" bei Dordrecht durch eine doppelspurige Fachwerkbrücke auf drei Stützen; und
- (d) der Aufstellung vierer grossen einzelspurigen Fachwerkbrücken der Eisenbahnbrücke über die Waal bei Zaltbommel.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 3

Procédés originaux de relevage et de montage d'ouvrages métalliques

Special methods for raising and erecting steel structures

Besondere Verfahren zur Hebung und Montage von Stahlkonstruktionen

J. CHOLOUS

Ingénieur S.N.C.F., Paris

et

A. DELCAMP

Ingénieur Cie. de Fives-Lille, Paris

Les opérations militaires de la guerre de 1939 à 1945 ont entraîné la destruction de la grande majorité des ouvrages d'art français essentiels et notre Pays s'est trouvé à la Libération, avec toutes ses voies de communication ferroviaires et routières coupées.

En raison des conditions tout-à-fait particulières dans lesquelles nous avons dû travailler, après la cessation des hostilités, pour faire face aux nécessités pressantes du rétablissement de ces voies de communication, en dépit de la pénurie des matières premières, des difficultés de reconstituer l'outillage, nous avons été amenés, pour les relevages et les montages d'ouvrages métalliques, à nous écarter des solutions classiques employées communément sur les chantiers.

Parmi les nombreux travaux que nous avons exécutés, nous choisirons quelques exemples de réalisations montrant que l'esprit inventif permet d'aboutir à des solutions originales, économiques et rapides malgré les difficultés matérielles rencontrées, solutions qui pourront, pensons-nous, servir d'exemple pour d'autres travaux.

I. PONT ROUTE DE BRAGNY SUR LA SAÔNE

Pont de 159 m. de longueur totale en trois travées continues de 47-65-47 m. de portée avec poutres de hauteur variable à âme pleine, hauteur variant de 1 m. 10 sur culée à 3 m. 80 sur piles et 2 m. 20 au milieu de la travée centrale. C'est une réalisation particulièrement légère et élégante, puisque la hauteur des poutres est seulement du 50ème de la portée au milieu de la travée centrale et du 40ème sur culée. Il avait été construit en 1937 en acier chrome cuivre en conservant les piles d'un ancien pont suspendu. A cette époque, il avait été monté sans interrompre la circulation en utilisant, pour la mise en place des poutres, des chalands munis de mâts de levage (fig. 1).

Il fût détruit par explosifs en 1944 et pour permettre la réutilisation des maçonneries et du tronçon récupérable du tablier, le type de l'ancien ouvrage fût conservé

avec seulement des renforcements pour permettre le passage des camions de 25 t., par application de la circulaire ministérielle du 29 août 1940.

Pour le montage du nouvel ouvrage, il fût impossible de trouver les chalands nécessaires à l'ancien mode de montage et la violence du courant au confluent du Doubs et de la Saône ne permettait pas l'établissement d'échafaudages en rivière. Il fallut improviser un système de montage totalement nouveau par lançage sur berceaux en raison de la courbure prononcée de la membrure inférieure des poutres.

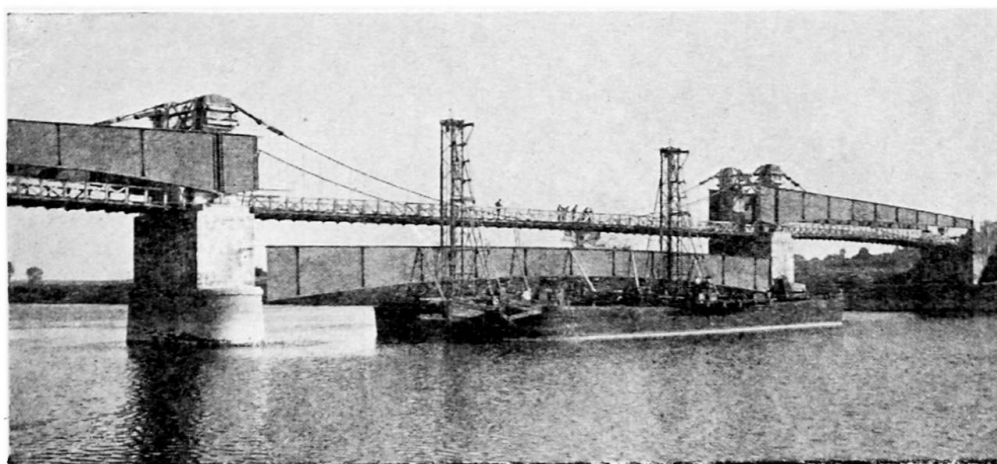


Fig. 1. Pont route de Bragny—montage des poutres sur chalands (1936)

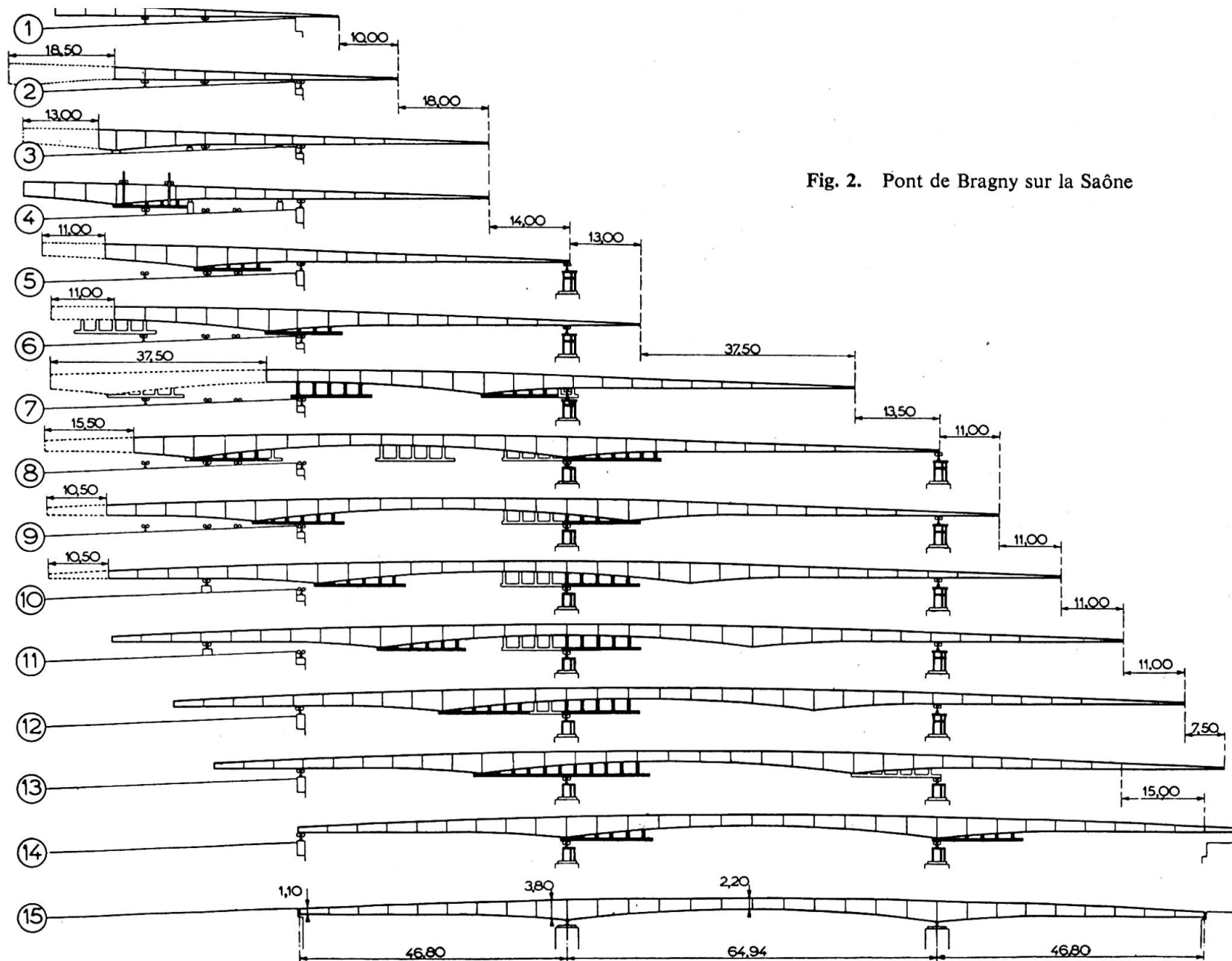
Le chantier de montage fut établi sur la rive coté Verdun, les éléments du tablier furent assemblés à un niveau supérieur de 4 m. environ à leur niveau définitif. Sur les piles des chevalets métalliques furent établis pour servir d'appuis provisoires.

Le lançage s'est effectué par phases successives, au fur et à mesure du montage. Un avant-bec léger de 18 m. de longueur et quelques renforcements locaux des poutres principales ont permis d'éviter toute fatigue excessive du métal, en particulier pendant le franchissement de la grande travée de 65 m.

Quinze opérations successives de lançage s'échelonnèrent sur trois mois (fig. 2):

- 1ère opération—Montage sur culée et lançage sur 10 m.
- 2ème opération—Montage de 18 m. 50 de pont et lançage sur 18 m.
- 3ème opération—Montage de 13 m. de pont.
- 4ème opération—Mise en place du 1er berceau et lançage sur 14 m. jusqu'à la première pile.
- 5ème opération—Montage de 11 m. de pont et lançage sur 13 m.
- 6ème opération—Montage de 11 m. de pont, mise en place du 2ème berceau et lançage sur 37 m. 50.
- 7ème opération—Montage de 37 m. 50 de pont, mise en place du 3ème berceau abaissement de 1 m. 50 des galets sur pile et lançage sur 13 m. 50.
- 8ème opération—Montage de 15 m. 50 de pont, déplacement du 1er berceau et lançage de 11 m.
- 9ème opération—Montage de 10 m. 50 de pont, déplacement du 2ème berceau et lançage sur 11 m.
- 10ème opération—Montage de 10 m. 50 de pont, déplacement des 1er et 2ème berceaux et lançage sur 11 m.

Fig. 2. Pont de Bragny sur la Saône



- 11^{ème} opération—Déplacement des 1^{er} et 2^{ème} berceaux et lançage sur 11 m.
 12^{ème} opération—Déplacement des 1^{er} et 2^{ème} berceaux et lançage sur 7 m. 50.
 13^{ème} opération—Déplacement du 1^{er} berceau, abaissement de 1 m. 50 des galets sur 2^{èmes} piles et lançage sur 15 m. (fig. 3).
 14^{ème} opération—Démontage de l'avant-bec et descente sur appuis.
 15^{ème} opération—Mise en place des appareils d'appui et réglage du pont (fig. 4).

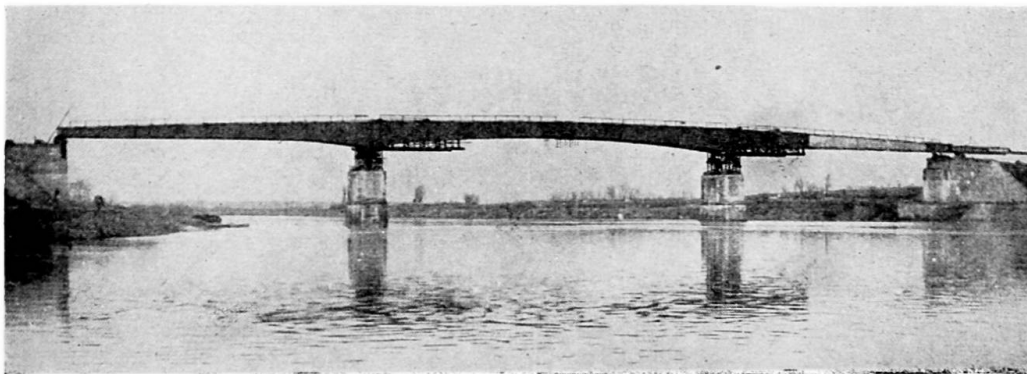


Fig. 3. Pont route de Bragny—Mise en place par lançage en 1950 sur berceaux (fin du lançage)

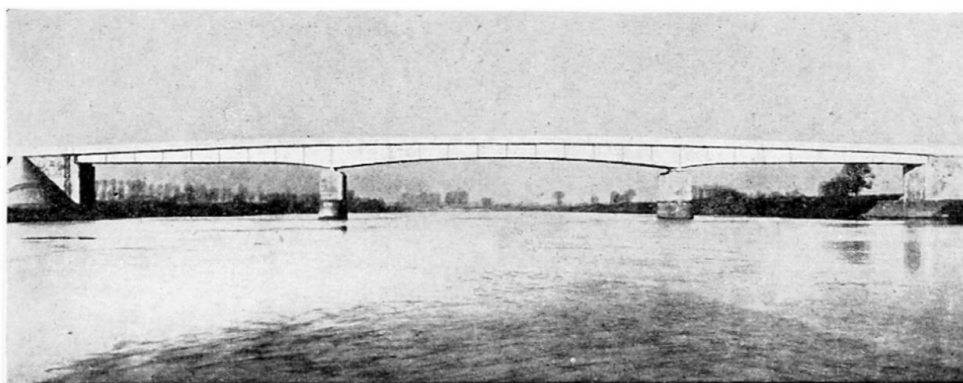


Fig. 4. Pont route de Bragny en acier 54—Vue d'ensemble

Pour compenser la variation dans la hauteur des poutres, on établit un chemin de roulement horizontal fixé sous chacune d'elles, et constitué par des poutrelles de 450 mm. de hauteur. Des madriers verticaux en chêne de 320×320 taillés à la demande assuraient l'appui des poutres sur le chemin de roulement.

Les berceaux étaient déplacés au fur et à mesure de l'avancement du lançage sous le tablier, de façon à rester à l'aplomb des appareils à galets disposés sur piles et sur culées.

II. VIADUC DE SERROUVILLE

Pont rail à trois travées continues de 60–90–60 m. de portée avec poutres en treillis, construit sur une vallée profonde.

Il fut détruit par charges d'explosifs disposées; les unes dans une pile qui s'effondra

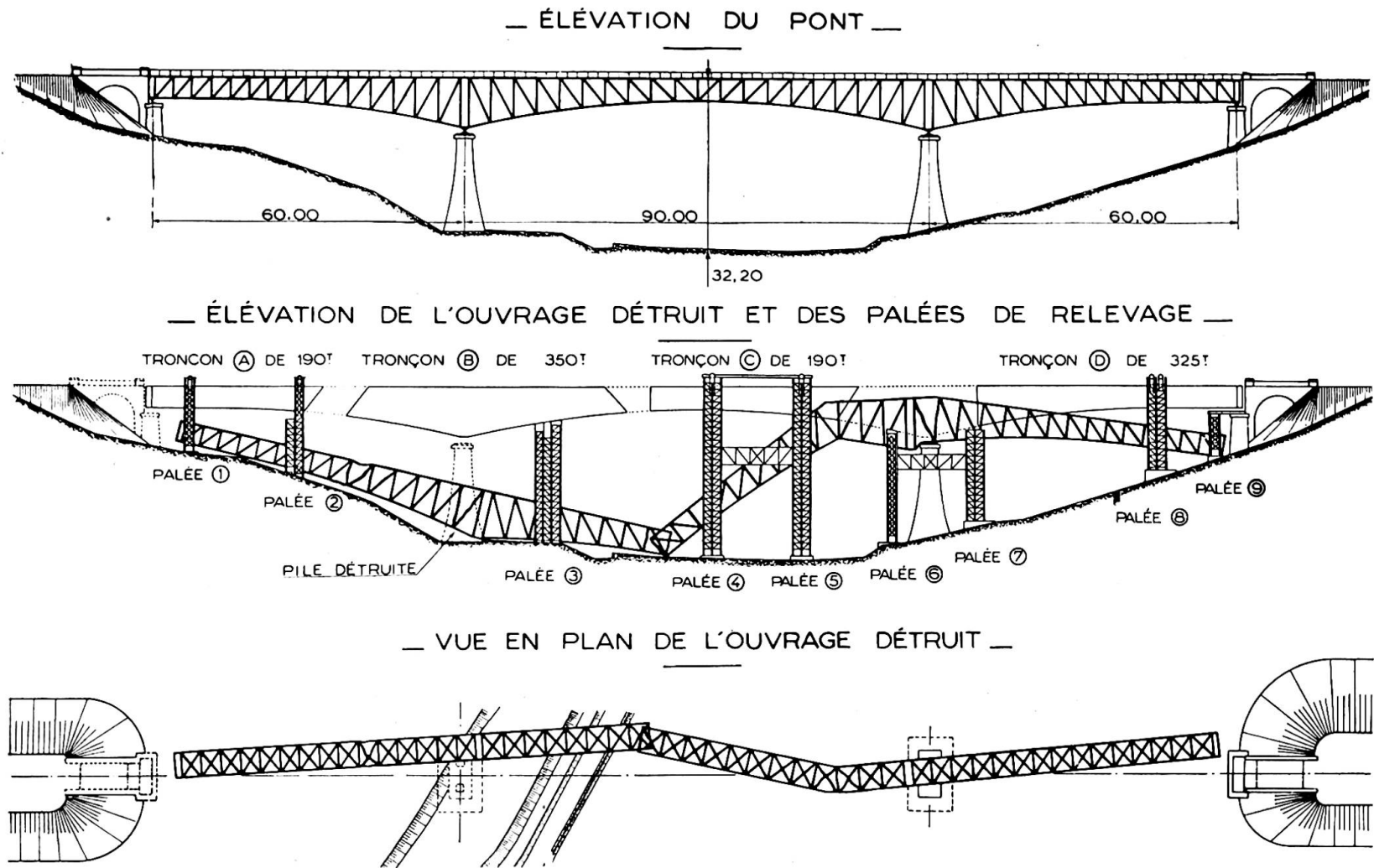


Fig. 5. Viaduc de Serrouville

totale, les autres sur le tablier, qui fut sectionné en trois points, suivant schéma ci-joint (figs. 5 et 6).

La reconstruction de cet ouvrage est le prototype de récupération maximum de métal avec un minimum de démontage.



Fig. 6. Viaduc de Serrouville. Destruction—détail de la lère cassure côté Conflans

Les palées de relevage avaient été prévues en premier lieu en bois, mais la fin des hostilités ayant libéré des palées anglaises, un tonnage de 600 t. a pu être affecté à ce chantier, ce qui permit de réaliser une solution très économique.

Plusieurs procédés de relevage furent mis en œuvre simultanément sur ce chantier et il est intéressant de les décrire d'une manière détaillée:

(1) *Opérations préliminaires*

Calages des divers éléments et découpages des parties détériorées pour séparer le pont en quatre tronçons.

(2) *Remise en place du tronçon d'extrémité A de 190 t.*

Ce tronçon était tombé sur le sol, déversé et déporté transversalement et longitudinalement:

1ère opération—Suppression du dévers sur calages au moyen de vérins hydrauliques.

2ème opération—Ripage transversal sur chassis de rouleaux.

3ème opération—1er ripage longitudinal de 5 m. vers culée.

4ème opération—Relevage de 8 m. 50 au moyen des treuils électriques avec mouffes de 50 t.

5ème opération—2ème ripage longitudinal de 2 m. 90.

(3) *Relevage du tronçon médian B de 350 t.*

Ce tronçon était tombé de 20 m. de hauteur par suite de la disparition de la pile, il avait en outre glissé longitudinalement et transversalement, et enfin s'était déversé.

1^{ère} opération—Suppression du dévers par vérins.

2^{ème} opération—Ripages longitudinaux et transversaux.

3^{ème} opération—Relevage sur palées anglaises et calages pour le mettre horizontal et permettre la construction du soubassement de la pile.

4^{ème} opération—Relevage de 17 m. avec construction simultanée de la pile.

Les opérations se sont déroulées comme suit pour le relevage par vérins (un de 300 t. sur pile, le 2^{ème} de 100 t. sur palée anglaise), en utilisant des blocs de béton de 1 m. $\times$ 1 m. $\times$ 0,5 m. de hauteur coulés à l'avance (fig. 7).

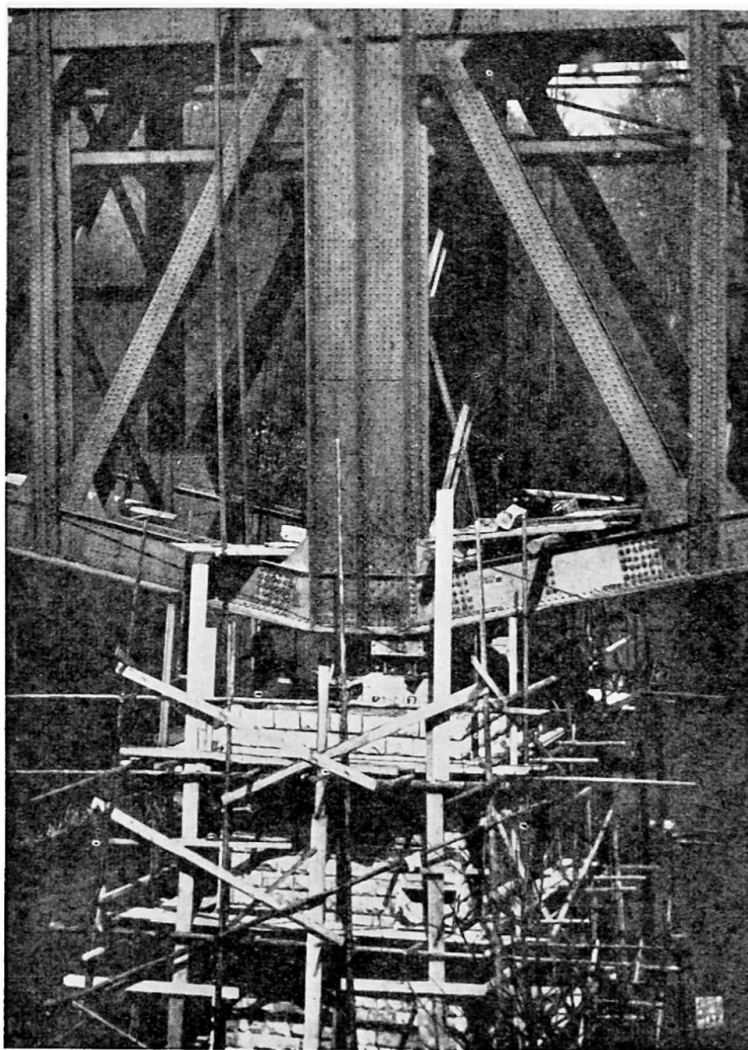


Fig. 7. Viaduc de Serrouville—Reconstruction de la pile sans le tronçon B en cours de relevage

Une assise de deux blocs par poutre étant en place, le vérin était disposé sur un des blocs avec calage de sécurité et l'on relevait jusqu'à ce que l'on puisse mettre en place le 1^{er} bloc de l'assise suivante sur lequel on venait poser le vérin ce qui permettait alors de mettre en place le 2^{ème} bloc et ainsi de suite.

(4) *Relevage du tronçon médian C de 190 t.*

Ce tronçon était incliné à 45° et sa liaison à la partie haute avec le tronçon suivant était précaire. Aussi ne pouvait-il pas être question de le relever en soulevant seulement l'extrémité fichée en terre (fig. 8).

