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

**Band:** 4 (1952)

**Rubrik:** BII4: Details of design

**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:** 02.07.2025

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

# 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 enrobement 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

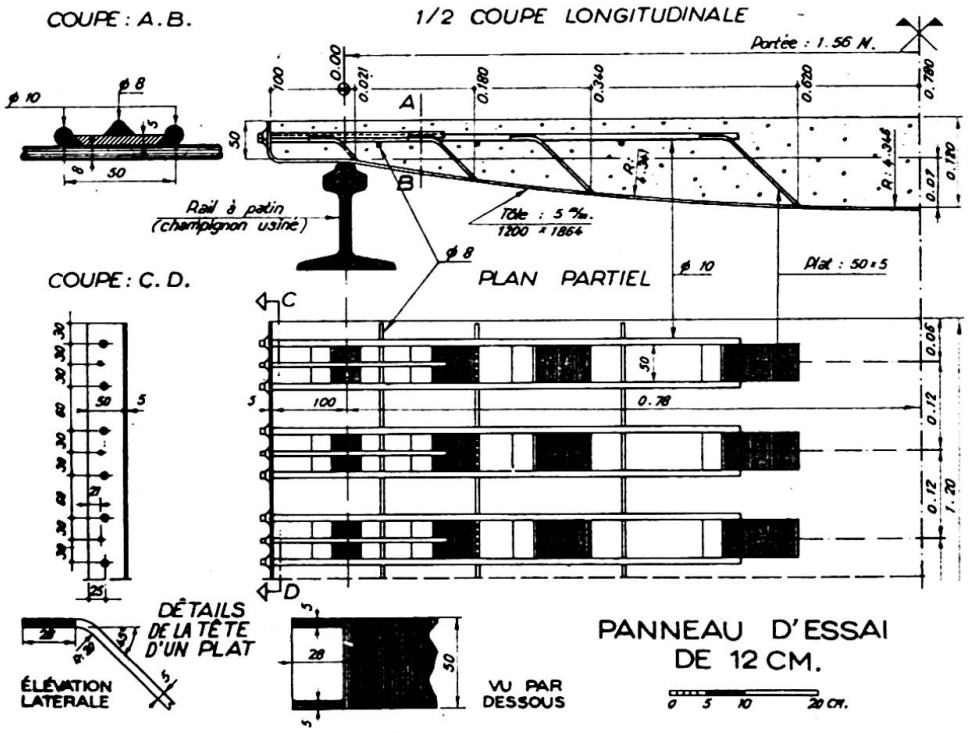



**Fig. 1.** Dessins du panneau d'essai de 12 cm.

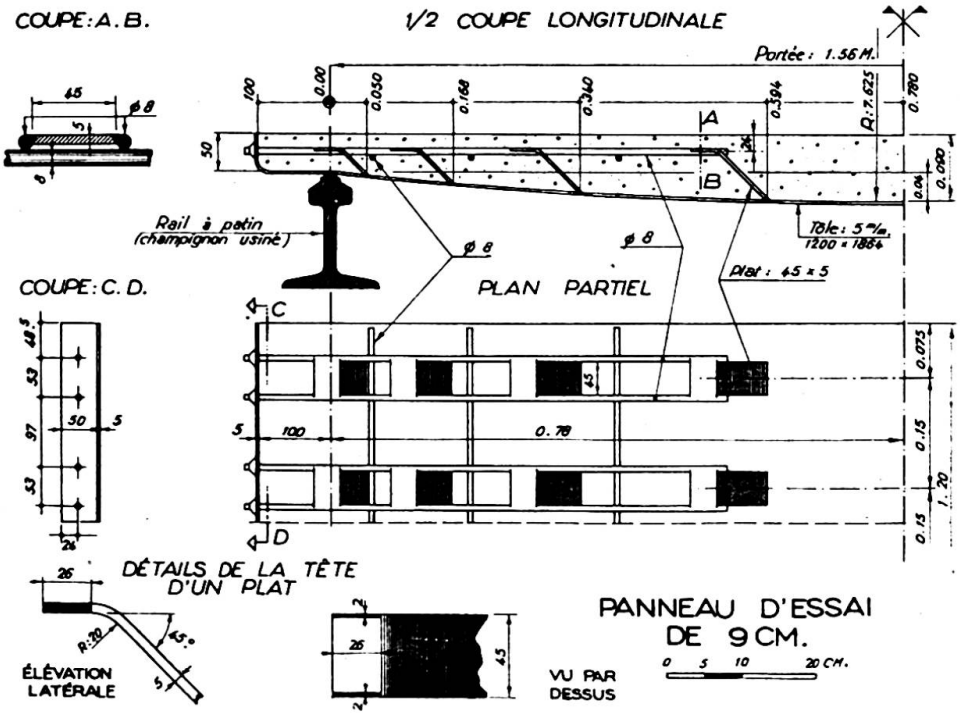



**Fig. 2.** Dessins du panneau d'essai de 9 cm.

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).