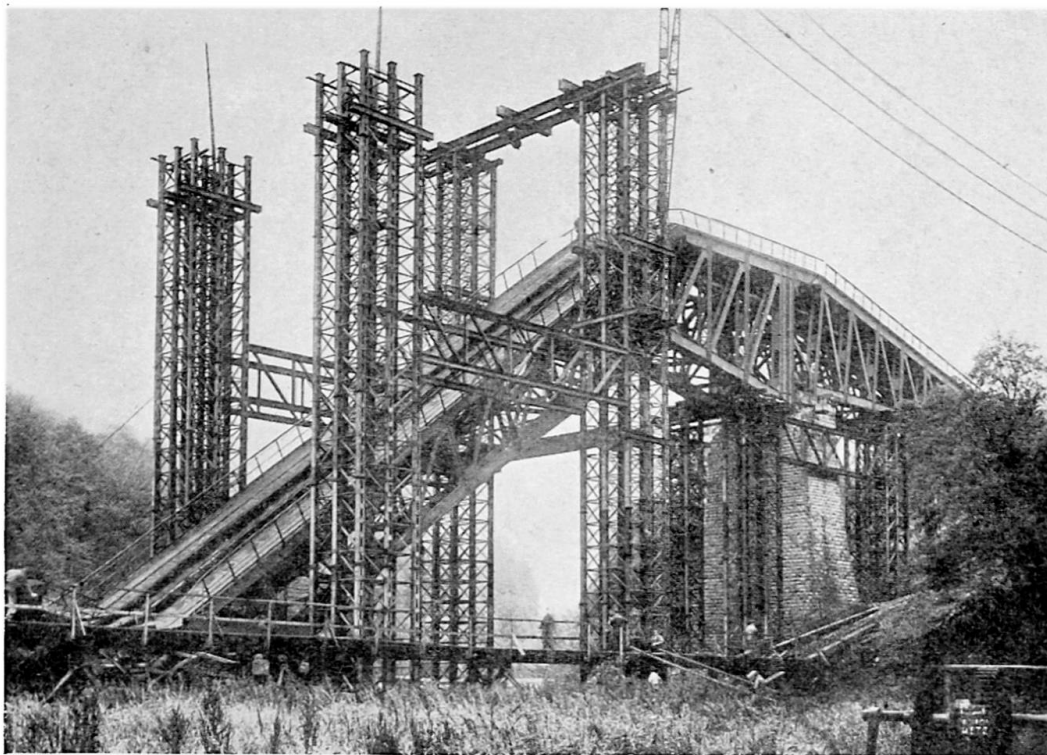


Fig. 8. Viaduc de Serrouville—Palées de relevage

1^{ère} opération—Calage sur éléments de palées anglaises, puis découpages des pièces détériorées à la liaison des deux tronçons.

2^{ème} opération—Suspension du tronçon à des mouflages et descente sur le sol, l'extrémité basse ayant été posée sur articulation et galets, de manière à la rendre mobile et obtenir ainsi que la suspension reste toujours sensiblement verticale.

3^{ème} opération—Levage de l'ensemble du tronçon au moyen de mouflages de 50 t. avec treuils électriques. Le levage de ce tronçon de 190 t. sur 24 m. de hauteur fut réalisé en une matinée.

Enfin le tronçon relevé fut calé sur les palées de relevage.

(5) *Remise en place du tronçon d'extrémité D de 325 t.*

Comme les autres il était déversé et tombé de la culée, mais en outre les éléments au droit de la pile étaient profondément détériorés ainsi que la partie en avant de la pile, qui était à peu près en porte à faux, étant donnée la précarité de la liaison avec le tronçon suivant.

1^{ère} opération—Calages sur palées anglaises en trois points.

2^{ème} opération—Démontage des éléments sur pile et au delà de la pile au moyen d'un derrick placé sur le tablier, manœuvre osée qui s'effectua sans aucun incident.

3^{ème} opération—Relevage de l'extrémité coté culée au moyen de treuils en pivotant sur l'autre extrémité, puis relevage d'ensemble par treuils d'un coté, sur vérins de l'autre coté.

4^{ème} opération—Ripage longitudinal de 4 m. 61 pour ramener le tronçon sur la culée.

(6) Opérations complémentaires

Il ne restait plus alors qu'à rétablir la continuité du pont en remontant, au droit des trois brèches, des éléments neufs ou réutilisés après réparation (fig. 9).

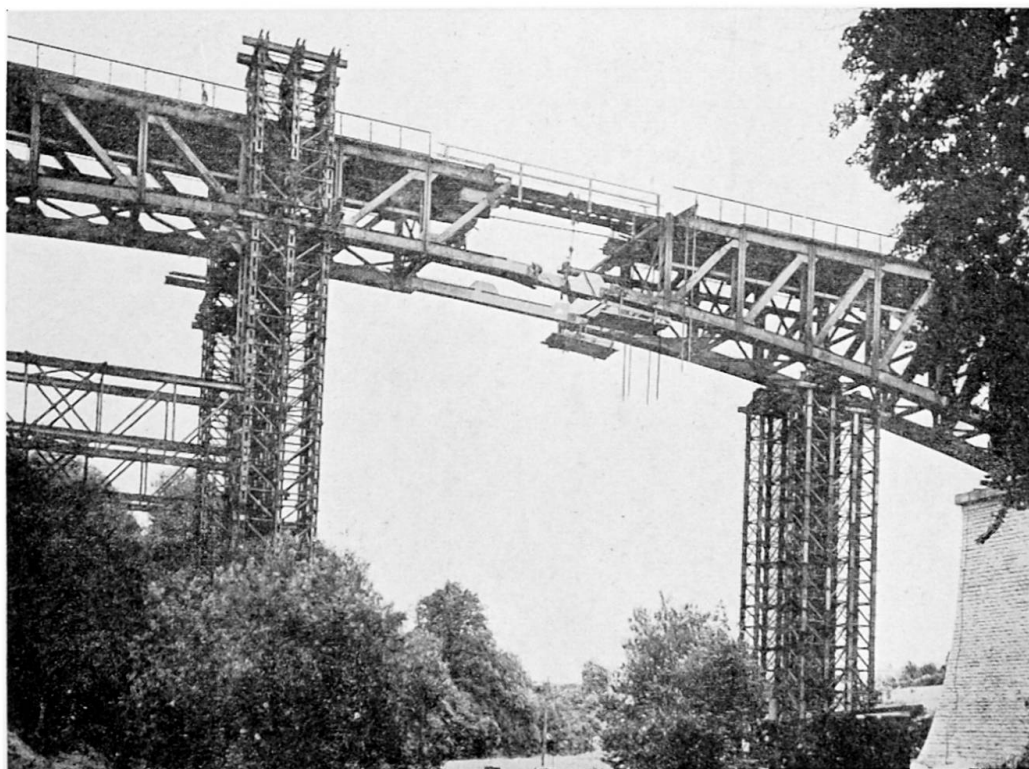


Fig. 9. Viaduc de Serrouville—Montage des éléments nouveaux au droit des brèches

III. PONT RAIL DE BOLLÈNE SUR LE CANAL DE FUITE DE DONZÈRE MONDRAGON

Pont à trois travées continues avec poutres à treillis multiples. Etant donné le biais du pont par rapport au canal ($42^{\circ} 48'$), les piles sont parallèles au canal, par contre les culées sont restées perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage. Les rails et traverses sont posés sur ballast supporté lui-même par des dalles en béton armé, ce qui assure la continuité de la voie.

Les portées des travées sont respectivement de 70 m. 63, 95 m. 85 et 80 m. 72, en tout 247 m. 20.

L'ossature métallique pesant 2 700 t. devait être mise en place en moins de 60 jours afin de laisser, jusqu'au dernier moment, le passage libre aux dragues qui creusent le canal, entre l'amont et l'aval.

Il n'était donc pas question de monter le pont sur échafaudages ou en porte à faux à l'avancement, et la mise en place a été effectuée par lançage après montage sur plateforme en deux phases, en raison de l'insuffisance de longueur de la plateforme.

Nous avons réalisé ces travaux en utilisant les procédés modernes de lançage mis au point pour les viaducs du Manoir, Pont Royal et Collonges, basés sur les principes suivants:

- 1° Recherche d'un point fixe solide sur lequel prend appui le dispositif de traction car l'effort maximum dépasse au démarrage 5 % de la charge à déplacer.
- 2° Traction par treuils électriques puissants démultipliés reliés à des points fixes par mouflages.
- 3° Egalisation des tractions par palonnier intermédiaire ou autre dispositif similaire.
- 4° Appareils de lançage à 16 galets, très robustes de construction soudée, avec galets en acier moulé, ayant une charge portante admissible de 50 t. par galet.
- 5° Lançage en plusieurs phases suivant longueur de plateforme disponible.

Le point d'ancrage établi en arrière de la culée avait été calculé pour un effort de traction de 200 t. En fait, au démarrage cet effort atteignit 180 t. et s'est maintenu aux environs de 150 t.



Fig. 10. Pont rail de Bollène—Ouvrage en cours de lançage

Le système de traction comprenait essentiellement deux treuils de 10 t. munis de câble de 30 mm. mouflés à 10 brins.

Les moufles avaient une force de 75 t. construits spécialement pour cette opération, pièces pesant 1,5 t. chacune avec 2 m. de longueur.

Le palonnier intermédiaire réunissant les deux moufles transmettait les efforts à un câble de 70 mm. de diamètre allant jusqu'au point d'ancrage et fixé sur un axe, au moyen de culots et d'étriers coté palonnier, et par mordaches coté ancrage.

Les sommiers du dispositif de traction étaient fixés sur le tablier; les câbles des treuils bien qu'ayant 650 m. de longueur ne permettaient pratiquement que des avancées de 50 m., après chacune de celles-ci on raccourcissait le câble de traction de 50 m.

L'avant-bec de 30 m. de portée a permis de réaliser le lançage sans renforcement des poutres malgré l'importance du vide à franchir de 95 m. de travée centrale. Toute fois, pour ne pas dépasser une réaction de 800 t. par appareils de lançage sur la 1ère pile, un appui intermédiaire provisoire avait été prévu à 8 m. avant la 2ème pile, réduisant à 87 m. le porte à faux maximum (fig. 10).

Pour gagner du temps, le coffrage de la dalle et une partie du ferrailage avaient été mis en place à l'avance, de sorte qu'avec l'avant-bec de 60 t., c'est un ensemble de plus de 3 000 t. de 277 m. de longueur qui était à déplacer de 300 m., dépassant largement nos réalisations antérieures.

L'avancement a été réalisé à une vitesse de 25 m. à l'heure, la progression du pont se faisant sans à coup, mais en raison de l'importance des réactions sur les galets, qu'il était très difficile d'égaliser en raison du biais du pont, des contreflèches et de la variation des épaisseurs des semelles, des arrêts furent effectués de distance en distance pour mesure des réactions au moyen de vérins à huile de 200 t. et 300 t. munis de manomètres.

Le spectacle du déplacement de cette masse énorme, en silence, sans aucun effort humain, nous faisait souvenir de premiers lançages d'autrefois, par galets moteurs commandés par de grands leviers avec cliquets que manœuvraient péniblement et combien lentement des équipes nombreuses d'ouvriers que peinaient à la tâche, et cette comparaison prouvait que, dans ce domaine comme dans d'autres, de grands progrès techniques ont été réalisés en quelques décades.

Le souci du gain de temps était si grand et la sécurité de manœuvre si complète que les ferrailleurs de la dalle continuaient leur travail tandis que le pont se déplaçait.

IV. PONT DE LA MULATIÈRE SUR LA SAÔNE À LYON

C'est un ouvrage métallique à deux voies et à trois travées continues de 44,67–89,34–44,67 m. de portée entre axes des appuis, construit en 1912.

Il est essentiellement constitué de deux poutres latérales à treillis, de hauteur variable, supportant les voies par l'intermédiaire de pièces de pont et de longerons. Des contrepoids s'opposent à tout soulèvement sur culée.

Les Allemands en retraite, coupèrent à l'explosif la travée centrale, séparant ainsi l'ouvrage en deux tronçons. En outre, côté Lyon, la pile était détruite sur toute sa largeur et le tronçon pesant 1 000 t. s'était incliné vers le fleuve. Côté Roanne, la culée et la pile étaient détruites du seul côté amont et le tronçon de 1 200 t. s'était incliné transversalement de 42 % (fig. 11).

Dans sa chute sur la pile, la poutre amont agissant à la manière d'un coin avait désorganisé la partie supérieure des maçonneries non détruites par l'explosion en repoussant dangereusement les pierres vers l'extérieur.

Le premier travail consista donc à ceinturer ces maçonneries par un "corset" en béton armé s'opposant à tout mouvement des pierres disjointes.

Après cette première consolidation, on procéda au redressement transversal du tronçon de la manière suivante:

Sur la pile Lyon, la poutre amont fut munie d'une forte console recevant la réaction des vérins et calages par l'intermédiaire de sommiers dont l'horizontalité était rétablie à chaque levée. Les vérins et calages reposèrent eux-mêmes sur des éléments préfabriqués en béton placés au fur et à mesure de la montée (fig. 12).

Un dispositif analogue prenant appui directement sous la poutre amont avait été disposé au droit du nœud voisin de la culée. Une béquille à articulation roulante fixée sous la poutre amont assujettissait l'ouvrage à tourner autour d'un axe, à peu près horizontal, passant par le pied de la béquille et l'appareil d'appui aval sur pile. Ces multiples travaux préparatoires au redressement nécessitèrent un délai de cinq mois.

L'opération proprement dite fut effectuée en deux mois (du 10 octobre au 12 décembre 1945). Après redressement, le relevage de l'ouvrage fut effectué par les procédés classiques de vérinage et de calage. La réparation ne présenta pas d'autres difficultés que celles inhérentes à ce genre de travail.

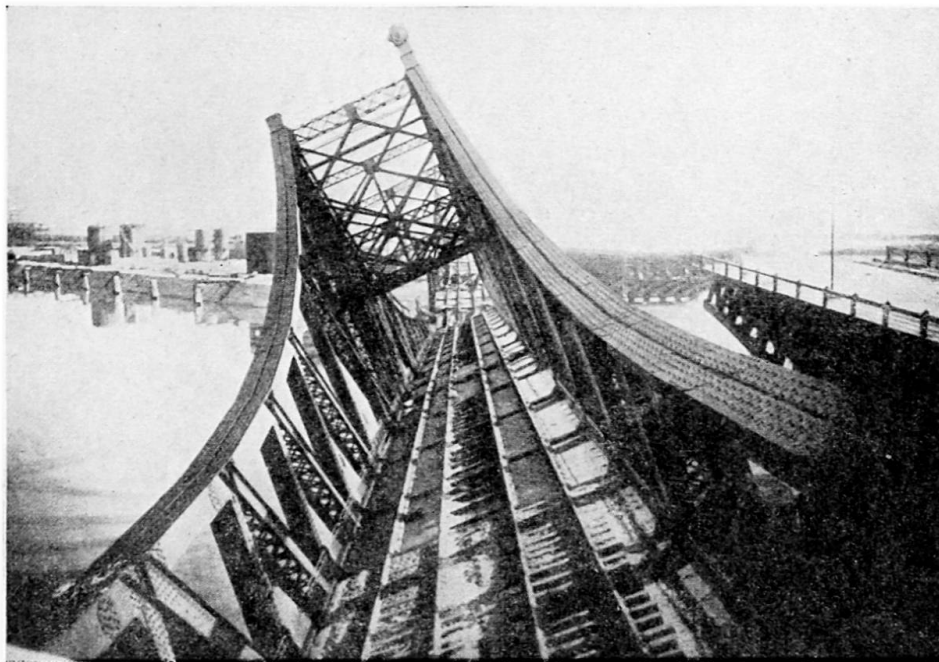


Fig. 11. Viaduc de la Mulatière à Lyon—Destruction en 1944

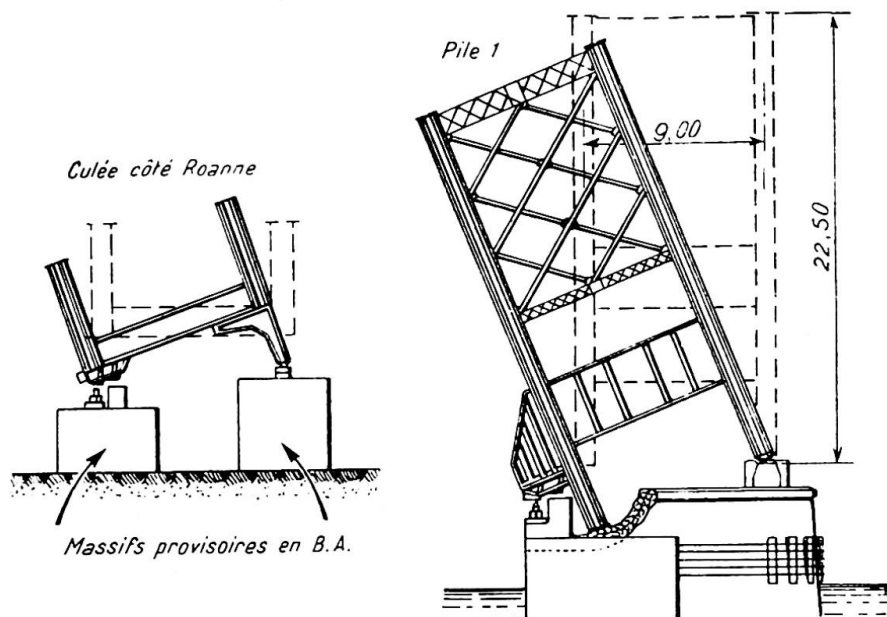


Fig. 12. Viaduc de la Mulatière sur la Saône—Relevage du tronçon côté Roanne

V. PONT DE CUBZAC SUR LA DORDOGNE

Cet important ouvrage de 1 420 m. de longueur comprend entre autres, un groupe de huit travées solidaires au-dessus de la Dordogne (deux travées de rive de 60 m. et six travées intermédiaires de 73,00 m.).

Ces travées sont du type tubulaire; poutres latérales à treillis de 8 m. de hauteur reliées à leur partie inférieure par le tablier et à leur partie supérieure par un contreventement longitudinal. Les poutres reposent, sur des culées en maçonnerie et sur sept piles métalliques de 15 m. de hauteur avec soubassements en maçonnerie.

En août 1944, le Génie Allemand coupait les deux premières travées intermédiaires côté Cubzac à 8 m. environ des piles. Le tronçon de 72 m. compris entre les coupures basculait autour de la 2^{ème} pile et se fichait profondément dans les enrochements disposés au pied de la pile suivante après avoir glissé horizontalement de 8 m. La membrure de la poutre inférieure côté aval, était restée accrochée au couronnement, la poutre amont restant en porte à faux. Il en résultait, en outre, une torsion notable du tablier, le niveau de la poutre amont étant de 1 m. environ plus bas que celui de la poutre aval. La pile, elle-même, sous l'effet du choc avait rompu ses attaches et avait pris un faux aplomb de 80 cm.

L'équilibre de l'ensemble, constitué par le tronçon tombé et la pile, était des plus précaires. Il n'était, en fait assuré que par le contact de quelques centimètres de membrure sur le couronnement. Ces éléments étaient, du reste, partiellement désorganisés par l'explosion et la chute du tablier.

Le tronçon de 125 m., compris entre la culée et la première coupure, après avoir amorcé son mouvement de basculement, avait été arrêté dans sa chute par les maçonneries surmontant la culée; cette situation put immédiatement être consolidée par des ancrages.

La pénurie de métal imposait la récupération du tronçon de 72 m. en majeure partie intact. Par ailleurs, la force du courant et la hauteur rendaient difficiles l'établissement des classiques palées de relevage que la position des tronçons paraissait imposer. Après étude de différentes solutions, il fut décidé de se servir de la pile préalablement remise en état et du tronçon en porte à faux sur la pile suivante comme appuis de relevage. Les travaux furent conduits de la manière suivante:

(1) *Redressement de la pile* (fig. 13)

On utilisa un procédé original consistant à se servir du poids du tronçon lui-même comme moteur.

La pile préalablement calée à son pied pour prévenir tout mouvement intempestif fut munie au droit de chacune des poutres d'une forte console.

A l'aide de vérins, on put alors reporter sur ces consoles la réaction du tablier, ce qui eut pour premiers résultats de lui fournir un appui stable et d'annuler sa poussée sur la pile.

On procéda alors à un premier levage sur la console, côté amont, de manière à remettre les poutres au même niveau, puis à un deuxième levage simultanément sur les deux consoles jusqu'à pouvoir prolonger les membrures inférieures au-dessus de la pile par des éléments provisoires.

On disposa ensuite, sous ces prolongements, des galets destinés à rouler sur le sommet de la pile et disposés au plus près du bord, côté Bordeaux. Le redressement proprement dit put enfin être obtenu en enlevant les calages de pied de pile. Pendant cette opération, la pile reprenait progressivement sa place définitive, son sommet roulant sous le tablier.

Les ancrages détruits furent alors remplacés et les éléments détériorés du pied de pile remis en état.

(2) *Relèvement du tronçon de 72 m.*

Il fut effectué à l'aide d'un important appareil de levage (fig. 14) déjà utilisé pour des travaux analogues et prenant appui sur les membrures supérieures. L'extrémité, côté Bordeaux du tronçon, y fut suspendue au moyen de chaînes à maillons démontables par l'intermédiaire de sommiers sur vérins, la montée du tronçon provoquant

son roulement sur la pile et sa remise en place progressive. A noter qu'après plusieurs essais de levage infructueux, on dut couper, sous l'eau, la partie de travée ancrée dans les enrochements.

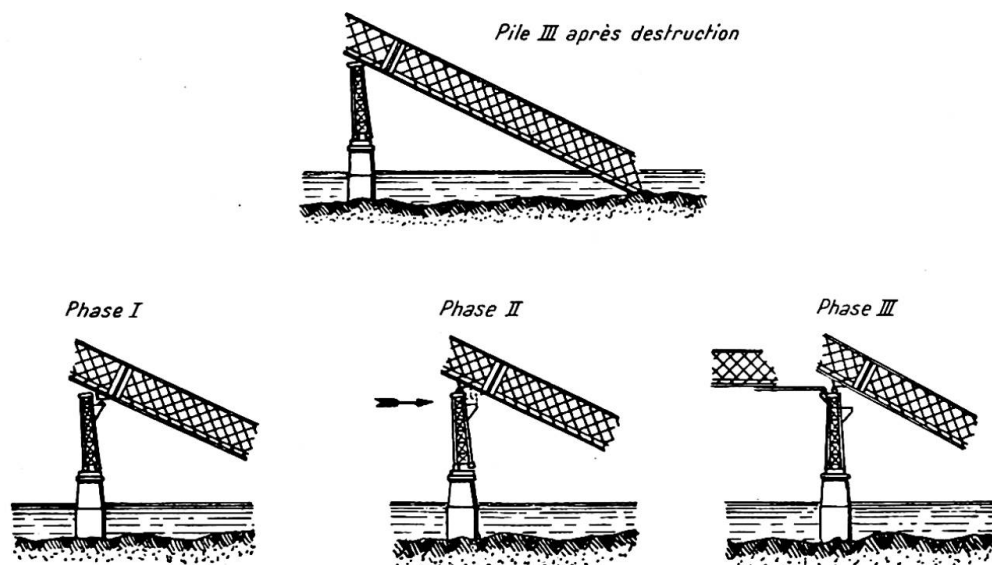


Fig. 13. Pont de Cubzac sur la Dordogne—Redressement de la pile III

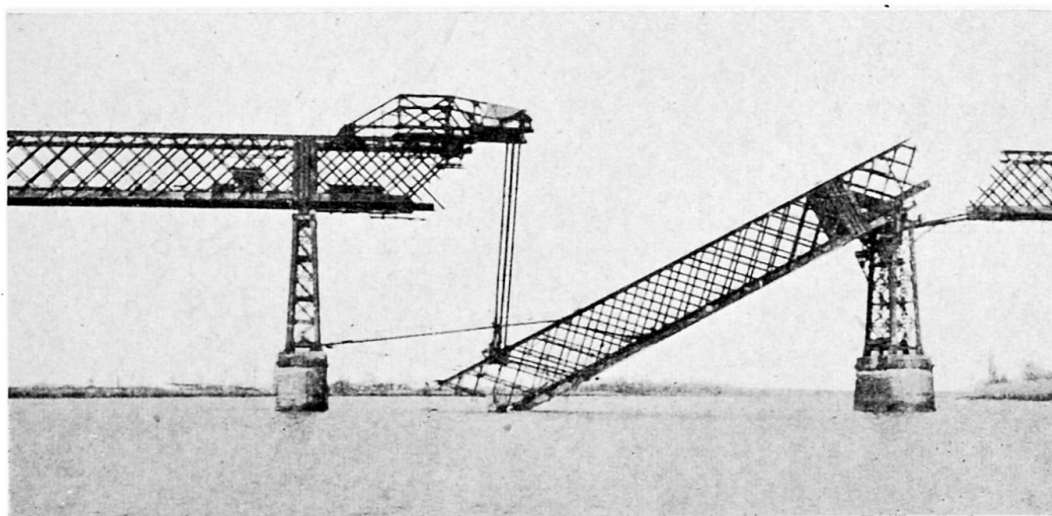


Fig. 14. Pont de Cubzac—Levage du tronçon

(3) Rétablissement de la continuité

Après fin du levage et remise en place du tronçon, il fut procédé à la réparation de la brèche, côté Bordeaux, les éléments manquants ou détériorés étant remplacés par des éléments neufs.

La brèche, côté Cubzac fut réparée ensuite, l'extrémité en porte à faux du tronçon précédemment raccordé soutenant celle du tronçon suivant. Pendant chacune de ces opérations, l'appui sur la 2ème pile fut dénivélé de la quantité voulue pour rétablir après remise à niveau définitive, les efforts dus à la charge permanente.

Sans cette précaution prise d'ailleurs par la S.N.C.F. pour toutes les opérations de

raccordement, les contraintes permanentes se seraient trouvées sensiblement modifiées (3 à 4 kg./mm.²). Il est d'ailleurs à noter que si ces dénivellations sont correctement déterminées, les extrémités des tronçons en présence se raccordent sans point anguleux.

VI. VIADUC DE CARONTE SUR L'ETANG DE BERRE ET PONT DE ROPPENHEIM SUR LE RHIN

Les travaux de ces deux ouvrages qui présentent un caractère d'originalité très marqué pour leur mise en place ont déjà fait l'objet de communications dans diverses revues. Nous projeterons de courts films tournés au cours des travaux qui illustreront, mieux qu'un long exposé, les techniques mises en œuvre.

Les schémas et photographies ont été mis à notre disposition par les Constructeurs de ces ouvrages, Ets. Fourès, Daydé, Dunoyer et Compagnie de Fives-Lille.

Résumé

Les auteurs se sont proposés de montrer que la construction métallique offrait une grande souplesse de mise en œuvre sur le chantier, tant pour les constructions neuves que pour les ouvrages sinistrés par faits de guerre.

Les procédés originaux imaginés et les outillages modernes employés ont permis de réduire au minimum les échafaudages et de récupérer au maximum l'acier des ouvrages détruits.

Quelques exemples montrent que l'esprit inventif permet, en dépit de toutes les difficultés matérielles rencontrées, de réaliser des travaux intéressants tels que :

Lançage du pont route de Bragny à membrure inférieure courbe.

Relevage et réparation d'une pile et du tablier du viaduc de Serrouville tombé d'une grande hauteur.

Lançage rapide du pont-rail de Bollène.

Redressement du pont de la Mulatière incliné transversalement à 42 %.

Relevage d'un tronçon de 72 m. du pont de Cubzac resté en équilibre instable sur une pile métallique déversée.

Summary

The authors intend to show that steel construction offers great flexibility of erection on site, both for new constructions and those damaged in war.

The original methods conceived and the modern equipment used have made it possible to reduce the scaffolding to a minimum and to salvage the maximum of steel from the wrecked elements.

A few examples show that an inventive spirit enables, in spite of all the material difficulties involved, some interesting work to be done, such as :

Launching the Bragny highway bridge, with a curved lower boom.

Raising and repairing one pier and the deck section of the Serrouville viaduct, which had collapsed from a great height.

Quick launching of the Bollène railway bridge.

Reconditioning the Mulatière bridge, transversely inclined at 42 %.

Raising a 72 m. section of the Cubzac bridge, resting in unstable equilibrium on a leaning steel pier.

Zusammenfassung

In diesem Beitrag soll gezeigt werden, welche grosse Arbeitsgeschwindigkeit auf dem Bauplatz der Stahlbau sowohl für Neubauten als auch für Wiederherstellungsarbeiten an im Krieg zerstörten Bauwerken bietet.

Die selbst entwickelten Methoden und die verwendeten modernen Geräte erlauben, die Gerüste auf ein Minimum zu reduzieren und möglichst viel Stahl der zerstörten Bauwerke zurückzugewinnen.

An den folgenden Beispielen soll gezeigt werden, dass der erfinderische Geist es ermöglicht, trotz allen angetroffenen materiellen Schwierigkeiten interessante Arbeiten auszuführen:

Vorschieben der Strassenbrücke in Bragny mit gekrümmtem Untergurt.

Heben und reparieren eines Pfeilers und der aus bedeutender Höhe eingestürzten Fahrbahn des Viadukts Serrouville.

Schnelles Vorschieben der Eisenbahnbrücke in Bollène.

Geraderichten der bis zu 42 % seitlich geneigten Brücke Mulatière.

Heben eines Bruchstückes von 72 m. der Brücke in Cubzac, welches in labilem Gleichgewicht auf einem geneigten Stahlpfeiler liegen geblieben war.

BII 3

Influence of erection methods on design of steel bridges

L'influence des méthodes d'érection sur la conception des ponts métalliques

Der Einfluss der Montage-Methode auf den Entwurf von Stahlbrücken

H. SHIRLEY SMITH, O.B.E., M.I.C.E., M.A.M.SOC.C.E.
London

INTRODUCTION AND HISTORY

To get the best results and the greatest economy, it is essential that the method of erection of any bridge should be considered when the design is prepared and that the design should be modified as may be necessary in order to conform to it.

Difficulties in erection have largely controlled the development of bridges. From the time of the construction of the Menai Suspension Bridge in 1818–26 until the Forth Bridge was completed in 1890 the longest single span was always of the suspension type, on account of the comparative ease of erecting the cables or chains compared with the difficulty of erecting girder or arch bridges.

In the middle of the nineteenth century suspension bridges fell into disrepute because of the failure of engineers to stiffen them adequately against the aerodynamic effect of wind forces, with their consequent failure in storms and under oscillating or rhythmic loads. The onset of the railway age brought further problems in the form of heavier and more concentrated loading and impact effects. John Roebling, however, by means of diagonal ties above and below deck and the incorporation of stiffening trusses, produced a design in the Grand Trunk Railway Bridge at Niagara which carried railway traffic, although not without difficulties, for some forty years and continued to keep suspension bridges in the lead. The collapse of the Tay Bridge in 1879, however, set up a clamour for bridges of sturdy design that would stand four-square to the wind and so ushered in the era of the great cantilever bridges.

In his well-known treatise *Long Span Railway Bridges*, in 1867, Benjamin Baker states: "Of the numerous practical considerations and contingencies to be duly weighed and carefully estimated before the fitness of a design for a long-span railway bridge could be satisfactorily determined, none are more important than those effecting the facility of erection." This was written only a few years before he and Sir John Fowler began work on the design of the Forth Bridge. Thereafter cantilever bridges

held the lead in span until the growth of road traffic led to the construction of the long-span suspension bridges of today.

METHODS OF ERECTION

The following methods of erection may be adopted:

- (1) Falsework or temporary staging
- (2) Floating out
- (3) Service girder
- (4) Cantilever
- (5) Rolling out
- (6) Suspension

Let us see in what ways these methods may affect the design of a bridge.

(1) *Falsework*

Falsework is most suitable for erection of trusses over a dry river-bed or in shallow water where staging can easily be provided. It may also be used for the erection of the anchor arm of a cantilever bridge as in the Quebec and New Howrah Bridges

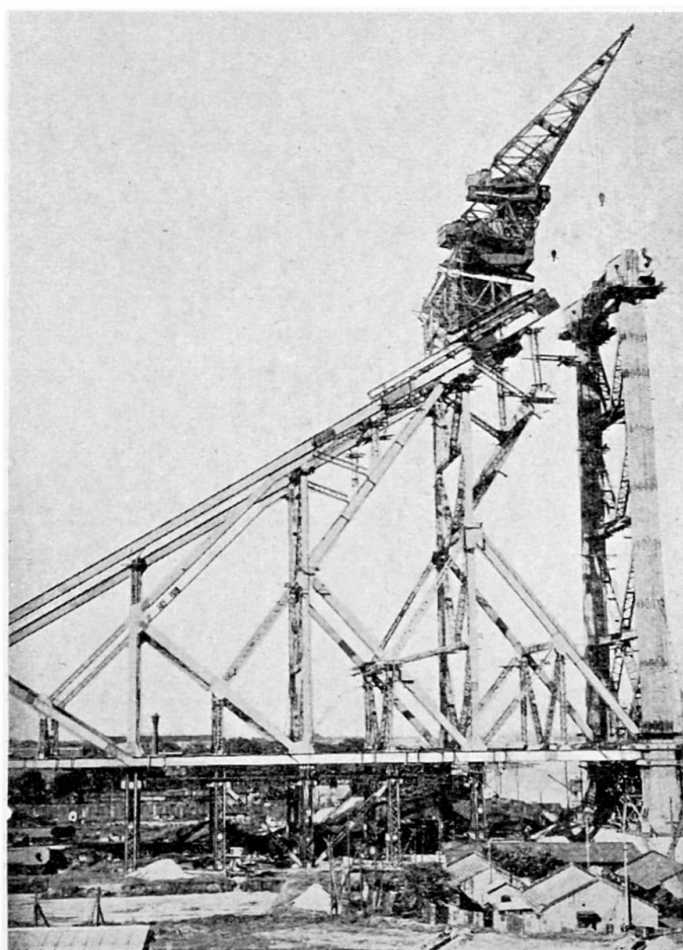


Fig. 1. New Howrah Bridge, Calcutta. Erection of anchor arm on falsework. Note fleeting tracks for creeper crane and temporary members supporting top chord

(fig. 1). It provides easy conditions for carrying out any desired prestressing,* but otherwise does not affect the design of the bridge, except possibly in the location of the connections. It was probably the provision of temporary supports immediately below panel points that originally led to the practice of locating splices in the lower chord some feet to one side of the intersection to facilitate riveting. It is more economical to locate splices at panel points, if possible, because the main gusset plates can then be included in the cover material. If there is any change of angle or depth of member at the panel point, fabrication is simplified by locating the splice there.

(2) *Floating out*

Floating out may be adopted for the erection of spans of 150 ft. or more, over a river that is too deep or otherwise unsuitable for staging, and where there are facilities for assembling the spans on pontoons, moored close to the shore, e.g. the Willingdon Bridge in Calcutta and the bridges over the Hawkesbury River, N.S.W. (fig. 2). It

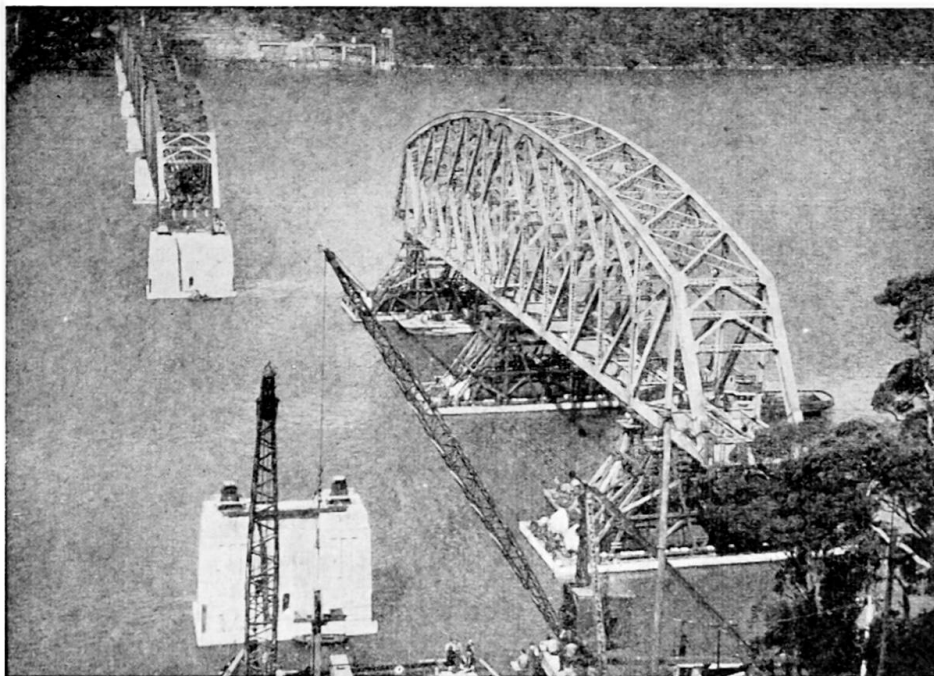


Fig. 2. New Hawkesbury River Railway Bridge. Floating in 445-ft. span

does not affect the design of the spans, except in so far as special details may be required at the ends for subsequently hoisting or lowering them into place. It is noteworthy that the first two substantial girder bridges, Britannia and Saltash, built a hundred years ago, were both floated into position and thereafter raised by hydraulic rams to their final level. This method may also be used for the erection of the suspended span of a cantilever bridge, as at Quebec.

It is usually cheaper, however, to cantilever out the suspended span, even though extra material may have to be used in the end chords and diagonals, rather than to

* *Prestressing.* The members of the trusses are fabricated to such lengths and their intersections to such angles, that under dead and (if desired) live load, the trusses would assume their correct geometric shape and all members would be straight. During erection, therefore, individual members have to be "prestressed," that is, temporarily strained or bent into position. By this means the secondary bending stresses that would otherwise occur under the predetermined load are largely eliminated.

float it out. This remains true even though prestressing is facilitated by the floating-out method.

(3) *Service girder*

Erection on service girders (fig. 3), e.g. Vila Franca Bridge, is similar in its effects to erection on staging and facilitates prestressing.

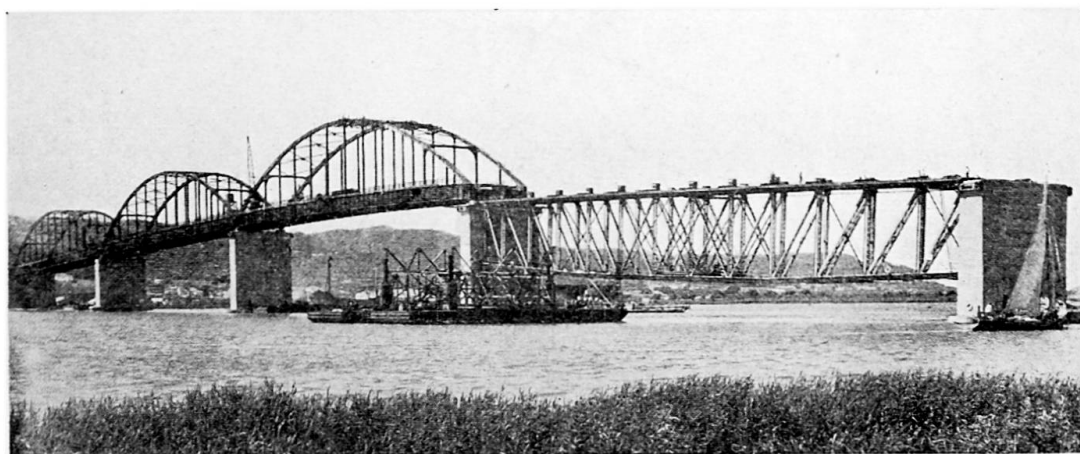


Fig. 3. Vila Franca Bridge over the Tagus near Lisbon. Service girders floated into position ready for erection of fourth span

(4) *Cantilever*

The first notable example of cantilever erection was that of the St. Louis Bridge over the Mississippi by James B. Eads in 1874. It is remarkable that this method was first used for an arch and not for a cantilever bridge. Since this date all big steel arches have been erected by this method with one notable exception, the Bayonne Bridge, which was temporarily supported on trestles. Spandrel-braced arches such as the Victoria Falls Bridge or Sydney Harbour Bridge are more suited to cantilever erection than crescent-shaped arches or ribs of uniform depth, as the anchorage cables can be attached to the ends of the upper chords and, on account of the depth of the truss, need not be moved further out as erection proceeds. Nevertheless extra material will generally be required to reinforce the upper chord and a number of the web members to enable them to resist erection stresses. N-type bracing also lends itself very well to cantilever erection and has been used in practically every long-span arch bridge. The effect of wind stresses during erection must be carefully investigated, particularly if the bridge is slender. In the Birchenough Bridge it was considered advisable to anchor the bearings of the arch against possible uplift arising from wind forces during erection.

The most economical way of erecting a cantilever bridge, if the site is suitable, is by means of balanced cantilever erection, as on the Forth Bridge. In this method the anchor and cantilever arms are built out equally from the main pier and no falsework or temporary foundations are required. After the ends of the anchor arms have been tied down, the erection of the cantilever arms and suspended span proceeds to the centre (fig. 4). No extra material is required on account of erection stresses, except in the ends of the suspended span if it is erected as two cantilevers. Provision, of course, must be made for closing the bridge at the centre and subsequently "swinging" the suspended span, so as to convert it to a freely supported structure. This

method has also been used on cantilever bridges which have single end-posts, by employing one or more temporary trestles close to the main pier and so providing a base from which to cantilever.

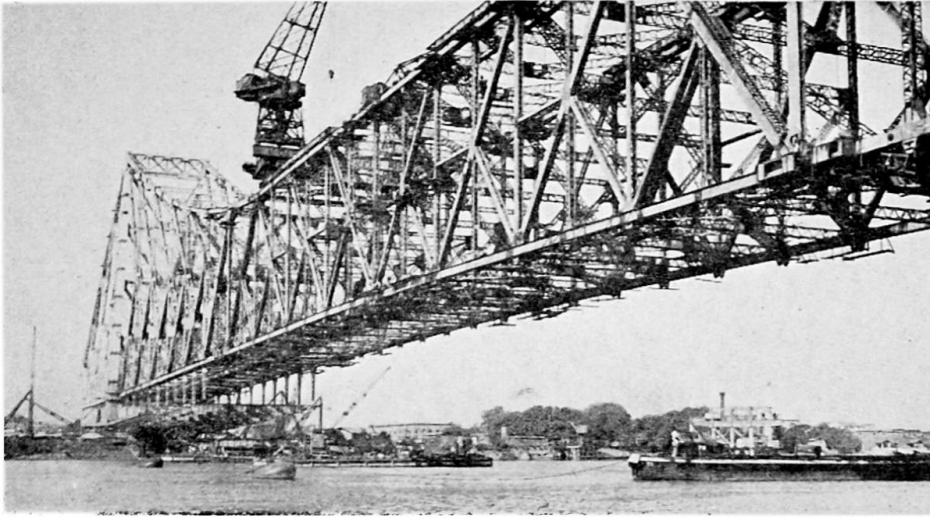


Fig. 4. New Howrah Bridge, Calcutta. Junction of suspended span after erection as two cantilevers

The prestressing of a cantilever arm is not very difficult but certain items of special plant may be needed. On the New Howrah Bridge two adjustable jacking members (fig. 5) had to be designed for this purpose. These members were telescopic and had 200-ton jacks incorporated in them, to enable the lower chord panel points to be forced upwards, so that connections in the diagonals above them could be made.

The cantilever method of erection may be used for simple spans, as, for example, on the Beit Bridge over the Limpopo River. In this bridge of 14 spans, the first was erected on falsework and all the other spans were built as cantilevers; this enabled erection to proceed independently of floods. Extra material will, of course, be needed at the ends of the spans to resist erection stresses, and temporary ties between the spans are required. Great difficulty may be experienced if a simple span of high-tensile steel is erected as a cantilever, and has also to be prestressed. The reason for this is that the erector has a dual task in that he has first to eliminate the distortions of the truss as a cantilever and then to impose the distortions necessitated for prestressing.

(5) *Rolling out*

The method of rolling out is more applicable to short than to long spans. Its most extensive civilian use is in the reconstruction of railway bridges, where in a week-end occupation the old bridge may be rolled out sideways on temporary trestles and a new one, which has been assembled beside it, may be rolled into position.

The method of balanced launching "end-on" was considerably developed in the erection of Bailey bridges during World War II. In one method the bridge was built on rollers on the river bank with a temporary extension piece or nose on the end of the bridge. It was then launched out on two or three sets of fixed rollers, and before the centre of gravity of the span had moved beyond the last set of rollers on the near side, the nose end reached the far bank. If this could not be contrived, the "derrick

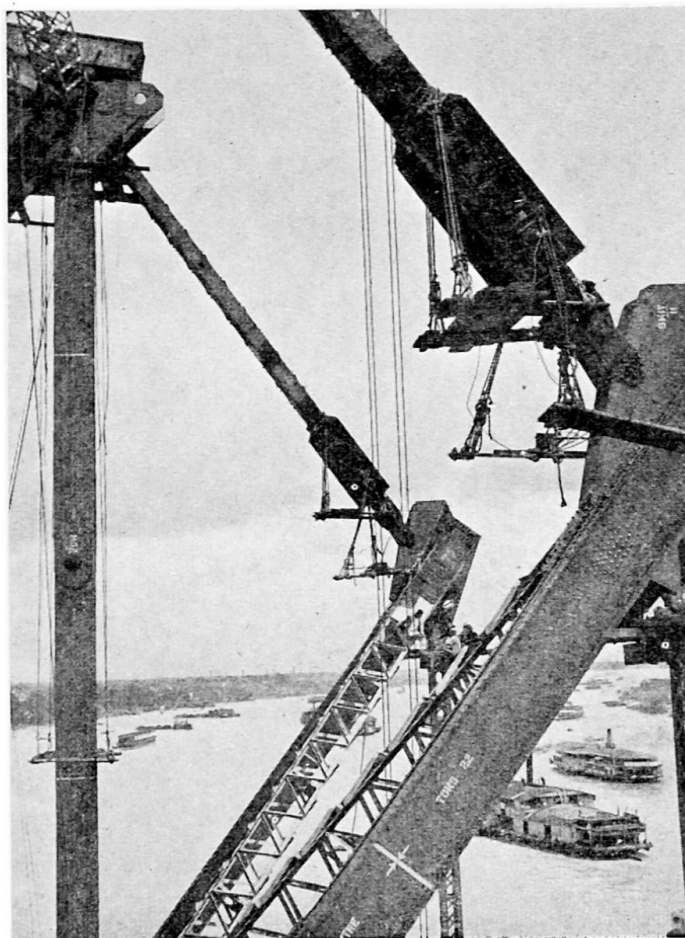


Fig. 5. New Howrah Bridge, Calcutta. Temporary adjustable members with 200-ton jacks being used for prestressing of cantilever arm

and preventer" method was used. In this system the span was prevented from overbalancing by supporting the nose end by means of tackle suspended from a pole on the far shore. The forward pull was resisted by means of preventer tackle attached to the near end of the span to hold it back. Alternatively, counterweights might be used, if available, on the near end to prevent overturning. In all these methods the truss has not only to be designed to resist the effects of cantilevering to the extent required, but the lower chord has to be capable of resisting in bending the reaction from the rollers.