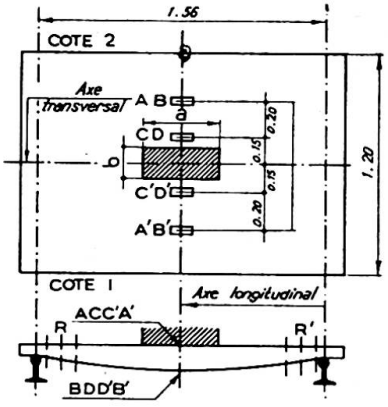
Fait important à noter: les bétons des panneaux ont été mis en place sans le secours de la vibration.

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.




| | a (en cm.) | b (en cm.) |
|---|---|---|
| PANNEAU : 12 CM. | 42 | 17 |
| PANNEAU : 9 CM. | 38 | 13 |

DISPOSITION SCHEMATIQUE DES ESSAIS DE FLEXION

0 20 40 60 80 100 CM.
10

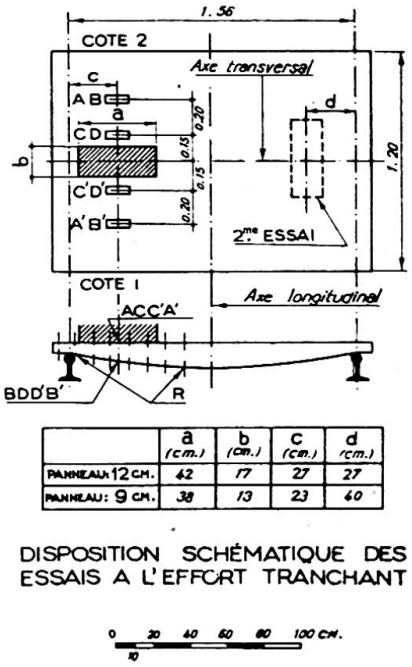
**Fig. 3.** Schéma du dispositif pour les essais de flexion

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.




| | a (cm.) | b (cm.) | c (cm.) | d (cm.) |
|---|---|---|---|---|
| PANNEAU: 12 CM. | 42 | 17 | 27 | 27 |
| PANNEAU: 9 CM. | 38 | 13 | 23 | 40 |

DISPOSITION SCHÉMATIQUE 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 ½ 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.

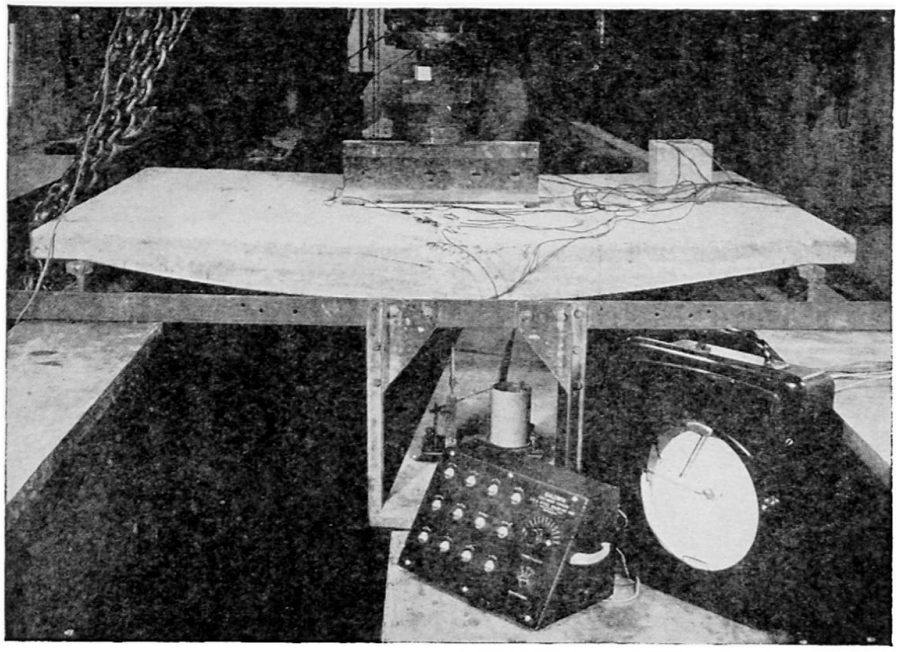


**Fig. 5.** Vue d'ensemble du dispositif d'essai—Rupture du panneau de 12 cm. dans l'essai de flexion

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 a 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