(6) *Suspension*

The design of a suspension bridge as a whole is not much affected by the method of erection of the cables. These may consist of parallel wires spun in place, squeezed together and bound, as in standard United States practice; or they may be composed of a number of prestressed stranded ropes or locked-coil cables that permanently maintain their individual character. Alternatively, links may be used, as in the reconstruction of the Menai Suspension Bridge.

The most significant difference in design occurs in the method of connection of the cable to the anchorage. The loops of wire forming parallel wire cables are connected by passing them round the curved ends of the strand shoes so that the wire remains

continuous and is in a state of tension, bending and compression. Cold-drawn high-tensile wire, unlike heat-treated wire, appears to suffer no harm in this condition. The ends of individual strands in the stranded-rope cable, however, are usually connected by means of white-metal into a cast-steel socket which is bolted to the anchor bars. Each wire remains virtually straight and is in a state of tension only.

An interesting innovation in the Otto Beit Bridge was to use parallel wire cables but to pull each strand across in the form of a flat ribbon made up of a number of wires side by side. Strands were socketed at the ends for connection to the anchorages and retained their individuality to some extent at the tower saddles, which were specially shaped to accommodate the layers of wires; but throughout the remainder of their length they were squeezed together and bound (fig. 6).

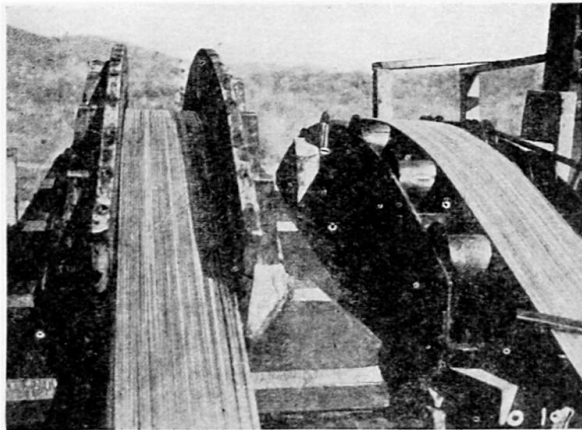


Fig. 6. Otto Beit Bridge, Rhodesia. Erection of cable strands in the form of ribbons of parallel wires. Note tower saddle on left with new strand about to be placed

Suspenders may be either socketed at the ends, so that the wires remain straight or they may be looped over the top of the cable bands as in United States practice.

Towers may be either fixed or hinged at the base. The usual practice today, particularly on long spans where the towers are massive, is to fix the base. After erection the cables are also fixed to the top of the tower, which is thereby subjected to slight bending, but not enough to be of any significance. To facilitate the erection of straight backstays on a fixed tower the saddle is usually moved back to enable the backstays to be connected, and subsequently jacked forward and bolted in its permanent position centrally on the tower. A recent example of hinged towers is the new Chelsea Bridge in London.

Very wide variety is found in the arrangement of deck and stiffening trusses. Greatest economy is gained by bringing the sag of the cable as low down as possible relative to the deck and thus achieving the maximum sag with the shortest tower. In a number of early suspension bridges, such as Brooklyn Bridge and Clark's famous bridge at Budapest, this was done by bringing the cable down below the upper chord of the stiffening truss. This arrangement was also successfully adopted on the Otto Beit Bridge. There the ends of the cross girders were suspended from the cables and the stiffening trusses were subsequently erected on the cross girders. The deck could thus be erected before the truss and the truss material could be laid out on the deck

stringers right along the span before erection, thereby avoiding severe distortion of the cables (fig. 7).

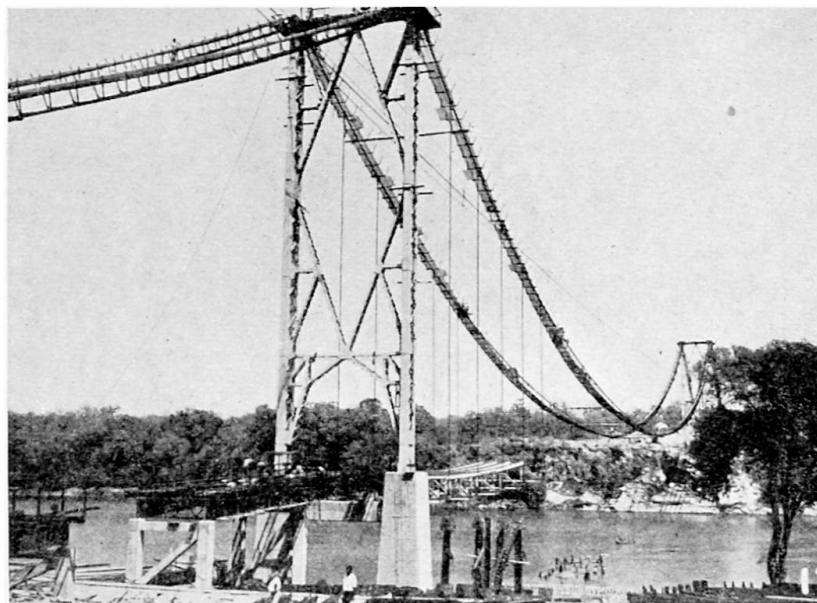


Fig. 7. Otto Beit Bridge, Rhodesia. Erection of deck cross girders.
Note opening in tower bracing for Blondin on Bridge centre line

The usual modern practice in the United States is to put the cables and stiffening trusses in the same plane, so that the suspenders directly connect the top of the truss to the cable. In this arrangement taller towers are required; moreover the erection of the stiffening truss, which has to be built before the deck, or together with it, is complicated by distortion of the cables. This distortion is particularly severe if the stiffening truss is built out continuously from the towers, as on the Golden Gate Bridge. In the Bay Bridge the deck steel was erected by means of tackle suspended from the main cables and in units weighing from 75 to 203 tons. Erection was begun at the centre of the main spans and at the ends of the side spans (fig. 8).

EFFECT OF ERECTION CRANE ON DESIGN

Cranes may be situated:

- (1) On the bridge, i.e. Scotch derrick, or creeper crane.
- (2) Independent of the bridge, i.e. on the ground on staging, on service girders, or floating cranes.
- (3) Blondins.

(1) *Cranes on the bridge*

(a) *Creeper cranes*

Early bridges, such as the St. Louis Bridge and the Forth Bridge, were erected piecemeal with very light cranes that travelled on the bridge. At the beginning of this century the tendency to use heavy creeper cranes for assembling large units developed. On the Hell Gate Bridge pieces were erected weighing up to 180 tons each; the heavy traveller on Quebec Bridge weighed 920 tons and was equipped with four

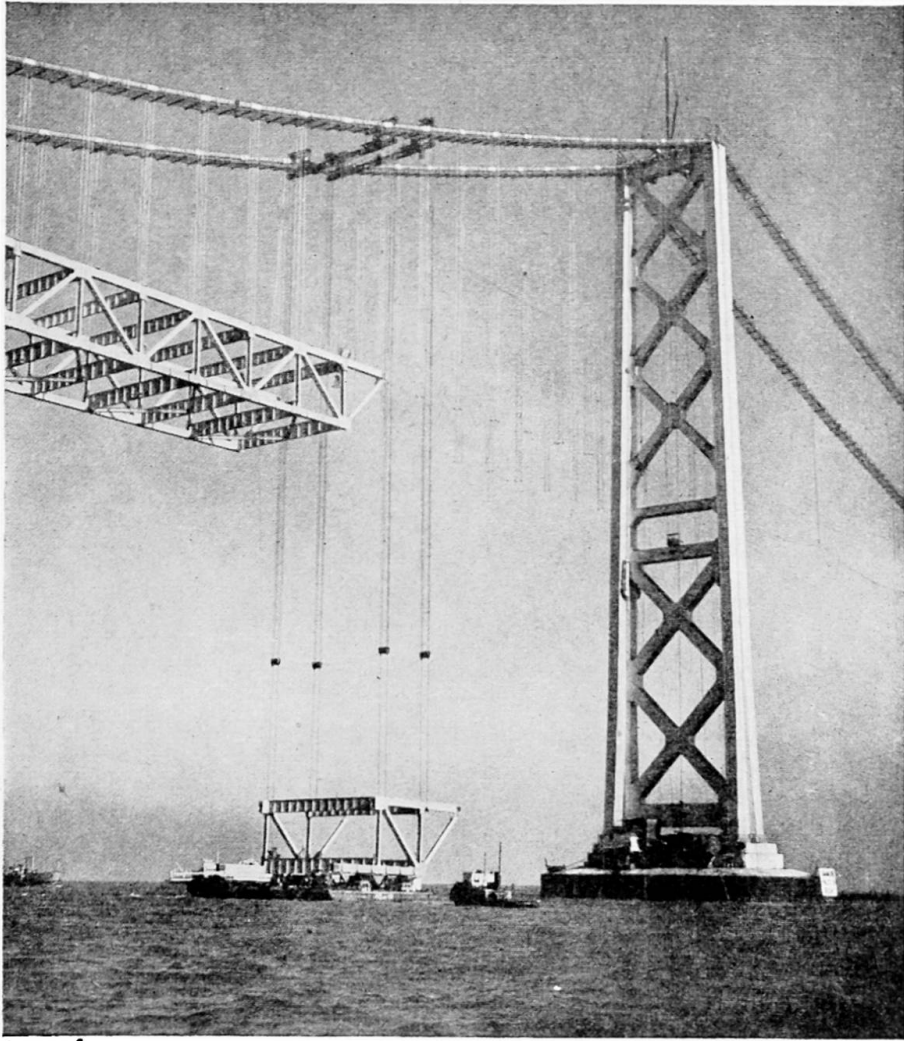


Fig. 8. San-Francisco-Oakland Bay Bridge. Erection of heavy units of deck steelwork

55-ton and four 20-ton hoists, in addition to numerous light derricks of 5- and 10-ton capacity.

On Sydney Harbour Bridge the heaviest chord member weighed more than 500 tons. In order to keep the weights of individual lifts to a reasonable figure all the chords were subdivided longitudinally and most of them were given one or more field splices in their length. By this means a fairly uniform range of lifts was obtained, all within the capacity of the 120-ton creeper cranes. It is generally more economical to reduce the heaviest lifts by means of splices in this way than to provide a crane capable of lifting the heaviest member in one piece. If by this means the capacity of the crane can be halved, as it well may be, its weight and cost will be very substantially reduced and it will be quicker in use. Moreover, the cost of temporary trestles, foundations and fleeting tracks will all be substantially less.

On arch bridges, creeper cranes generally run on the upper chord, which is usually sturdy enough to carry the weight. No reinforcement was required in the Sydney Harbour Bridge or Birchenough Bridge. On through cantilever bridges creeper cranes may be run over the top chord as on the New Howrah Bridge or a tower traveller may be used running on the deck. The disadvantage of running a creeper

crane over the top chord is that upper chord members of a cantilever bridge are seldom heavy enough to support its weight in bending. On the Howrah Bridge special fleeting tracks had to be bolted on to stools on the top chord and temporary members had to be inserted in the bracing to support the chord under the weight of the crane (fig. 9). Moreover, if the cantilever bridge is of conventional outline, special means have to be provided to haul the crane over the peak at the end post. The tendency in America today is to use comparatively light guyed-derricks, as on the San-Francisco-Oakland Bay Cantilever Bridge, in preference to heavy creeper cranes.

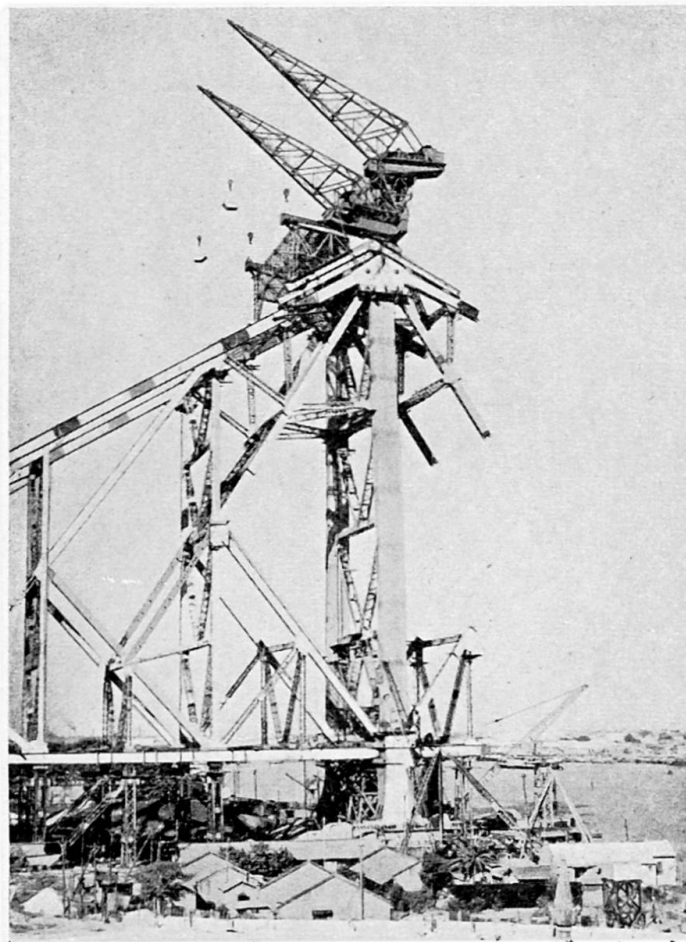


Fig. 9. New Howrah Bridge, Calcutta. Creeper crane moving off temporary cradle on which it had been hoisted up anchor arm on to fleeting tracks on cantilever arm

Cantilever bridges rarely require any strengthening of members to resist direct stresses, including those from the weight of the crane during erection, because the members adjacent to the piers are the most heavily stressed in the final condition. But on arch bridges the circumstances are entirely different. The ends of the upper chords of a spandrel-braced arch carry little stress in the final condition and substantial reinforcement is required in them during erection. On the Sydney Harbour Bridge part of the extra section needed was added in permanent material and part in the form of temporary side webs which were removed after the arch was closed.

(b) Scotch derricks

Instead of employing creeper cranes, Scotch derricks may be used in a kind of leap-frog, as on the new Tyne Bridge at Newcastle. In this method a derrick on the steelwork erects the members of the bridge as far ahead as it can reach and then erects a second derrick on the end panel. This derrick then proceeds with the erection and dismantles the first derrick and re-erects it ahead, and so on. The effect of this method on design is less than that of creeper cranes, in that the derricks themselves are lighter; no fleeting tracks are required, nor does the upper chord have to support the weight of the crane in bending.

(2) *Independent cranes*

(a) On the ground, on staging or on service girders

None of these has any direct effect on the design of the bridge, but it may be well to consider the circumstances under which the use of cranes on service girders becomes economical. In multiple-span bridges it will probably pay to use special plant, such as a Goliath crane travelling on a service girder, as in the Lower Zambesi Bridge, rather than to adopt cantilever erection which necessitates strengthening the bridge by using extra material in the end chords and web members of every span.

(b) Floating cranes

Erection by means of floating cranes generally has no effect on the design of the superstructure. In the Storstrom Bridge complete plate-girder side-spans weighing up to 500 tons each were hoisted up bodily by means of a huge floating crane and placed on their bearings on the piers at a height of 90 ft. above water level (fig. 10).

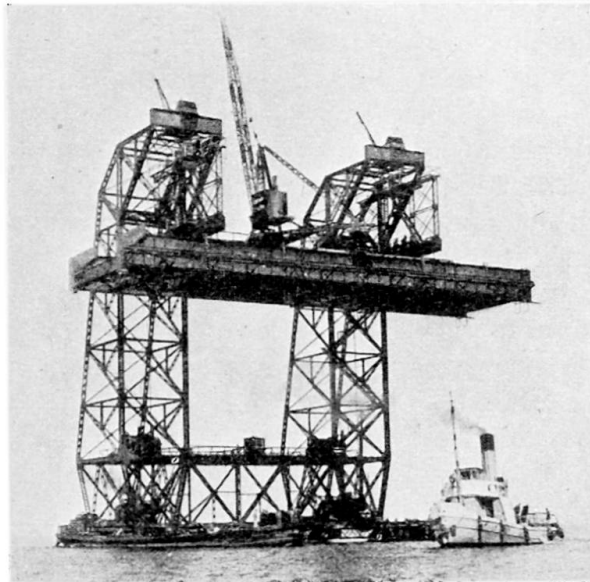


Fig. 10. Storstrom Bridge. Floating crane lifting 500-ton side span complete with erection crane on it

The main spans on this bridge consisted of tied arches with plate girders 12 ft. deep in the deck. The plate girders were erected in halves by the floating crane and joined on a temporary trestle at the centre (fig. 11). The arch rib was then erected overhead

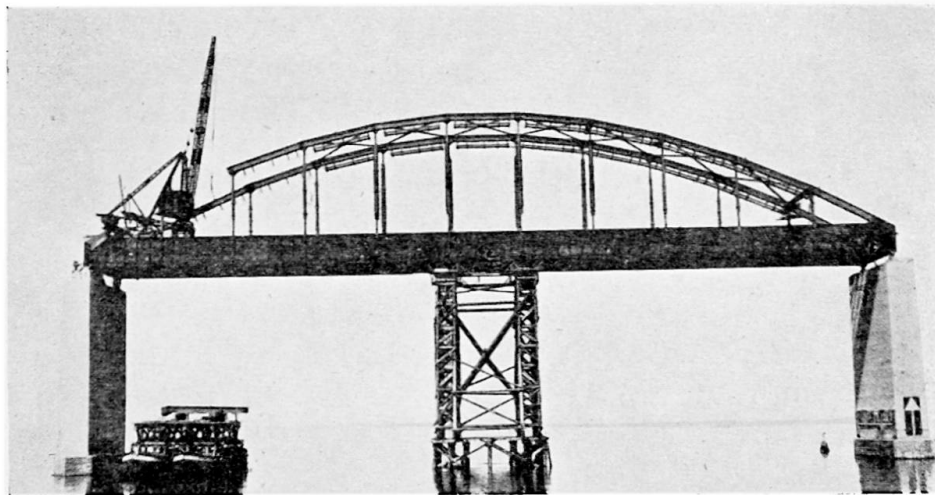


Fig. 11. Storstrom Bridge. Plate girders of navigation span assembled in two halves by floating crane and connected on temporary trestle. Arch rib and hangers erected by travelling crane

by means of a travelling crane running on the deck. This method enabled long-span plate girders to be erected on a bridge spanning deep water, and the arch rib to be built without using a creeper crane.

(3) *Blondins*

On certain sites, such as a gorge or river with good access only at one end, a blondin may be necessary to take the steel across the river or even to erect it. On the Birchenough Bridge a 7-ton electrically operated cableway was used alongside the bridge. Members were taken out on the blondin and transported to the crane in mid-air, a platform being provided for the erector around the cableway hook. The same blondin was subsequently used for the erection of the Otto Beit Suspension Bridge (fig. 7). Here it was assembled on the centre line and a large opening was provided in the tower bracing to leave space for it. The legs of the towers were erected by means of the blondin, two sections being assembled at a time, at the ends of a lifting beam which spanned the width of the bridge. Subsequently the blondin was used to erect the deck steelwork. The cross-girders and inner roadway-stringers were erected in sets of two each with only one bolt at each joint. This method of connection enabled the set to be folded up, as it were, so that it would pass through the opening of the tower. An erector was carried at each end of the cross-girders to make the suspender connections.

A blondin not only saves the necessity for a crane on the deck of a suspension bridge, but it also provides the means of laying out the stiffening truss along the whole length of the deck before erection (if the design permits this to be done) so as to avoid distortions of the cable.

ALL-WELDED BRIDGES

The development of all-welded trusses of substantial size is delayed by the following problems which have yet to be satisfactorily solved:

- (1) Holding members securely in place during welding of the site connections.
- (2) Making the correct allowance in advance for distortions that will occur during site welding. The distortion has to be correctly estimated and the

initial lengths of members predetermined. The assumptions made cannot be proved by pre-assembly in the shop, as they can in the case of a riveted truss; but unless they are correct the truss will not be true to line and level after welding.

- (3) Carrying out prestressing, if desired, during erection.

These difficulties do not apply to plate girders in which splices can be satisfactorily welded at site.

A compromise sometimes adopted is to make all-welded members with the end connections reinforced and drilled for site bolting and riveting. This method has been adopted in New South Wales and found to be economic; it does not, however, overcome the difficulties but avoids them. Moreover some economy of the all-welded design is lost and the shop-work is complicated by both welding and drilling having to be performed.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to thank Mr. O. A. Kerensky, M.I.C.E., for valuable criticisms and suggestions, and the following engineers for kindly supplying photographs:—

Mr. G. A. Maunsell, M.I.C.E., for photographs of Storstrom Bridge.

Mr. J. F. Pain, M.I.C.E., for photographs of Vila Franca and Otto Beit Bridges.

Mr. Harold C. Wood, M.Am.Soc.C.E., for the photograph of the San-Francisco-Oakland Bay Bridge.

Dept. of Railways, New South Wales, for the photograph of Hawkesbury River Railway Bridge.

PRINCIPAL REFERENCES

FREEMAN, R., and ENNIS, L. "Sydney Harbour Bridge, Manufacture of the Structural Steelwork and Erection of the Bridge," *Min. Proc. Inst. Civ. Engrs.*, **238**, 194, 1934.

MAUNSELL, G. A., and PAIN, J. F. "The Storstrom Bridge," *J. Inst. Civ. Engrs.*, **11**, 391, 1939.

HOWORTH, G. E. "The Construction of the Lower Zambesi Bridge," *J. Inst. Civ. Engrs.*, **4**, 369, 1937.

WARD, A. M., and BATESON, E. "The New Howrah Bridge, Calcutta: Design of the Structure, Foundations, and Approaches," *J. Inst. Civ. Engrs.*, **28**, 167, 1947.

HOWORTH, G. E., and SHIRLEY SMITH, H. "The New Howrah Bridge, Calcutta: Construction," *J. Inst. Civ. Engrs.*, **28**, 211, 1947.

SHIRLEY SMITH, H., and FREEMAN, R., Jr. "The Design and Erection of the Birchenough and Otto Beit Bridges, Rhodesia," *J. Inst. Civ. Engrs.*, **24**, 171, 1945.

Summary

It is essential in order to get the best results and the greatest economy that the method of erection of any bridge should be considered when the design is prepared and that the design should be modified as may be necessary in order to conform to it. The historical background shows that difficulties in erection have in fact been one of the outstanding factors controlling the development of bridges.

In the paper, the various methods of erection and their effect on the design of bridges are considered. These methods include the use of falsework, floating out, service girders, cantilevering, rolling out and suspension. Numerous examples are quoted and reference made to suitability for prestressing and other requirements. Some alternatives are quoted to the more or less standard types of details used in

American suspension bridges, and reference made to their effect on economy in erection and design.

The various kinds of erection cranes are then dealt with, including creeper cranes on the bridge; cranes travelling on service girders or staging and floating cranes; and blondin cableways. The necessary capacity of the erection crane is considered and the desirability of keeping it as low as possible, by means of the provision of site splices in the heaviest members to reduce the maximum weight of lift. Examples are given of this and of the reinforcement that may be required in a bridge to enable it to carry the weight of the crane. The conditions under which floating cranes or blondins are necessary are considered and examples of the use of both are given.

In conclusion reference is made to the erection problems which have yet to be satisfactorily solved in the development of all-welded truss bridges of substantial size; and the compromise sometimes adopted of shop-welded members with end connections designed for riveting or bolting.

Résumé

Si l'on veut obtenir les meilleurs résultats et réaliser le maximum d'économie dans la construction d'un pont métallique, il est nécessaire de tenir compte de la méthode d'érection lorsque l'on étudie la conception même de l'ouvrage, cette conception devant être adaptée aux conditions d'érection. L'expérience montre que les difficultés de montage ont constitué l'un des plus importants facteurs qui conditionnent le développement des ponts métalliques.

L'auteur passe en revue les différentes méthodes d'érection et étudie leur influence sur la conception des ponts. Ces méthodes comportent l'emploi d'ouvrages provisoires, de supports flottants, de poutres de service, de montages en porte-à-faux, du roulage et de la suspension. De nombreux exemples sont cités et mention est faite de l'opportunité de la précontrainte et autres conditions. Différentes dispositions de détail plus ou moins normalisées sont signalées à propos de la technique américaine de construction des ponts suspendus, avec indication de leur influence du point de vue économique.

L'auteur présente les différents types d'appareils de manutention employés, y compris les grues se déplaçant sur le pont lui-même, ou sur des poutres de service, les grues échafaudées et les grues flottantes, ainsi que les blondins. Il indique la capacité à prévoir pour la grue de montage, ainsi que l'opportunité de la maintenir aussi basse que possible, en prévoyant tous dispositifs d'assemblage permettant de réduire le poids maximum à lever. Il cite des exemples, portant également sur le renforcement qu'il peut être nécessaire de prévoir sur un pont pour lui permettre de porter le poids de la grue. Il expose les conditions qui nécessitent l'emploi de grues flottantes ou de blondins.

En conclusion, l'auteur signale les problèmes de montage qu'il importe de résoudre d'une manière satisfaisante en vue du développement des grands ponts en treillis entièrement soudés, ainsi que le compromis parfois adopté, consistant à prévoir des éléments soudés en atelier, avec assemblage par rivetage ou boulonnage.

Zusammenfassung

Zur Ermittlung der besten und wirtschaftlichsten Lösung muss die Montage-Methode schon bei den Entwurfsarbeiten für eine Brücke in Betracht gezogen werden und der Entwurf muss dem Montagevorgang nötigenfalls angepasst werden. Ein Blick in die Vergangenheit zeigt uns, dass Montage-Schwierigkeiten in grossem Masse die Entwicklung des Brückenbaus hemmten.

Der Verfasser betrachtet die verschiedenen Montage-Methoden und ihren Einfluss auf den Entwurf einer Brücke. Bei diesen Verfahren handelt es sich um die Verwendung von Lehrgerüsten, das Einschwimmen, den Bau von Hilfsträgern, den Freivorbau, das Einschieben und das Einhängen. Zahlreiche Beispiele werden aufgeführt und die Möglichkeiten der Vorspannung und anderen Massnahmen werden erwähnt. Einige Varianten für die mehr oder weniger vereinheitlichten Lösungen des amerikanischen Hängebrückenbaus werden angegeben und hinsichtlich ihres Einflusses auf die Zweckmässigkeit der Montage und des ganzen Entwurfs untersucht.

Anschliessend werden die verschiedenen Typen von Montagekranen beschrieben unter Einschluss von Laufkranen auf die Brücke selbst, Kranen, die auf Hilfsbrücken montiert sind, Derricks, Schwimmkranen und Blondin-Seilkranen. Das notwendige Tragvermögen eines Montagekrans wird untersucht und auch die Forderung, dieses so niedrig wie möglich zu halten, indem zur Abminderung des grössten zu hebenden Gewichts die schwersten Bauteile mit Montagestössen versehen werden. Dieses Problem und die Frage der Verstärkung einer Brücke zwecks Aufnahme der Belastung durch einen Kran werden an Hand von Beispielen dargelegt. Die Bedingungen, unter welchen Schwimmkrane oder Blondins zweckmässig sind, werden untersucht und durch Anwendungsbeispiele belegt.

Zum Schluss wird auf das Montage-Problem hingewiesen, das sich im Zusammenhang mit der Entwicklung von vollständig geschweissten Fachwerkbrücken beträchtlicher Spannweite stellt. Dieses Problem konnte noch nicht befriedigend gelöst werden. Auch der nicht selten gewählte Kompromiss mit in der Werkstätte geschweissten Stäben und verschraubten oder genieteten Knotenpunkten wird erwähnt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 4

Système nouveau de couverture de ponts routes métalliques par tôle cintrée et béton armé associés

New roadway system for road bridges in steel with an associated layer of reinforced concrete

Neues Fahrbahnsystem für Strassenbrücken in Stahl mit einer mitwirkenden Eisenbetonschicht

J. R. ROBINSON

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris

Nous avons cherché à apporter une solution au double problème, posé au Congrès de 1948, de l'allègement et de l'amincissement de la couverture des ponts routes métalliques, par l'emploi de tôles cintrées cylindriques concaves vers le haut et associées à une forme de béton de remplissage par des armatures appropriées.

La nécessité de telles armatures a été démontrée par les essais de MM. K. Schaechterle et F. Leonhardt décrits dans la *Bautechnik* des 2 et 16 octobre 1936. Nos efforts ont porté vers le perfectionnement par transformation complète, du système d'attache imaginé par ces auteurs.

Il nous est apparu qu'un bon système d'attache devait comporter de nombreux points de liaison avec la tôle d'une part, et d'autre part assurer le report des efforts sur le béton par des organes présentant une bonne adhérence. C'est pourquoi notre choix s'est porté sur un système composé de plats obliques fixés à la tôle par soudure et de ronds à béton soudés en tête des plats.

PANNEAUX D'ESSAIS

Nous avons constitué nos panneaux d'essais par une tranche du complexe imaginé. La portée choisie, 1,56 m., correspondait à la portée de la couverture dans l'ouvrage que nous avions en vue. La largeur des panneaux, 1,20 m., a été choisie pour proportionner les effets de la flexion et de l'effort tranchant suivant le schéma théorique que nous nous étions formé *a priori* du fonctionnement du système.

Nous avons essayé quatre panneaux formant deux séries distinguées par l'épaisseur du béton en leur milieu, deux panneaux identiques de 12 cm. et deux panneaux identiques de 9 cm. L'épaisseur du béton des panneaux aux appuis était de 5 cm., minimum compatible avec le bon enrobage des barres de liaison.

Les figures 1 et 2 reproduisent les dispositions des panneaux d'essais et permettent

de se rendre compte des dispositions de détail du système de liaison que nous avons utilisé.

Les tôles, plats et ronds, utilisés pour la confection des panneaux, étaient des laminés d'acier doux Thomas ordinaire. Plats et ronds n'ont pas donné lieu à essais. Les tôles ont été étudiées après essai des panneaux par prélèvement d'éprouvettes sur les parties qui n'avaient pas subi de déformations permanentes. Les tôles des panneaux

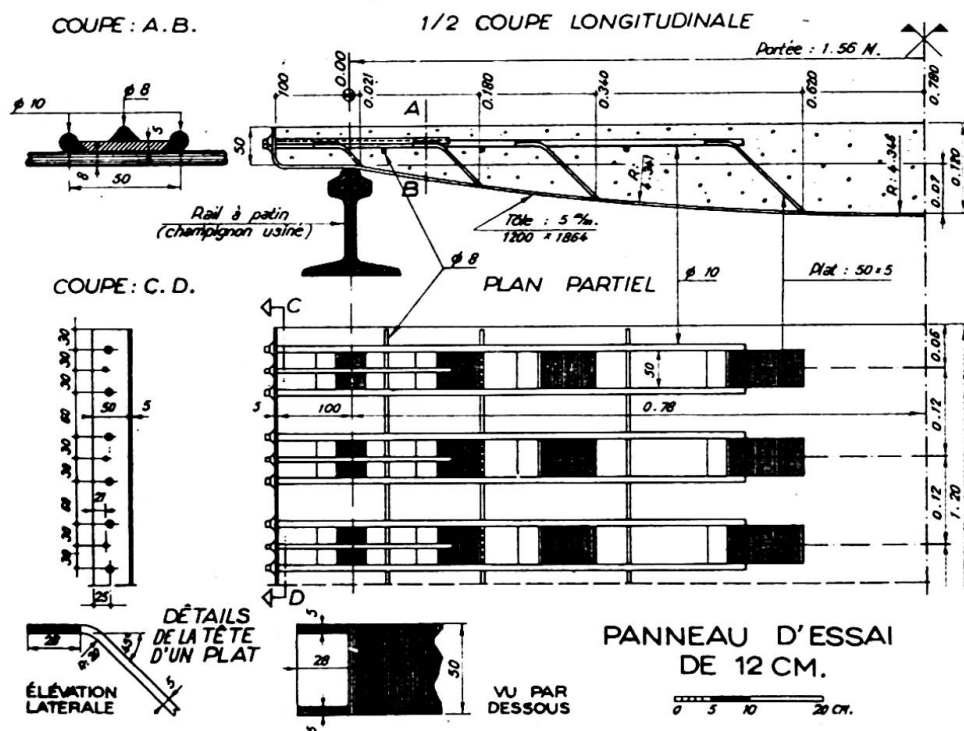


Fig. 1. Dessins du panneau d'essai de 12 cm.

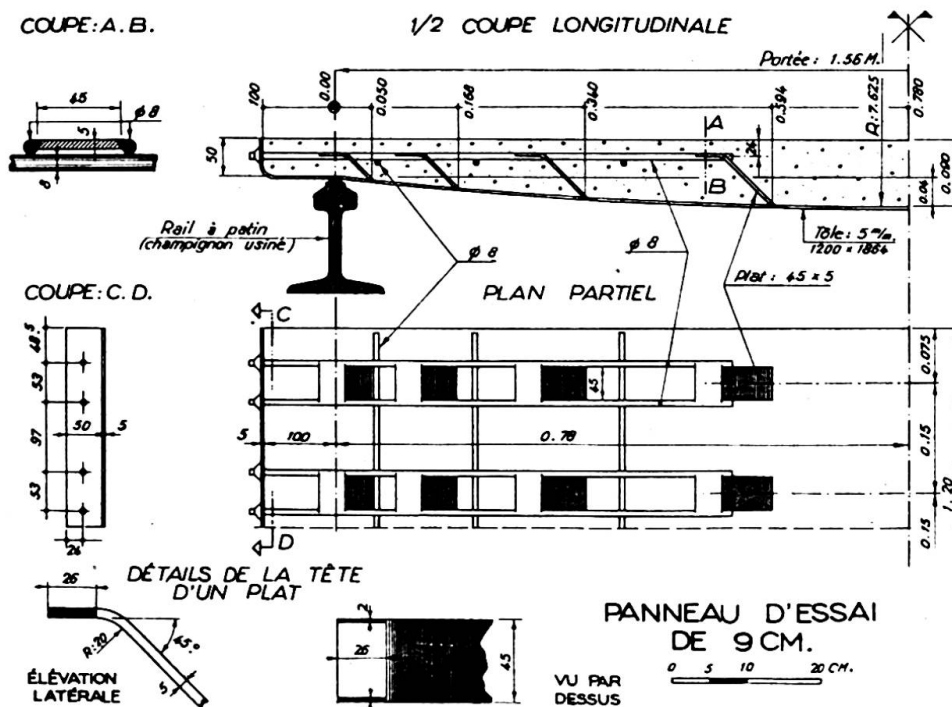


Fig. 2. Dessins du panneau d'essai de 9 cm.

de 12 cm. avaient une limite conventionnelle d'élasticité moyenne de 28,6 kg./mm.², et étaient de bonne qualité. Les tôles des panneaux de 9 cm. étaient d'un métal de mauvaise qualité et étaient feuilletées en couches successives très nettement visibles sur les cassures des éprouvettes. La limite élastique de la tôle était de 27 kg./mm.² pour le panneau essayé à la flexion et seulement de 20,2 pour le panneau essayé à l'effort tranchant.

Le béton des panneaux de 12 cm. dosé à raison de 400 kg. de ciment de fer 250/315 par mètre cube, avait, à la date des essais (29 jours) une résistance à la rupture à la compression mesurée sur cubes de 14 cm. d'arête égale en moyenne à 350 kg./cm.²

Par suite de la difficulté d'obtenir du ciment de bonne qualité, nous avons eu des déboires en ce qui concerne la résistance du béton des panneaux de 9 cm. Il a fallu démolir le béton exécuté une première fois. L'ossature métallique a subi des déformations, et a été redressée, ce qui *a priori* n'était pas favorable à la résistance des panneaux.

Le panneau destiné à l'essai de flexion a été confectionné avec un béton dosé à raison de 450 kg. de ciment Portland artificiel au mètre cube.

A 26 jours, date de l'essai, la résistance de ce béton était de 385 kg./cm.² (moyenne de six cubes, valeurs extrêmes 365 et 407). La résistance à la traction mesurée par flexion était égale à 29,6 kg./cm.² (moyenne de quatre prismes, valeurs extrêmes 25 et 33,5).

Le béton des panneaux essayés à l'effort tranchant était de même dosage.

A 26 jours, veille de l'essai, la résistance à la rupture à la compression de ce béton était de 432 kg./cm.² (moyenne sur six cubes de 14 cm., valeurs extrêmes 260 et 465), et sa résistance à la rupture par traction était de 25 kg./cm.² (moyenne sur trois prismes, valeurs extrêmes 23 à 29).

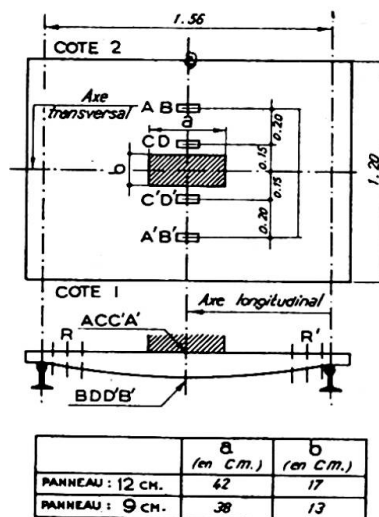
Fait important à noter: les bétons des panneaux ont été mis en place sans le secours de la vibration.

Au moment des essais, les panneaux ne comportaient pas de défaut apparent, sauf le panneau de 9 cm. destiné à l'essai d'effort tranchant qui accusait un décollement de la tôle du béton, sur la tranche, du côté n° 1.

DISPOSITIF D'ESSAI

Les panneaux ont été posés sur deux rails parallèles horizontaux dont les champignons avaient été usinés pour former couteaux. La distance entre couteaux était de 1,56 m. Les charges étaient appliquées au moyen d'un vérin hydraulique vertical de 100 tonnes sur un rectangle concentrique à la plaque. Ce rectangle représente le rectangle théorique d'impact d'une roue, suivant les prescriptions du règlement français pour les ponts routes. Ce rectangle était matérialisé par un morceau de planche, et l'effort du vérin était transmis à cette planche au moyen d'un coupon de rail à patin.

Un panneau de chaque série a été essayé à la flexion suivant le schéma indiqué à la fig. 3. Les tôles cintrées dans l'ouvrage ayant leurs génératrices orientées dans le sens longitudinal, les sens longitudinal et transversal des panneaux ont été conventionnellement repérés comme dans l'ouvrage en service.



DISPOSITION SCHEMATIQUE DES ESSAIS DE FLEXION

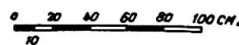


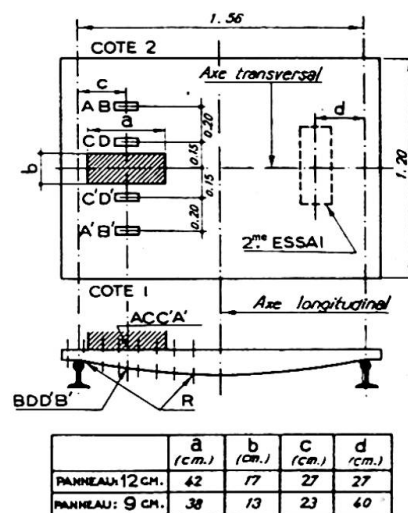
Fig. 3. Schéma du dispositif pour les essais de flexion

Les appareils de mesure consistaient en extensomètres à fils résistants, les uns collés sur la surface du béton, et les autres sur la face inférieure de la tôle (AA', CC' et BB', DD' sur la fig. 3), tous ces extensomètres étant orientés parallèlement à l'axe transversal du panneau.

Deux fleximètres enregistreurs avaient été placés sous le panneau pour mesurer ces flèches aux points B et B'. Enfin, des traits verticaux R et R' avaient été tracés à la pointe fine sur les faces terminales du panneau, près des appuis à la fois sur le béton et sur l'acier pour permettre de déceler des glissements relatifs éventuels de ces deux éléments.

La charge était appliquée par paliers successifs avec un certain nombre de retours à zéro. A chaque palier, elle était appliquée pendant la durée approximative de cinq minutes, nécessaire pour effectuer les lectures des appareils de mesure.

Pour les essais à l'effort tranchant le dispositif était analogue mais le rectangle d'impact était excentré, comme l'indique la fig. 4. Après rupture obtenue par la charge dans la position du rectangle hachuré (première phase) un second essai de rupture était fait en disposant le rectangle dans une orientation perpendiculaire à la première au voisinage de l'autre appui (deuxième phase). Dans cette deuxième phase on se contentait de noter la charge de rupture sans effectuer de mesures.



DISPOSITION SCHEMATIQUE DES ESSAIS A L'EFFORT TRANCHANT

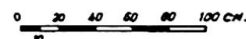


Fig. 4. Schéma du dispositif pour les essais à l'effort tranchant

RÉSULTATS DES ESSAIS

(1) Charges de rupture

Les charges qui ont provoqué la rupture des panneaux sont indiquées au tableau suivant:

	Essai de flexion	Essai à l'effort tranchant	
		1ère phase	2ème phase
Panneau de 12 cm.	59 tonnes	53 tonnes	37,5 tonnes
Panneau de 9 cm.	38 tonnes	46 tonnes	42 tonnes

(2) Apparences observées aux essais

(a) Panneau de 12 cm. essayé à la flexion

Il a été constaté au début de l'essai que l'une des extrémités du panneau ne portait pas sur le rail d'appui sur toute sa longueur. Le jeu était de l'ordre du $\frac{1}{2}$ mm. sous une charge nulle et a disparu pour une charge d'une trentaine de tonnes.

Un léger craquement s'est fait entendre quand la charge est passée de 45 à 50 tonnes, et un autre entre 50 et 55 tonnes.

Sous la charge de 55 tonnes, dernier palier avant rupture, l'examen minutieux des faces terminales du panneau n'a permis de déceler aucune fissure à l'œil nu, ni aucun déplacement relatif de la tôle et du béton près des appuis.

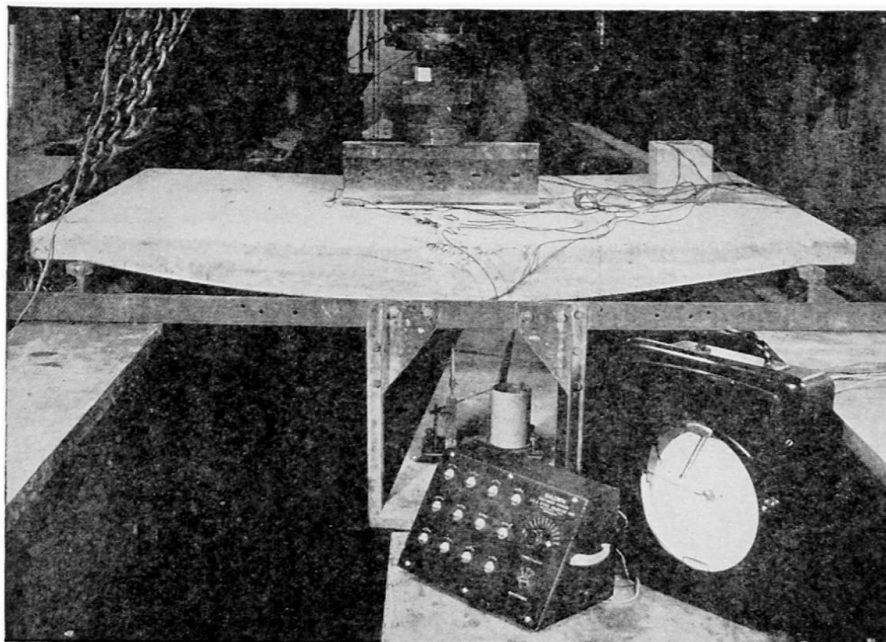


Fig. 5. Vue d'ensemble du dispositif d'essai—Rupture du panneau de 12 cm. dans l'essai de flexion

La rupture est survenue par écrasement du béton au milieu du panneau à la face supérieure (voir fig. 5).

Après rupture aucun autre désordre que le dit écrasement n'a pu être constaté, en particulier sur les faces terminales du panneau.

Le béton du panneau rompu a été ultérieurement démoli, les soudures de pied des plats, et les soudures entre plats et ronds ont été trouvées intactes. Seuls ont été trouvés rompus quelques uns des points de soudure de fixation des fers ronds longitudinaux de couture aux fers ronds transversaux. Ces ruptures se sont à peu près certainement produites à la démolition du béton qui a été laborieuse, et non pendant l'essai.

(b) Panneau de 12 cm. essayé à l'effort tranchant

Nous décrivons la première phase de l'essai. Un léger craquement s'est fait entendre lorsque la charge est passée de 25 à 30 tonnes, un second entre 35 et 40 tonnes. Des fissures se sont produites à partir de 40 tonnes. Nous les avons reportées sur la fig. 6, numérotées dans leur ordre d'apparition de 1 à 7. A 50 tonnes, toutes les fissures observées avant rupture étaient capillaires sauf la fissure 1, qui s'est propagée en 2 de 40 à 45 tonnes et qui était alors fine.

La rupture a eu l'aspect caractérisé sur les faces latérales du panneau par la fig. 6 et qui est visible sur le dessus du panneau à gauche de la photographie fig. 7 et à droite sur la photographie fig. 8.

Au cours de la deuxième phase de l'essai aucune fissure nouvelle n'est apparue ni aucune aggravation des désordres imputables à la première rupture. La rupture de deuxième phase s'est produite à l'aplomb de la charge et à la même allure que la rupture de première phase. Elle est peu visible sur les photographies précitées.