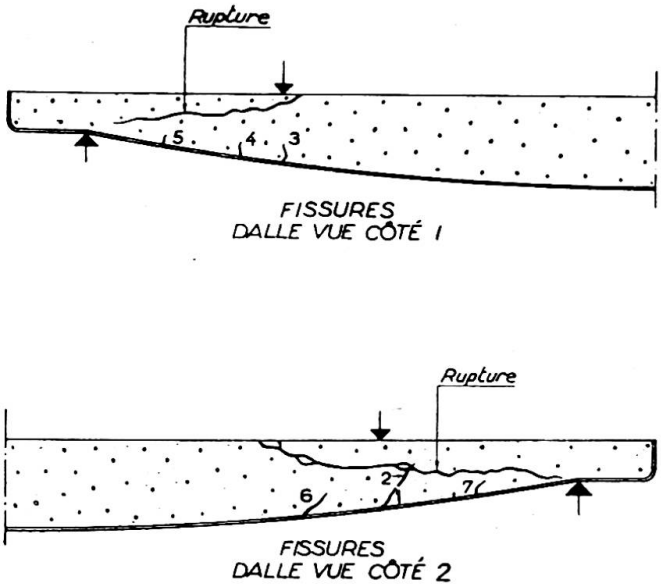



**Fig. 6.** Reléve des fissures et de la rupture sur les tranches du panneau de 12 cm. essayé à l'effort tranchant

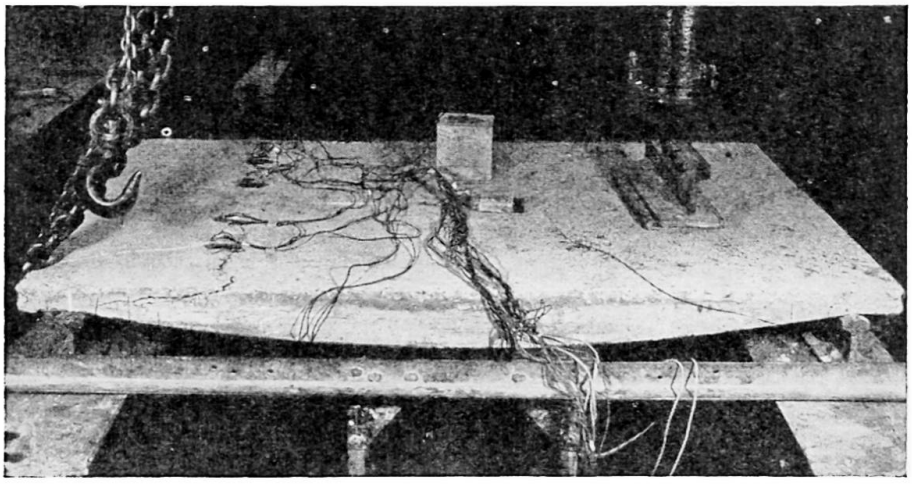


**Fig. 7.** Panneau de 12 cm. après rupture à l'effort tranchant—Vue côté 1

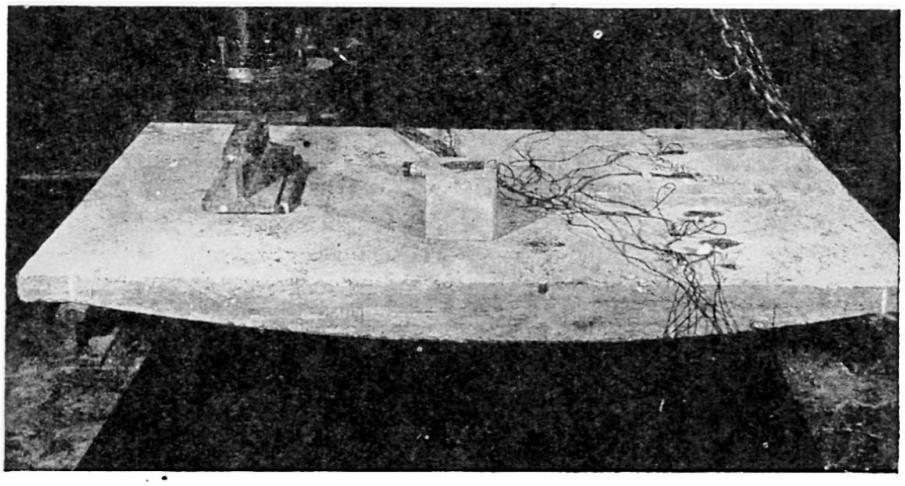


**Fig. 8.** Panneau de 12 cm. après rupture à l'effort tranchant—Vue côté 2

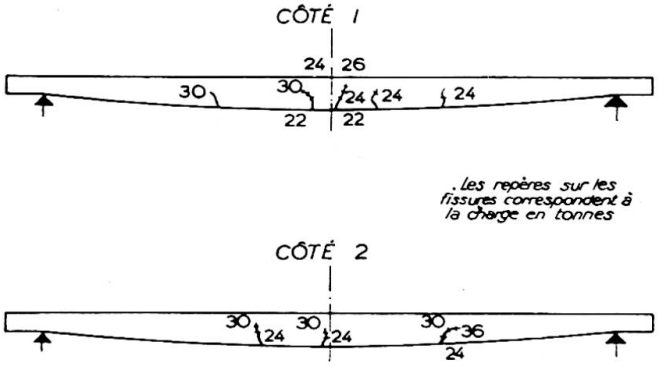