(c) Panneau de 9 cm. essayé à la flexion

Aucune fissure n'est apparue avant 22 tonnes. Les fissures observées sur les faces

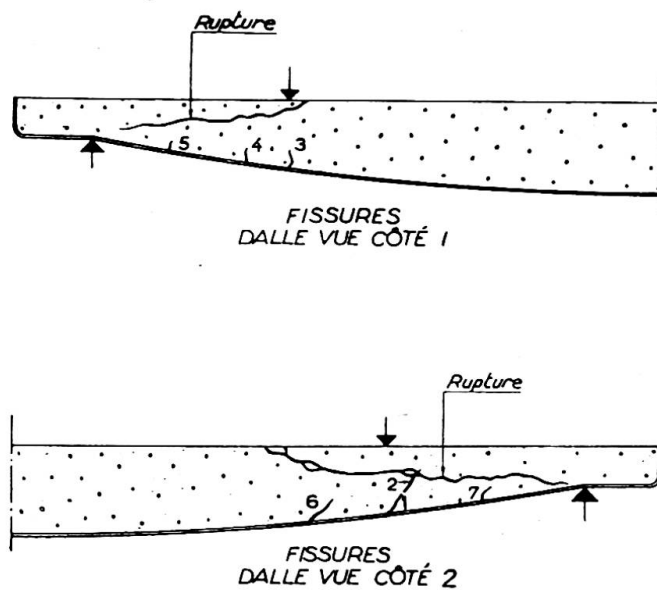


Fig. 6. Relève des fissures et de la rupture sur les tranches du panneau de 12 cm. essayé à l'effort tranchant

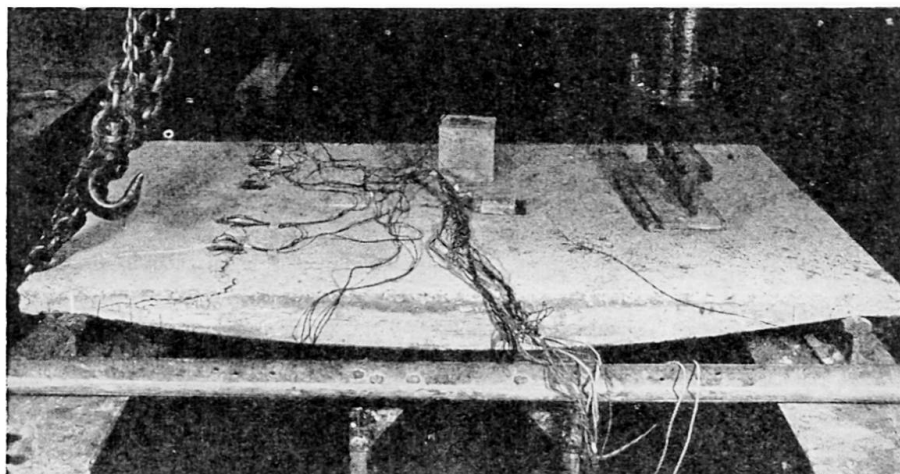


Fig. 7. Panneau de 12 cm. après rupture à l'effort tranchant—Vue côté 1

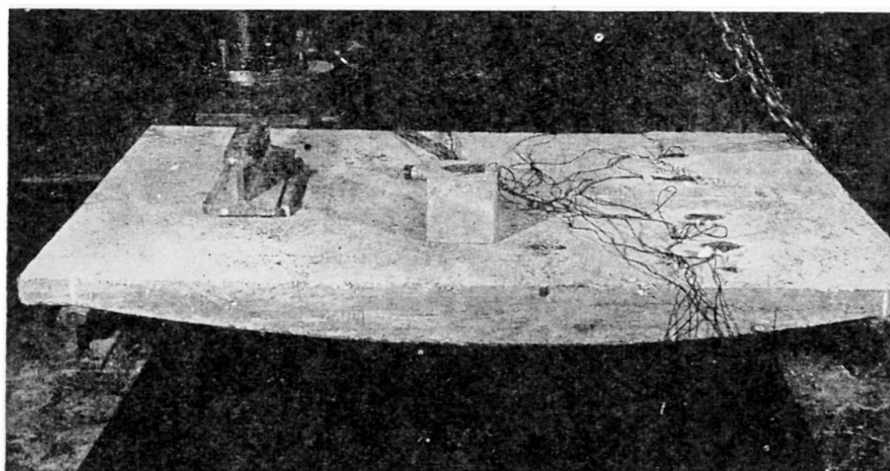


Fig. 8. Panneau de 12 cm. après rupture à l'effort tranchant—Vue côté 2

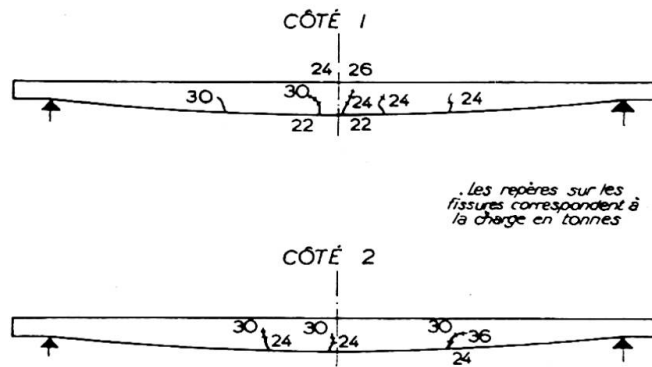


Fig. 9. Relève des fissures avant rupture sur les tranches du panneau de 9 cm. essayé à la flexion

extrêmes du panneau sont portées à la fig. 9. Dans le cas où une fissure n'a pas évolué au cours de l'essai, le nombre inscrit à côté d'elle indique la charge en tonnes à laquelle elle a apparu. Dans le cas où la fissure s'est propagée au cours de l'essai, des traits de repère assortis de nombres indiquent les positions des extrémités successives de la fissure pour des charges en tonnes égales aux nombres correspondants.

La rupture du panneau s'est produite par écrasement du béton à la face supérieure. La photographie fig. 10 montre la rupture après déchargement immédiat. La photographie fig. 11 montre la rupture obtenue après rechargement prolongé.

(d) Panneau de 9 cm. essayé à l'effort tranchant

Dans la première phase, les premières fissures de flexion sont apparues sur les tranches terminales du panneau vers le milieu sous la charge de 19 tonnes. A 22 tonnes d'autres fissures de flexion ont apparu au droit de la charge. A 37 tonnes le décollement entre tôle et béton signalé plus haut sur le côté 1 s'est accentué.

Sous la charge de 43 tonnes, l'observation minutieuse du béton autour de la

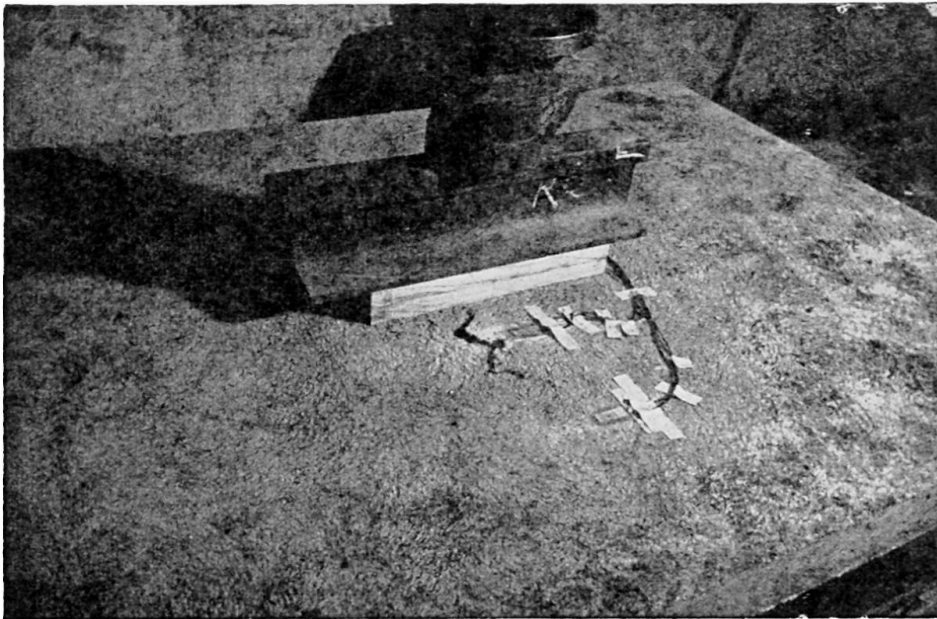


Fig. 10. Panneau de 9 cm. essayé à la flexion—Rupture à 38 tonnes après déchargement immédiat

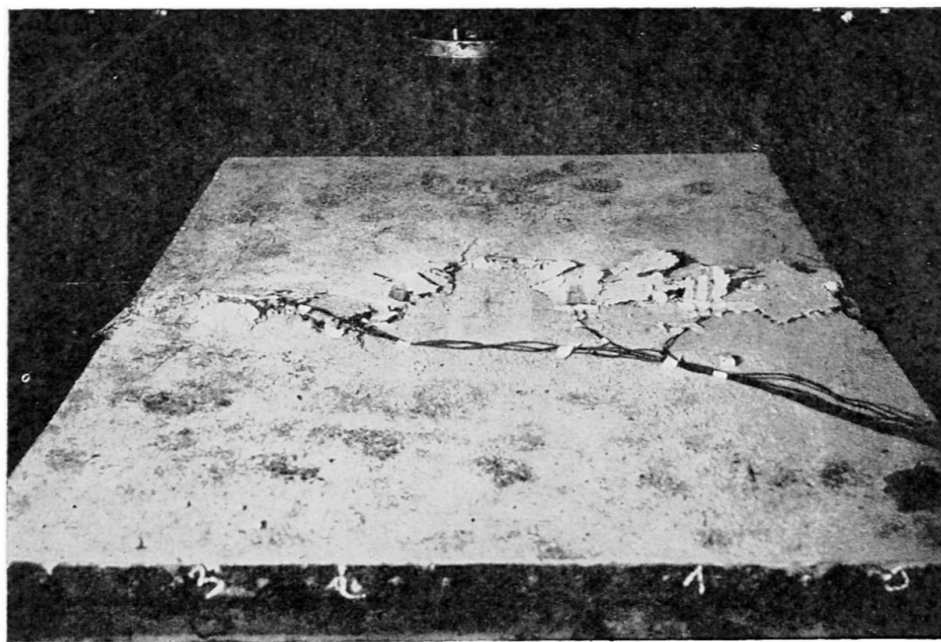


Fig. 11. Panneau de 9 cm. essayé à la flexion—Rupture après chargement prolongé de 38 tonnes

charge a révélé des fissures sur la face supérieure du panneau et l'auscultation par choc a montré que le béton sonnait le creux, signe probable de ruptures intérieures.

A 46 tonnes la rupture s'est produite avec un caractère de brusquerie que n'avait pas accusé les essais précédents où les ruptures avaient eu un caractère progressif. Cette rupture, visible sur la photographie fig. 12, affecte l'aspect d'un découpage de la surface du panneau suivant le contour du rectangle d'impact. A l'intérieur du rectangle, la surface du béton est déprimée. En dessous la tôle est cloquée.

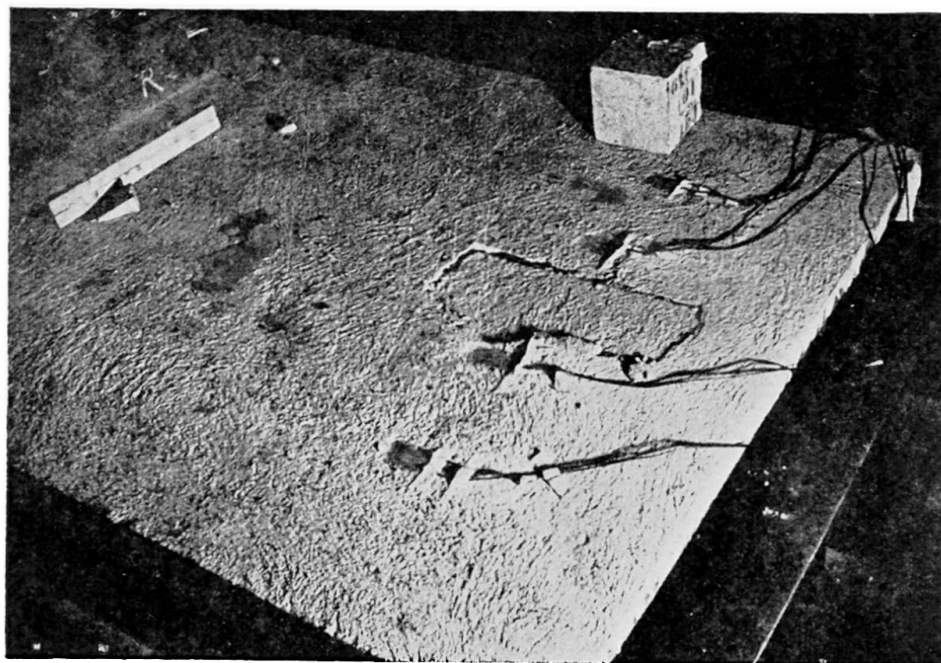


Fig. 12. Rupture en 1ère phase de l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm.

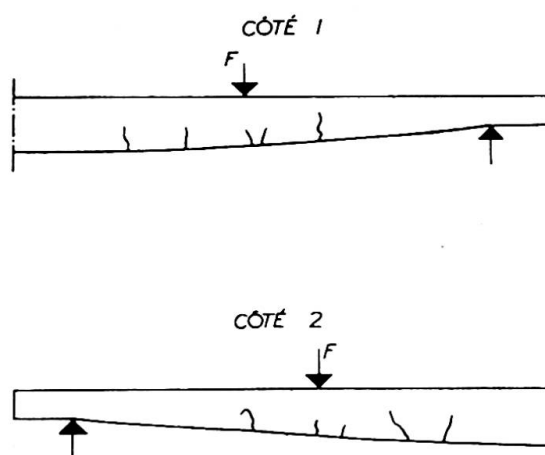


Fig. 13. Fissures sous la charge de 35 tonnes dans l'essai à l'effort tranchant (2ème phase) d'un panneau de 9 cm.

En deuxième phase des fissures sont apparues sur les tranches terminales du panneau. La fig. 13 montre l'aspect de ces fissures sous la charge de 35 tonnes. La rupture a affecté l'allure visible sur la photographie fig. 14 au fond (au premier plan l'on voit la fracture de première phase).

Cette rupture s'est produite brusquement comme la première. Elle avait été précédée par l'apparition de fissures sur la face supérieure du panneau.

Dans aucun des quatre essais nous n'avons constaté de glissements relatifs de la tôle et du béton au droit des repères marqués sur les tranches des panneaux au voisinage des appuis.

(3) Mesures effectuées aux essais

Faute de place nous ne donnons pas les tableaux des lectures effectuées sur les



Fig. 14. Rupture en 2ème phase de l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm.

instruments de mesure, extensomètres et fleximètres. Nous nous contentons de reporter sur les figs. 15 à 18 les moyennes des déformations totales et des déformations résiduelles observées sur la tôle et sur le béton. Il est à noter que les effets de flexion transversale des panneaux auxquels on pouvait s'attendre ne se sont pas manifestés nettement, du moins pour la tôle. C'est seulement dans l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm. que les extensomètres centraux sur tôle accusent des déformations supérieures aux extensomètres marginaux. C'est pourquoi sur la fig. 18 nous avons indiqué séparément les moyennes relatives aux deux couples d'extensomètres.

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS D'ESSAIS

(1) Comportement avant rupture

Toutes les fissures ont l'aspect de fissures de flexion sans qu'aucune d'elles ressemble à une fissure d'effort tranchant. Elles partent de la dalle-armature et se dirigent vers le haut, le plus souvent dans une direction verticale. Dans l'essai de la dalle de

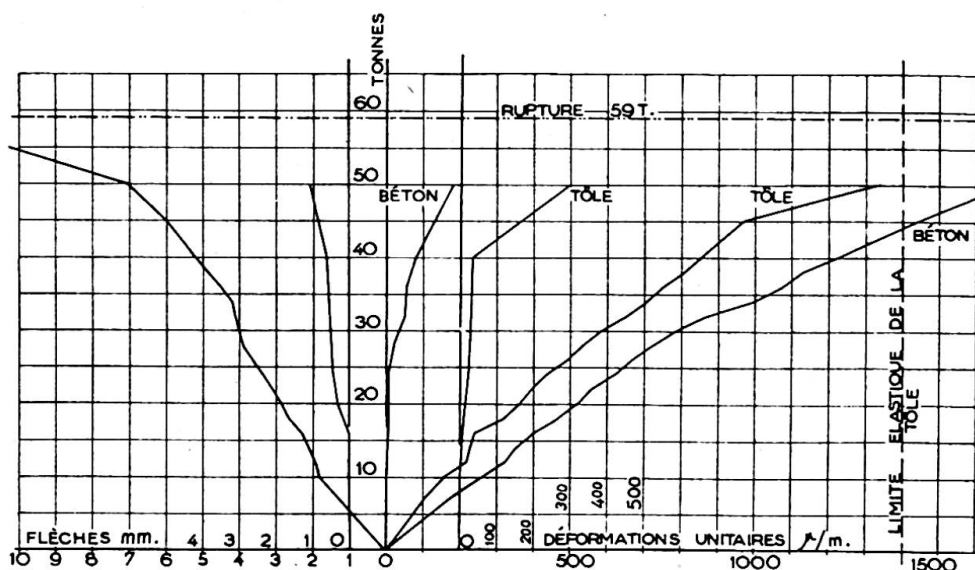


Fig. 15. Mesures dans l'essai d'un panneau de 12 cm. à la flexion

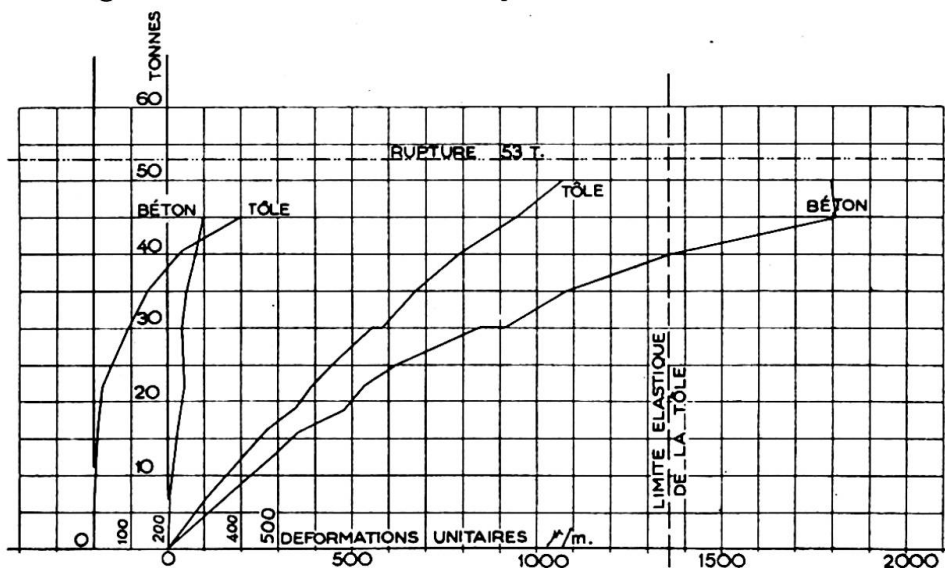


Fig. 16. Mesures dans l'essai d'un panneau de 12 cm. à l'effort tranchant

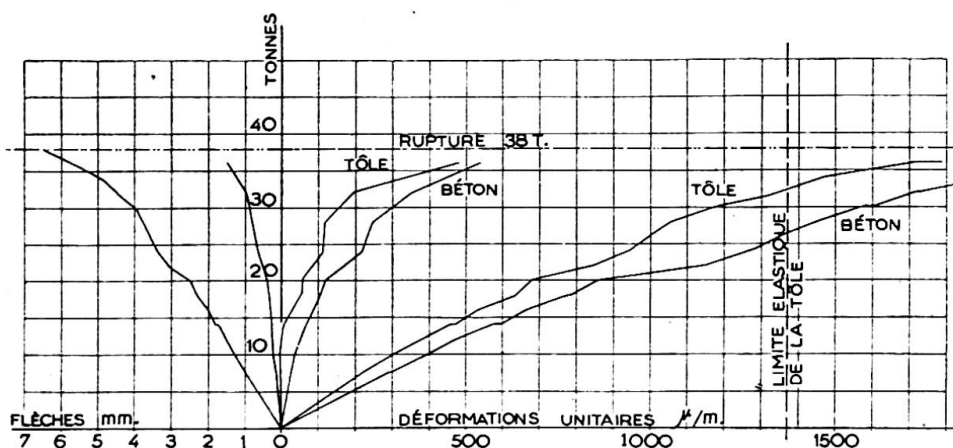


Fig. 17. Mesures dans l'essai d'un panneau de 9 cm. à la flexion

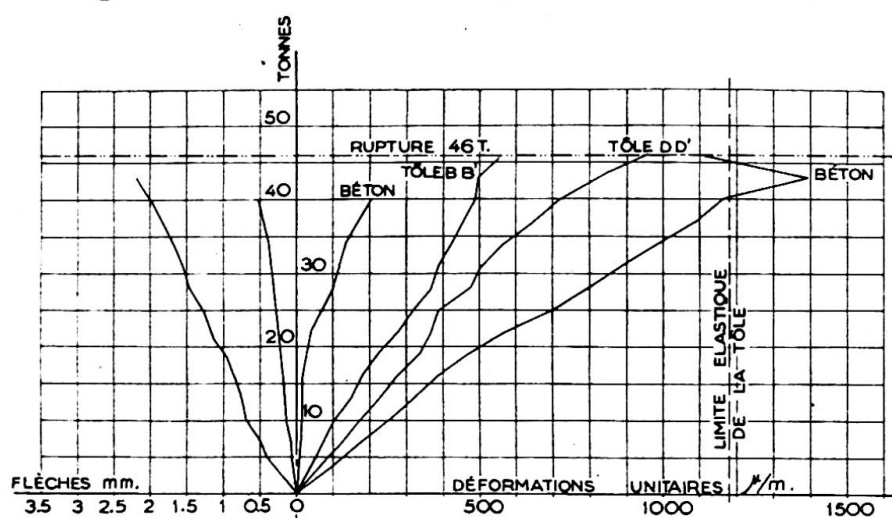


Fig. 18. Mesures dans l'essai d'un panneau de 9 cm. à l'effort tranchant

12 cm. à l'effort tranchant (première phase) elles sont inclinées, mais en sens inverse des fissures habituelles d'effort tranchant.

(2) Caractère des ruptures

D'après l'aspect des ruptures observées, et d'après les résultats des mesures relatives aux allongements de l'acier, nous caractérisons le type des ruptures observées comme il est indiqué au tableau suivant :

Essai	Dalle de 12 cm.	Dalle de 9 cm.
Flexion	Rupture de flexion par insuffisance de l'acier.	Rupture de flexion par insuffisance de l'acier.
Effort tranchant 1ère phase.	Rupture de flexion et cisaillement combinés par insuffisance du béton.	Poinçonnement du béton.
Effort tranchant 2ème phase.	Rupture de flexion et cisaillement combinés par insuffisance du béton.	Rupture de flexion avec léger effet de cisaillement par insuffisance du béton.

(3) Comportement à la flexion

Il est aisé de se rendre compte d'après les résultats des mesures et par comparaison avec le calcul classique des pièces fléchies que les panneaux se comportent à la flexion sensiblement comme des poutres en béton armé. Ils paraissent seulement se fissurer sensiblement moins que les pièces courantes.

(4) Comportement à l'effort tranchant.

La résistance des panneaux à l'effort tranchant est très supérieure à celle d'une pièce de béton armé qui aurait même hauteur et mêmes armatures principales. Si l'on calcule en effet la contrainte de cisaillement du béton sur l'appui par la formule classique T/bz (T représente l'effort tranchant, b la largeur de la pièce égale à 120 cm. et z le bras de levier du couple élastique égal à 4,16 cm.) on obtient les résultats groupés au tableau ci-dessous:

Panneau de	Nature de l'essai	Charge de rupture, tonnes	Effort tranchant à l'appui, tonnes	Contrainte de cisaillement du béton, kg./cm. ²
12 cm.	Flexion	59	29,5	61,7
	Effort tranchant 1ère phase	53	43,8	91,7
	Effort tranchant 2ème phase	37,5	31,0	64,9
9 cm.	Flexion	38	19	39,8
	Effort tranchant 1ère phase	46	39,2	82,0
	Effort tranchant 2ème phase	42	31,2	65,3

Aucune poutre en béton armé, munie d'étriers de type classique, n'aurait permis d'atteindre de tels taux de cisaillement sans que se manifestent des fissures à 45° qui ne se sont pas produites ici.

Le mécanisme interne qui assure la résistance aux efforts tranchants nous est inconnu. Il nous paraît cependant essentiellement lié à la multiplicité des liaisons de la tôle et du béton, ainsi qu'à leurs formes. MM. Schaechterle et Leonhardt, dont les attaches étaient unitairement beaucoup plus robustes et étaient nettement plus espacées, ont en effet observé des fissures typiques d'effort tranchant, c'est-à-dire des ruptures d'effort tranchant qui ne se sont pas manifesté dans nos panneaux.

(5) Résistance des attaches

Nous avons calculé la résistance des attaches entre tôle et béton pour résister aux efforts de glissement supposés entre ces deux constituants du complexe. Or, les mesures effectuées nous permettent de déduire la traction de la tôle des allongements mesurés dans les essais de flexion, et par conséquent d'évaluer les efforts auxquels ont résisté les attaches de la moitié d'un panneau supposé coupé suivant son axe longitudinal.

Les attaches ne s'étant pas rompues, et aucun glissement relatif de la tôle et du béton ne s'étant manifesté aux appuis, nous pouvons ainsi obtenir des valeurs minima du coefficient de sécurité présenté par les attaches. Le tableau suivant donne la comparaison:

Essais de flexion	Résistance totale des attaches d'un côté du panneau, tonnes	Effort limite de sécurité calculé pour ces attaches, tonnes	Coefficient réel de sécurité à la rupture
Panneau de 12 cm.	>180	60	>3
Panneau de 9 cm.	>176	43	$>4,1$

Conclusion

Les panneaux se comportent à la flexion d'une manière analogue à une pièce en béton armé, et peuvent par conséquent être calculés par les procédés habituels afférents à ces pièces.

En ce qui concerne l'effort tranchant, la résistance à la rupture par cisaillement n'a pas été atteinte dans les essais où ont été observées trois fois sur quatre des ruptures où intervenait la flexion, et une quatrième fois une rupture par poinçonnement pur. Il semble qu'une dalle réelle, de longueur considérable par rapport à sa portée, se comportera mieux que le panneau d'essai, puisque les efforts de flexion provoqués par des charges placées près du bord y seront moins élevées que les efforts de flexion développés dans les panneaux d'essais. Le mécanisme exact de la résistance à l'effort tranchant n'ayant pu être analysé, il conviendra dans les dalles réelles de ne pas s'écarter sensiblement pour les attaches des dispositions réalisées dans les panneaux d'essais. Les charges de rupture élevées accusées par les essais indiquent que l'on obtiendra alors une résistance suffisante.

CALCUL DES COUVERTURES DU TYPE ESSAYÉ

Les moments fléchissants dans les dalles du système étudié pourront être calculés par les errements habituels suivis en matière de calcul de dalles, errements qui consistent en France en l'emploi des abaques Pigeaud. Il conviendra seulement de ne pas tenir compte d'un effet de réduction de ces moments par continuité sur appuis, en raison de la grande minceur des dalles complexes sur leurs appuis.

En ce qui concerne les attaches, leur calcul devra être comme celui des attaches des panneaux d'essais, basé sur la considération de l'effort tranchant. Les hypothèses prises en compte dans le calcul des panneaux de 9 cm. reviennent à admettre que les efforts tranchants dans la dalle sont les mêmes que ceux qui se produiraient sur une tranche transversale posée sur appuis simples et de 1,50 m. à 1,60 m. de longueur. La construction de la courbe enveloppe de l'effort tranchant permet d'évaluer en chaque point l'effort maximum de glissement relatif par unité de longueur de la tôle et du béton par les procédés ordinaires du béton armé. La courbe représentative de ces glissements maxima étant tracée, on divisera son aire en autant de parties égales G qu'on prévoiera de rangées de plats. Le pied de chaque plat sera placé au centre de gravité de cette aire. Les soudures des pieds des plats seront dimensionnées pour équilibrer l'effort de glissement G relatif à une aire, et la section du plat pour équilibrer cet effort multiplié par $\sqrt{2}$.

Les soudures supérieures des ronds aux plats seront dimensionnées pour équilibrer les efforts de glissements G . La section des ronds également, compte tenu de la réduction progressive de la traction de ces ronds à partir des attaches par effet d'adhérence. Pour le taux d'adhérence des ronds et du béton, on pourra admettre celui qui est couramment admis pour les armatures continues.

Les essais nous semblent permettre de calculer ainsi des couvertures jusqu'à

2,00 m. de portée. Pour aller plus loin, il conviendrait sans doute d'examiner expérimentalement s'il n'y aurait pas lieu d'augmenter l'épaisseur sur appuis.

Résumé

L'auteur décrit un système nouveau de couverture mince et légère pour ponts routes métalliques. Ce système se compose de tôles cintrées associées à une forme de béton par des armatures soudées appropriées. Quatre panneaux ont été essayés. Les résultats d'essais sont exposés et analysés. Une méthode de calcul est proposée.

Summary

A new light roadway-system for road bridges in steel is described. This system consists of arched plates, which are connected by welding to the reinforcement in the layer of concrete lying above them. Four plates were tested. The test results are explained and a method of calculation is proposed.

Zusammenfassung

Es wird ein neues Leichtfahrbahnssystem für Strassenbrücken in Stahl beschrieben. Dieses besteht aus Tonnenblechen, die durch passende aufgeschweisste Armierungen mit der darüberliegenden Betonschicht verbunden sind. Vier Platten wurden geprüft. Die Versuchsergebnisse werden erläutert und eine Berechnungsmethode wird vorgeschlagen.

BII 4

Pont Corneille

La conception des assemblages soudés et les procédés d'usinage et de montage
dans la reconstruction du Pont Corneille

Corneille Bridge

The arrangement of the welded connections, and the machining and erecting
methods adopted during reconstruction

Pont Corneille

Die Anordnung der geschweissten Verbindungen und die Bearbeitungs- und
Montageverfahren beim Wiederaufbau

JEAN VELITCHKOVITCH

Ingénieur des Ponts et Chaussées

et **ANDRÉ SCHMID**

Ingénieur des Arts et Manufactures, Paris

Au centre de Rouen, le pont Corneille franchit, de part et d'autre de l'Ile Lacroix, les deux bras de Seine et les quais du port. Sa longueur totale est de 300 m.; sa largeur de 28 m.

Il est constitué de deux ouvrages rigoureusement symétriques par rapport au centre de l'Ile. Ces ouvrages, du type cantilever à poutres multiples sous chaussée et trottoir, ont une portée principale de 100 m. (fig. 1 et 2) et comportent une travée centrale indépendante de 34 m. s'appuyant sur deux consoles de 33 m., prolongées par des travées de rive reliées à leurs extrémités à des contrepoids. Les intrados des arches sur les bras de Seine sont en arc de cercle de 237 m. de rayon. Les intrados de rive sont également en arcs de cercle prolongés à leurs extrémités par des tangentes horizontales. Les contrepoids sont constitués par des massifs en béton armé reposant sur des pieux en béton armé à section carrée. Les travées de rive sont ancrées sur les contrepoids par des appuis à biellettes permettant les déplacements horizontaux capables d'absorber les dilatations. Les parties inférieures fixes des appareils d'appui sont reliées aux massifs des contrepoids par de fortes tiges d'ancrage. Les appuis centraux, du type classique à rotules sont supportés par des massifs en béton armé, fondés également sur pieux de section carrée.

Les poutres principales sont au nombre de 9, espacées sous chaussée de 3 m. avec

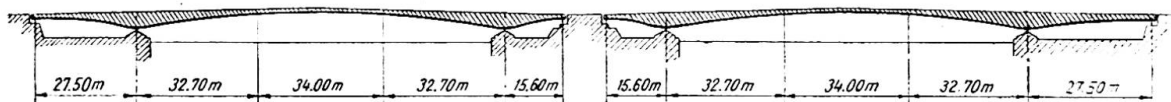


Fig. 1. Elévation des 2 tabliers



Fig. 2. Pont Corneille à Rouen

espacements extrêmes de 4 m. 20. Ce sont des poutres-caissons à âmes pleines. Les âmes sont distantes de 0 m. 80 entre axe. Elles ont une hauteur minimum de 1 m. 30 au milieu de la travée centrale, une hauteur maximum de 5 m. 20 sur piles. Elles sont renforcées par des systèmes de raidisseurs longitudinaux et transversaux, formés par des fers I coupés au milieu et soudés par leur âme de part et d'autre de l'âme de la poutre, sauf sur les poutres de rives où les raidisseurs sont disposés uniquement sur la face intérieure et renforcés. Des cadres à l'intérieur des poutres et des entretoises entre poutres assurent la rigidité transversale de l'ouvrage.* Le poids de la charpente métallique est de 4 800 tonnes.

L'originalité des travaux réside d'une part dans l'emploi exclusif de la soudure comme mode d'assemblage, d'autre part dans la réalisation en usine d'éléments de grande taille mis en place par des moyens de levage puissants sans recours à des charpentes provisoires, qui auraient été impossibles à établir en raison de l'intensité du trafic fluvial sur la Seine.

La présente note est étroitement limitée aux deux points suivants :

- Conception des assemblages soudés,
- Organisation du travail en usine et montage.

* La forme des cadres intérieurs permet la circulation dans les caissons où l'on pénètre par des trous d'homme.

I. CONCEPTION DES ASSEMBLAGES SOUDÉS

La soudure s'est imposée à deux titres. En raison de la faible épaisseur de clé (1/77 de la portée) imposée par la double nécessité de respecter un gabarit de navigation très important et des cotes d'accès relativement basses, il y avait intérêt à alléger le poids de métal.

De plus, en raison de la situation du pont au centre d'une grande ville, il était opportun de réaliser un ouvrage dont l'aspect et les lignes s'harmonisent avec le site. La soudure seule permettait d'obtenir des parements lisses d'un aspect sobre.

Le mode d'assemblage par soudure s'adaptait par ailleurs très bien. Il était possible, en effet, de concevoir l'ouvrage de telle manière que les plus gros éléments constitutifs du cantilever, c'est-à-dire les consoles sur appuis, soient d'un poids légèrement inférieur à 150 tonnes qui est la puissance de levage de la grande bigue du Port de Rouen. Les soudures sur poutres principales en place pouvaient donc être évitées. Il se trouva, de plus, que l'usine d'une des entreprises adjudicataires des travaux était située à moins de 1 km. de l'emplacement du pont et reliée à lui par une voie ferrée à grand gabarit, si bien que les gros éléments ont pu être entièrement fabriqués à l'usine et mis en place sans assemblage complémentaire à proximité du pont.

Les aciers utilisés, de nuance "acier Martin 42," ont été soumis aux prescriptions du Cahier des Charges général des Ponts-et-Chaussées de 1949. Ils ont été soumis en particulier aux essais de résilience et leur composition chimique a été vérifiée.

A titre de précaution, il a été fait également de nombreux examens macrographiques. Il a été effectué aussi des essais complémentaires destinés à renseigner sur la résistance du métal à la décohésion: essai Kommerell avec pliage sur cordon de soudure longitudinal, essai Hautmann avec pliage sur rainure avec entaille.

Les essais ont tous été satisfaisants.

Les principes qui ont guidé la conception des assemblages soudés se résument ainsi:

(a) L'épaisseur des pièces à souder et les dimensions des cordons de soudure sont réduites au minimum afin d'éviter d'importantes tensions internes. Ainsi les cordons d'angle attachant les âmes sur les semelles sont des cordons discontinus variant de 6 à 11 mm. Un simple cordon d'étanchéité de 3 est ajouté dans la partie libre: il est destiné à protéger des risques de corrosion.

L'épaisseur des pièces soudées ne dépasse jamais 25 mm. Les semelles comportent des plats dont les dimensions varient entre 300/20 et 1 240/25. L'épaisseur des âmes varie de 12 mm. sur la travée indépendante à 16 et 20 mm. sur la poutre-console.

(b) Les croisements et les accumulations de soudures sont évités afin de ne pas créer localement les tensions polyaxées dues au retrait dans différentes directions. Ainsi les cordons d'attache des raidisseurs d'âmes en 1/2 profilé I sont interrompus au droit du croisement avec les soudures bout à bout des tronçons d'âmes. Ainsi les joints bout à bout des semelles et des âmes ne sont jamais placés dans la même section transversale.

(c) Les changements brusques de section sont évités afin de ne pas créer localement des tensions polyaxées dues à l'effet d'entaille. Ainsi dans les jonctions bout à bout de semelles d'inégale épaisseur la semelle la plus épaisse est coupée en chanfrein sur une longueur de 7 cm. avant la jonction. Les extrémités des semelles de renfort sont également découpées en trapèze. Par ailleurs, la ligne d'intrados des consoles est galbée sur les appuis de façon à permettre le découpage d'une tôle unique et à éviter

ainsi en un point particulièrement dangereux une accumulation de soudure et un changement brutal de section.*

Un contrôle permanent sévère des soudures est effectué par l'Administration. Les soudeurs ont dû subir l'examen classique au cours duquel il a été exigé l'exécution de cordons de soudure dans toutes les positions.

Chaque soudeur est tenu de marquer son travail par un poinçon personnel.

En cours d'exécution, le contrôle se fait par radiographie. Il a permis de déceler au départ quelques très légers défauts de chanfreinage ou de gougeage entraînant un manque de pénétration; il permet en tout temps de tenir la main à la qualité du travail.

II. ORGANISATION DU TRAVAIL EN USINE—MONTAGE

L'exécution des différents assemblages soudés est menée d'après les principes suivants:

(a) Les pièces sont bridées le moins possible, de façon que le retrait se fasse assez librement et n'entraîne pas de tensions locales importantes. Ainsi, les joints transversaux sont toujours exécutés avant les joints longitudinaux; les joints longitudinaux sont effectués en commençant par l'exécution d'abord sur la première face, ensuite sur la seconde, d'une passe manuelle de fond, puis d'une seconde passe manuelle. Ces quatre passes sont exécutées au pas de pélerin très allongé. Enfin, les passes de finition au moyen de la machine Union-Melt sont exécutées sans précaution particulière.

(b) Les soudures sont exécutées, autant qu'il est possible, symétriquement sur chaque face des pièces, de façon que les différences de retrait sur les deux faces n'entraînent pas de déformations.† Les assemblages ont été étudiés de façon que presque tous les éléments puissent être retournés.

(c) La plus grande partie des soudures manuelles est effectuée à plat.

(d) Une partie importante des soudures est effectuée automatiquement (à l'appareil Union-Melt). La soudure automatique avec un bon réglage permet une pénétration très régulière et donne un aspect impeccable. Elle permet d'atteindre une vitesse de 15 m. à l'heure pour les soudures à plat et 20 m. à l'heure pour les soudures d'angle.

Pour les poutres indépendantes (fig. 3), l'âme est constituée de quatre tôles qui sont d'abord soudées à plat bout à bout, puis oxydécoupées suivant le gabarit. Les semelles sont préparées sur toute leur longueur sur un chantier horizontal. Les cadres sont préparés sur gabarit et soudés sur montage pivotant. Pour l'assemblage, la semelle inférieure est placée sur un bâti la mettant en forme, les deux âmes y sont plantées avec interposition des cadres intérieurs; elles sont ensuite recouvertes par les semelles supérieures. Le soudage des cordons d'attache des semelles sur les âmes est effectué simultanément sur les semelles inférieures et supérieures par huit soudeurs. Les poutres indépendantes, une fois terminées, sont posées sur grands wagons plats (fig. 4) pour être transportées à pied d'œuvre.

La réalisation des consoles était délicate en raison de leurs grandes dimensions.

* A noter que cette disposition a été également recommandée afin de permettre un raccordement agréable entre les lignes d'intrados des travées centrales et des travées de rives dont les rayons de courbure sont très différents.

† Dans le cas particulier des raidisseurs sur poutres de rive qui ne sont placés qu'à l'intérieur du caisson, des chaudes au chalumeau ont été exécutées en ligne continue au verso des cordons d'attache des raidisseurs pour créer un retrait égal et de sens contraire à celui de la soudure. Les déformations, qui étaient d'ailleurs extrêmement faibles, ont disparu.

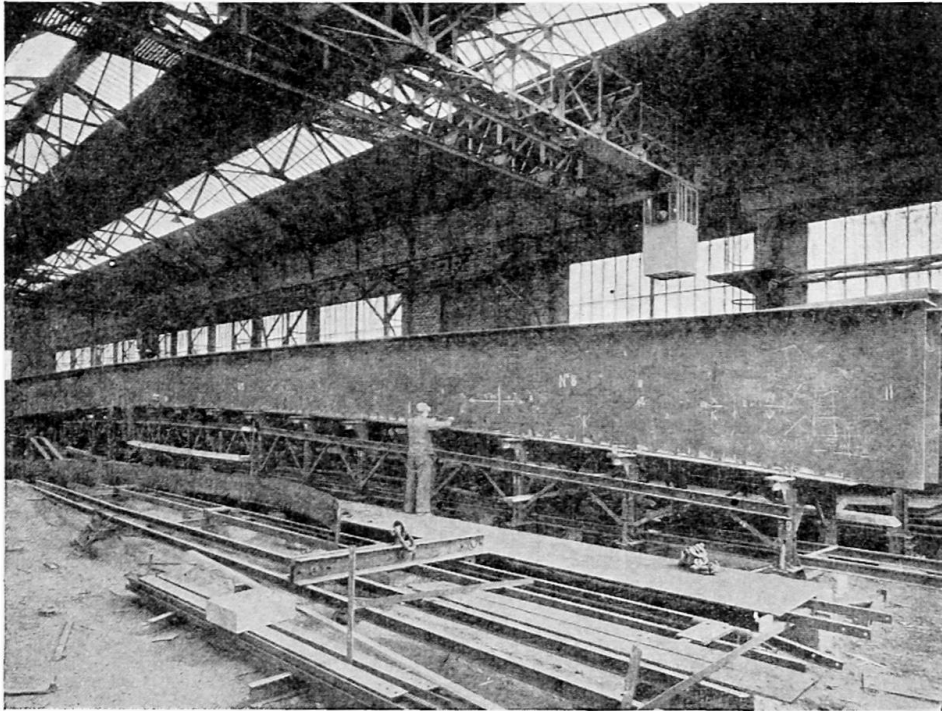


Fig. 3

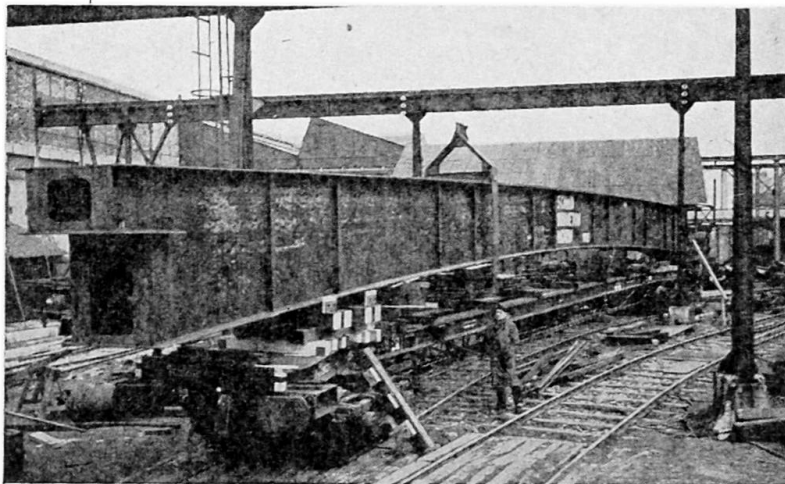


Fig. 4

La semelle inférieure s'exécute à part en tronçons qui seront assemblés plus tard sur le bâti général.

Chaque âme munie de sa semelle supérieure, de ses raidisseurs et pour l'une d'entre elles des cadres intérieurs, est décomposée en deux ou trois éléments dont les dimensions longitudinales sont limitées par celles des tables équipées de dispositifs de retournement.

Pour chacun de ces éléments, on commence par mettre en place les tôles préalablement découpées qui constitueront l'âme. L'exécution s'effectue d'après le programme suivant :

Les différentes tôles sont pointées et l'on exécute côté première face, une première, puis une seconde passe manuelle sur les joints transversaux et une seule passe manuelle sur les joints longitudinaux. On effectue le montage de la semelle supérieure par pointages assez rapprochés. L'indéformabilité de l'assemblage, semelle-âme, est assurée par des taquets que l'on démontera au moment de l'exécution des soudures au moyen de la machine Union-Melt.

On retourne l'élément. Après le burinage des envers de soudures manuelles effectuées sur première face, on exécute deux passes manuelles sur les joints transversaux et longitudinaux, en commençant par tous les joints transversaux. La passe de finition Union-Melt est faite ensuite en commençant également par les joints transversaux. On exécute le cordon de fixation de la semelle à l'âme au moyen de la machine Union-Melt.

On retourne une seconde fois l'élément. On effectue alors, côté première face, la passe de finition et le second cordon de fixation de la semelle sur l'âme au moyen de la machine Union-Melt et l'on soude les raidisseurs.

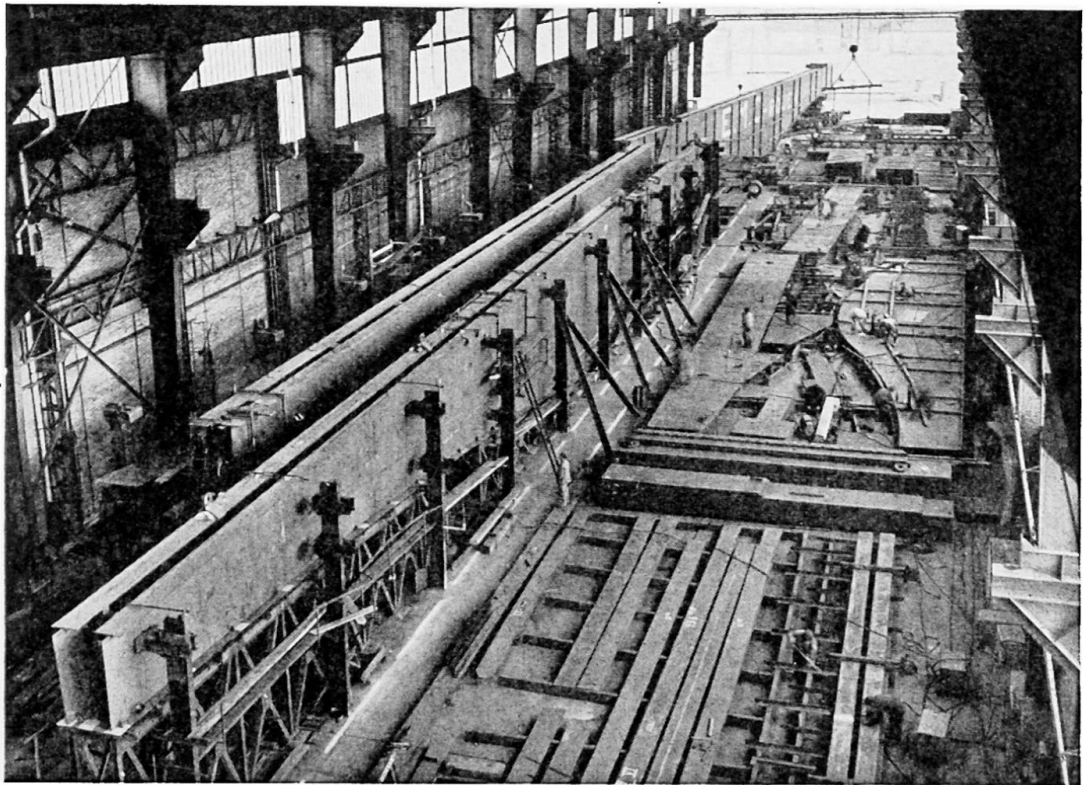


Fig. 5

L'élément est retourné une troisième fois. On effectue côté seconde face, la soudure des raidisseurs, des cadres, des renforts centraux et voiles.