**Fig. 9.** Reléve des fissures avant rupture sur les tranches du panneau de 9 cm. essayé à la flexion

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

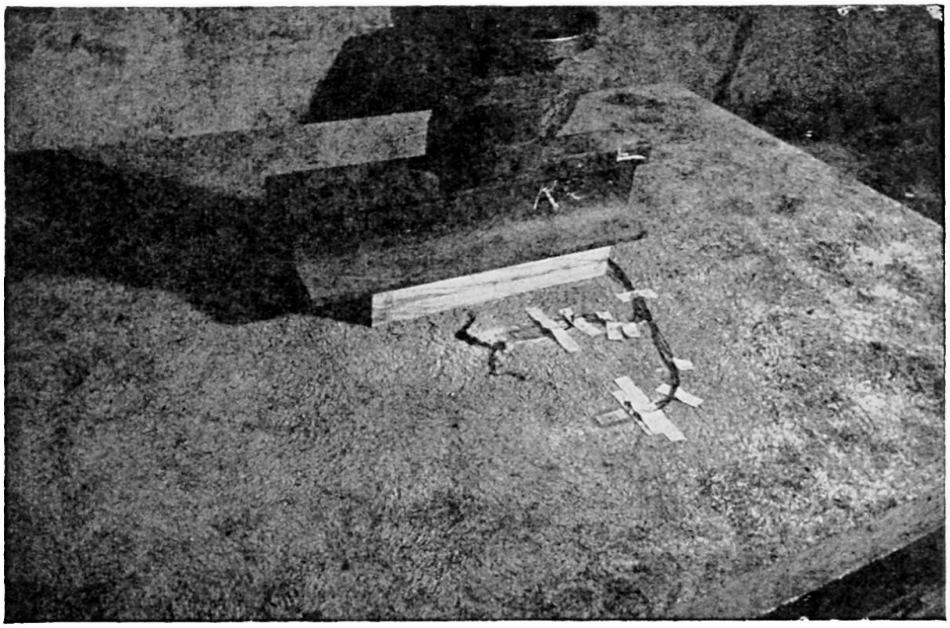


**Fig. 10.** Panneau de 9 cm. essayé à la flexion—Rupture à 38 tonnes après déchargement immédiat

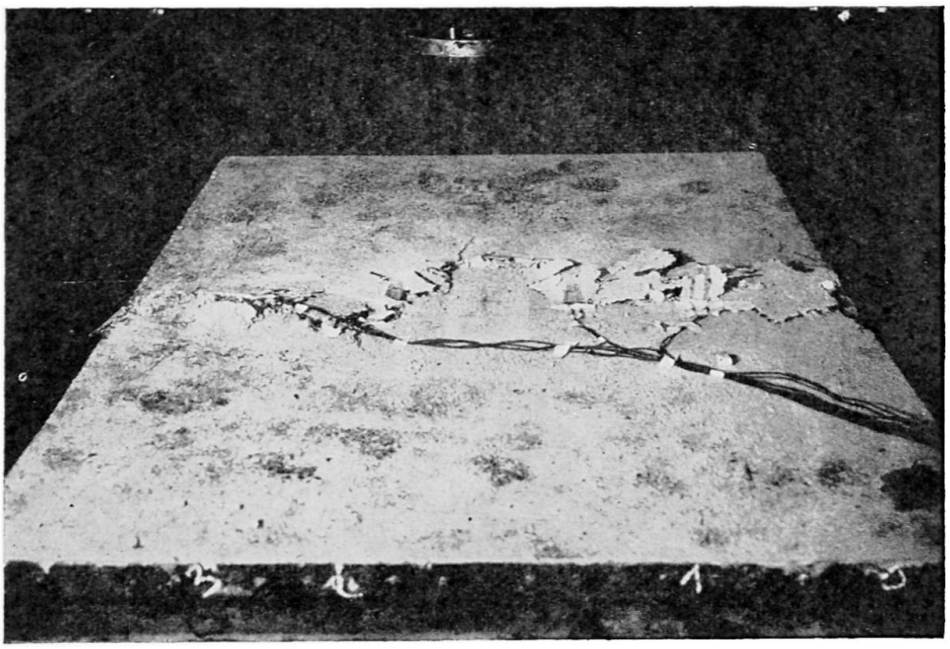


**Fig. 11.** Panneau de 9 cm. essayé à la flexion—Rupture après chargement prolongé de 38 tonnes

charge a révélé