Pour une âme sur deux on soude alors les cadres intérieurs du même type que ceux des poutres indépendantes.

L'assemblage des âmes et de la semelle inférieure (fig. 5) s'effectue dans l'ordre suivant sur un bâti général épousant exactement la courbe d'intrados des consoles :

- (a) Mise en forme des semelles inférieures sur le bâti.
- (b) Mise en place de la première âme munie de sa semelle supérieure, de ses raidisseurs et des cadres intérieurs.

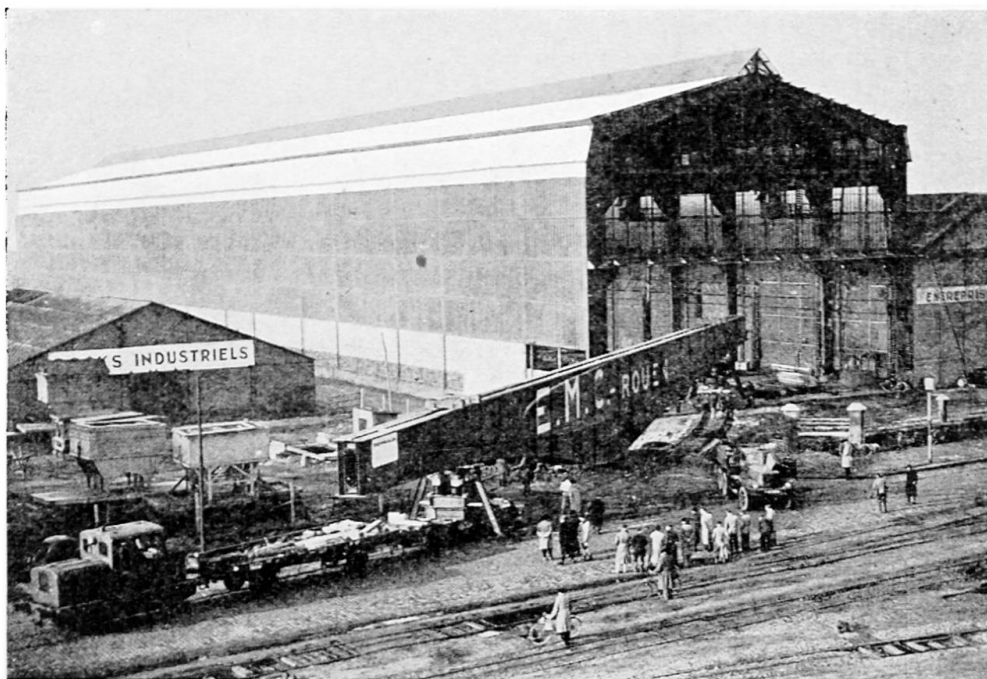


Fig. 6

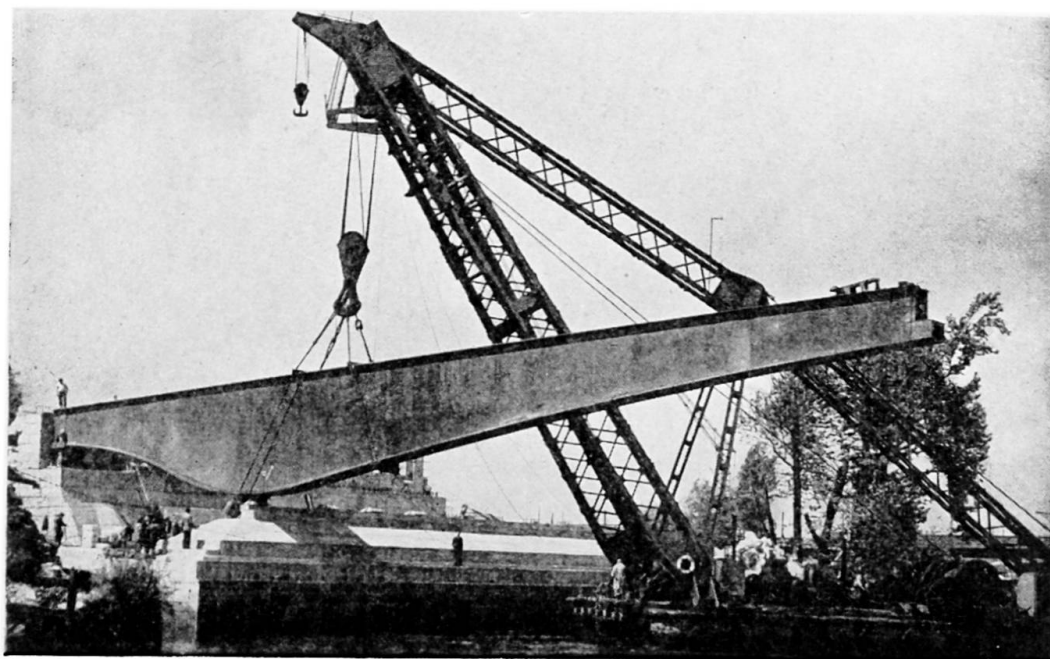


Fig. 7. Mise en place première partie

Le premier élément de la première âme est mis en place et soudé sur la semelle inférieure. Les autres éléments de la première âme sont placés à leur tour sur la semelle inférieure et soudés les uns aux autres de proche en proche, simultanément par l'âme et par la semelle supérieure. Ces éléments sont ensuite soudés à la semelle inférieure.

- (c) Mise en place de la seconde âme munie de sa semelle supérieure et de ses raidisseurs, soudage de cette seconde âme sur les cadres, puis sur la semelle inférieure.

La poutre console une fois terminée, est levée par vérins et ripée sur la voie de desserte de l'usine. Des wagons plats sont amenés sous chaque extrémité de la poutre qui est redescendue sur eux. La poutre est alors prête à être transportée (fig. 6).

Le montage sur place s'effectue à l'aide d'engins de levage flottants. La bigue de 150 tonnes s'approche du quai où sont stockées les poutres consoles à proximité du pont. Chaque poutre est suspendue au crochet de la bigue par un élingage à quatre brins de 63 mm. de diamètre chacun, l'élingage passant sous la poutre dans un berceau (fig. 7) placé de telle manière que l'extrémité sur culée de la



Fig. 8

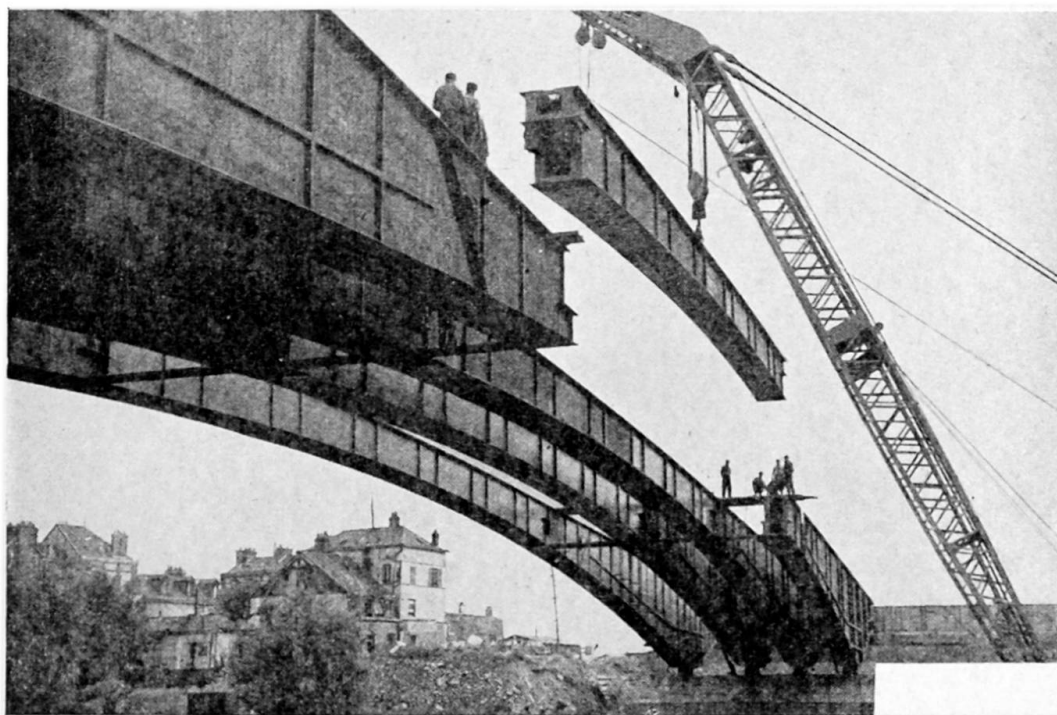


Fig. 9

poutre soit au transport plus basse qu'en position définitive; c'est cette extrémité à laquelle sont attachées les biellettes qui est présentée la première devant l'appui du contrepoids, préalablement mis en place. Dès que les lumières inférieures des biellettes sont en face des lumières des appareils d'appui, on introduit les axes des biellettes (fig. 8). On repose alors la poutre sur l'appui de rive, la dent de l'appareil lié à la poutre venant s'ajuster entre les dents de l'appareil lié au sol avec une précision

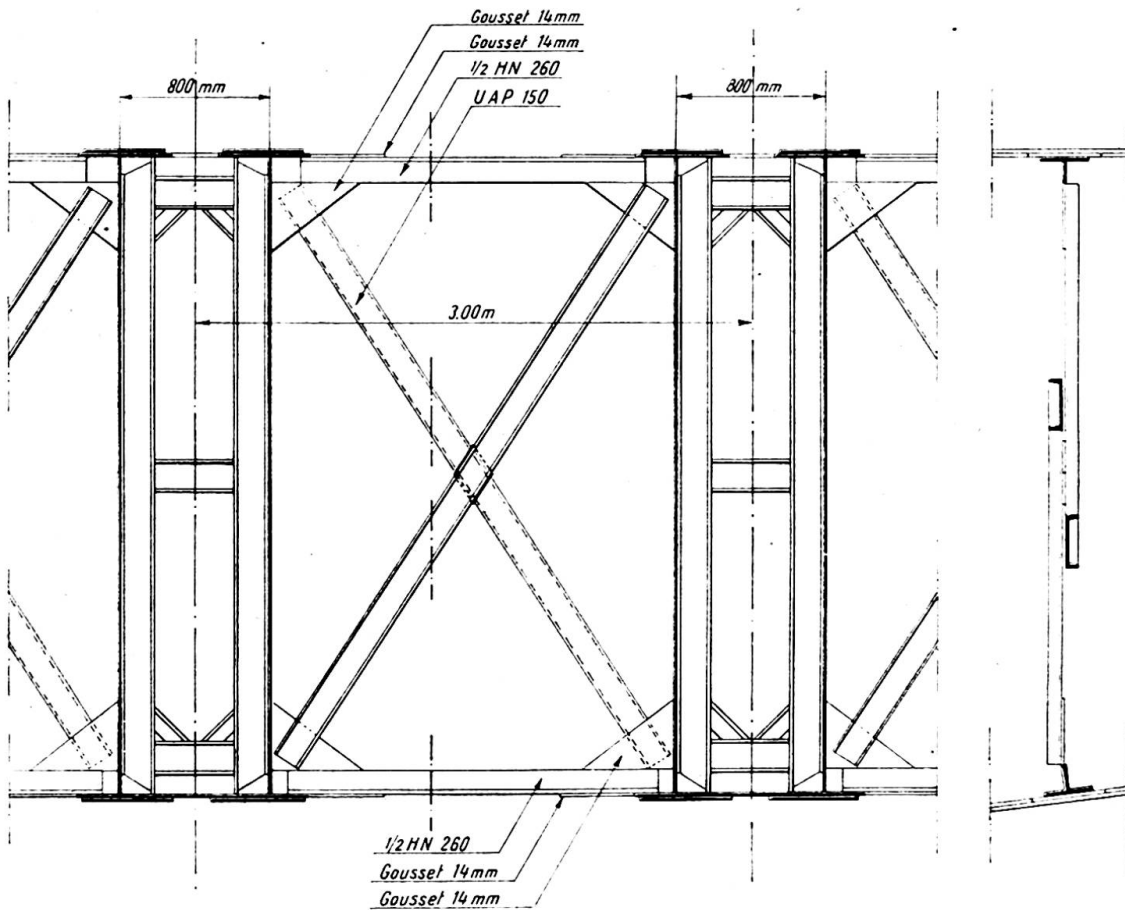


Fig. 10

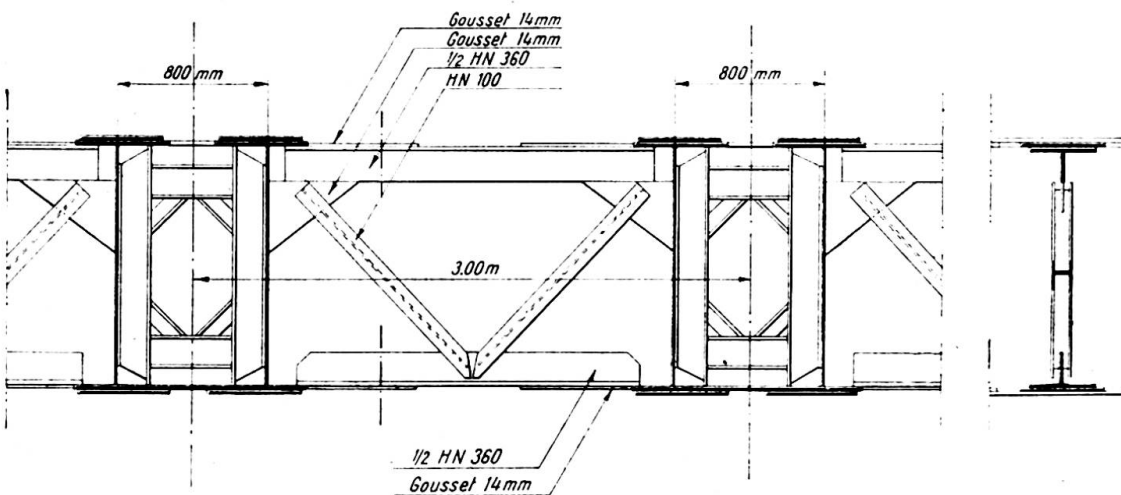


Fig. 11

de l'ordre du millimètre. Le réglage en hauteur de la volée de la console se fait par les écrous des tiges d'ancrage scellées dans la culée.

Il est interposé entre la pièce en acier moulé et le béton de la culée contrepoids, des boîtes en métal mince renfermant un produit bitumineux plastique qui, par écrasement lors du serrage des écrous, éviteront les infiltrations possibles et la corrosion de la partie supérieure des tirants d'ancrage.

La stabilité transversale provisoire de la première poutre-console a été assurée par une jambe de force fixée à la poutre et à des tiges ancrées dans le massif de fondations. Les poutres suivantes sont agrafées à la première par des entretoises provisoires.

Les poutres indépendantes sont mises en place avec une bigue de 50 tonnes (fig. 9) qui vient les poser sur les appuis des consoles.

Trois poutres consoles ou quatre poutres indépendantes peuvent être mises en place en une journée.

Le montage est effectué en quatre phases séparées par intervalles de plusieurs mois, nécessaires pour la fabrication des poutres. La durée totale du montage sera voisine de 20 jours, soit une pose moyenne de plus de 200 tonnes par jour.

Le montage s'achève par la mise en place des entretoisements spécialement conçus de façon à supporter les tolérances de dimensions et de pose des poutres principales.

Les entretoises ne sont pas soudées directement sur les poutres, mais sur des goussets eux-mêmes soudés aux poutres.

Dans les entretoises (fig. 10) de grande hauteur qui sont triangulées en X, les diagonales sont constituées par des profils U dont les âmes sont soudées sur chaque face des goussets verticaux.

Dans les entretoises de faible hauteur, triangulées en V (fig. 11), les diagonales en H sont soudées d'une extrémité aux goussets verticaux, et de l'autre à la traverse inférieure horizontale en T (demi-H recoupé) dont la semelle est inclinée suivant la pente de la semelle d'intrados de la poutre.*

Les poutres ont été éprouvées avant d'être mises en place.

La première poutre indépendante a été simplement mise sur appui et chargée par paquets de tôles à la sortie de l'usine.

Les deux premières poutres consoles ont été essayées à quai avant levage. Elles ont été basculées dans un plan horizontal après renforcement par triangulation des semelles supérieures, mises face à face, et appuyées l'une contre l'autre par les appareils d'appui (fig. 12). Des cadres placés au droit de chaque entretoise ont

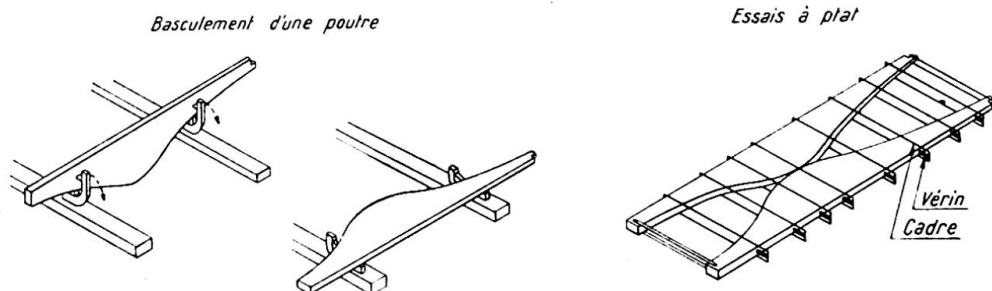


Fig. 12

transmis par vérins hydrauliques des efforts correspondant aux charges de service maximum (fig. 13). Les bielles d'ancrage étant montées se sont trouvées en charge au cours de l'opération. Les flèches mesurées ont été inférieures, tant pour les

* Ces diagonales en H ne sont attachées que par leur âme, la longueur de cette attache a été contrôlée par un essai aux vernis craquants qui a confirmé que la longueur d'attache était suffisante pour la bonne répartition des efforts dans l'entière section de l'H.

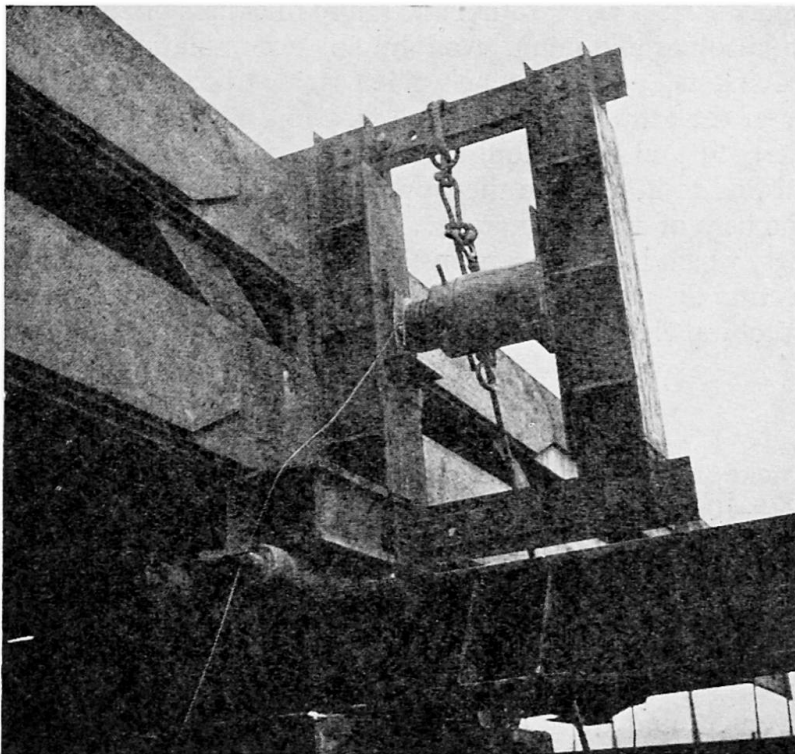


Fig. 13. Essais Pont Corneille. Mise en tension par vérins

poutres indépendantes que pour les consoles d'environ 20 % aux flèches calculées. Cette différence semble devoir être attribuée à une valeur du module d'élasticité plus grande que celle qui avait été envisagée.

Le Pont Corneille a été étudié et est réalisé par le Service des Ponts-et-Chaussées de la Navigation de la Seine (4ème Section) (Direction du Port de Rouen). Les Entreprises Métropolitaines et Coloniales et les Etablissements Schmid Bruneton Morin assurent l'exécution de la charpente métallique. Les travaux de fondation sont achevés. Les travaux de charpente métallique sont en cours. La moitié de l'ouvrage est en place.

Résumé

Pont cantilever à 9 poutres à âme pleine en caisson de portée 27—100—15 m.

Entièrement soudé, en acier 42/25, d'épaisseur maximum 25 mm., soudures réduites au strict minimum, en évitant toute accumulation ou croisement de cordons et en permettant autant que possible les retraits libres des soudures.

Les poutres de travée indépendante de 34 m. pesant 34 tonnes et les poutres consoles de 51 m. et 61 m. pesant 100 et 120 tonnes sont entièrement terminées en atelier, transportées à quai et mises en place à la bigue flottante. Seuls les entretoisements entre poutres disposés pour permettre de larges tolérances d'exécution des poutres sont soudés sur chantier.

Les premiers éléments fabriqués ont été essayés à pleine charge avant mise en place.

Summary

Cantilever bridge with 9 solid-web box-shaped main girders with spans of 27—100—15 m.

Entirely welded; steel 42/25 with a maximum thickness of 25 mm.; welding work reduced to the absolute minimum, avoiding any accumulating or crossing of welds, and provision being made to allow the welded seams to contract as freely as possible.

The girders of the central part, 34 m. long and weighing 34 metric tons, and the cantilever girders, 51 and 61 m. long and weighing 100 and 120 metric tons respectively, were finished completely in the workshops, transported to the river bank, and erected with the help of a floating crane.

The bracings, which had been arranged so as to give a large free space for introducing and erecting the main girders, were the only parts welded on site.

The first structural elements to be finished were tested under full load before being erected.

Zusammenfassung

Auslegerbrücke mit 9 vollwandigen, kastenförmigen Hauptträgern von den Spannweiten 27—100—15 m.

Vollständig geschweisst; Stahl 42/25 mit einer grössten Stärke von 25 mm.; Schweissarbeiten auf das unbedingte Minimum beschränkt unter Vermeidung jeglicher Naht-Anhäufung oder -Kreuzung und bei bestmöglicher Zulassung freier Schrumpfen der Schweissnähte.

Die Träger des Mittelteiles von 34 m. Länge und 34 Tonnen Gewicht und die Konsolträger von 51 und 61 m. Länge und 100 resp. 120 Tonnen Gewicht wurden vollständig in der Werkstätte angefertigt, ans Ufer transportiert und mit Hilfe eines Schwimmkranes montiert.

Nur die Querverbände, die so angeordnet wurden, dass sich für die Ausführung und Montage der Hauptträger ein grosser Spielraum ergab, sind auf der Baustelle geschweisst.

Die ersten fertigen Bauelemente wurden vor der Montage bei Vollbelastung geprüft.