des fissures sur la face superieure 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.

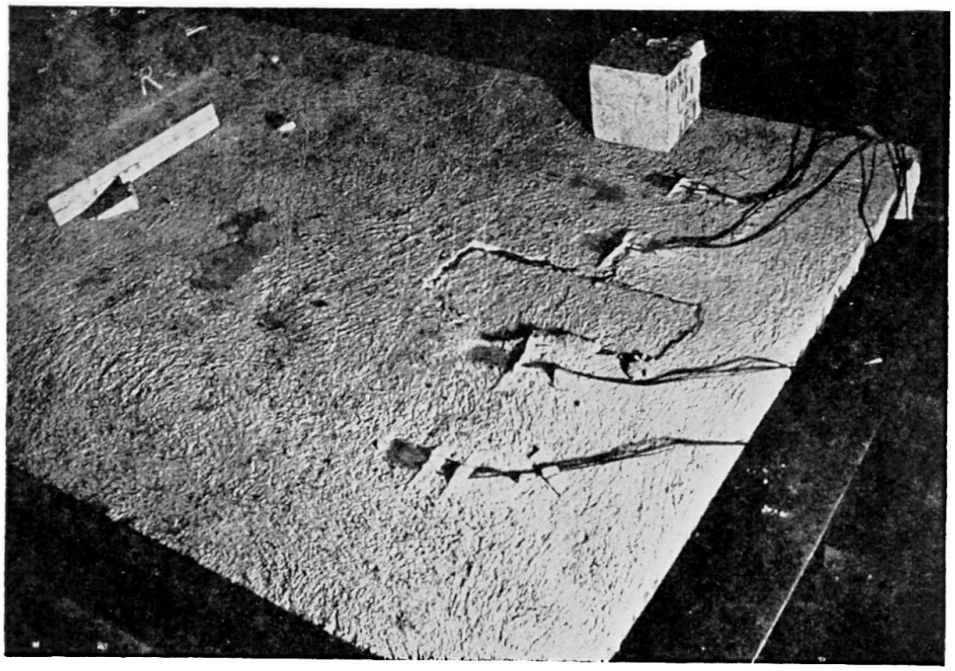


**Fig. 12.** Rupture en lère phase de l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm.

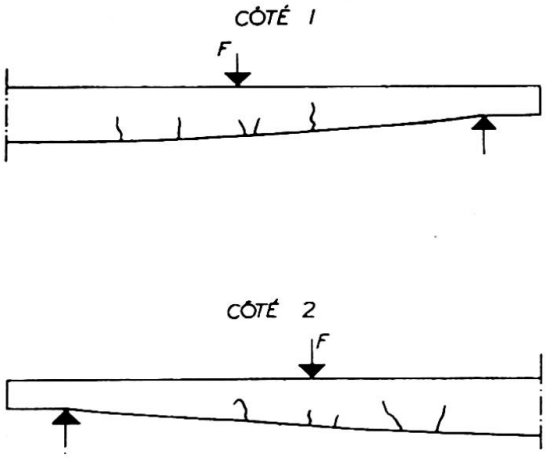



**Fig. 13.** Fissures sous la charge de 35 tonnes dans l'essai à l'effort tranchant (2ème phase) d'un panneau de 9 cm.

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

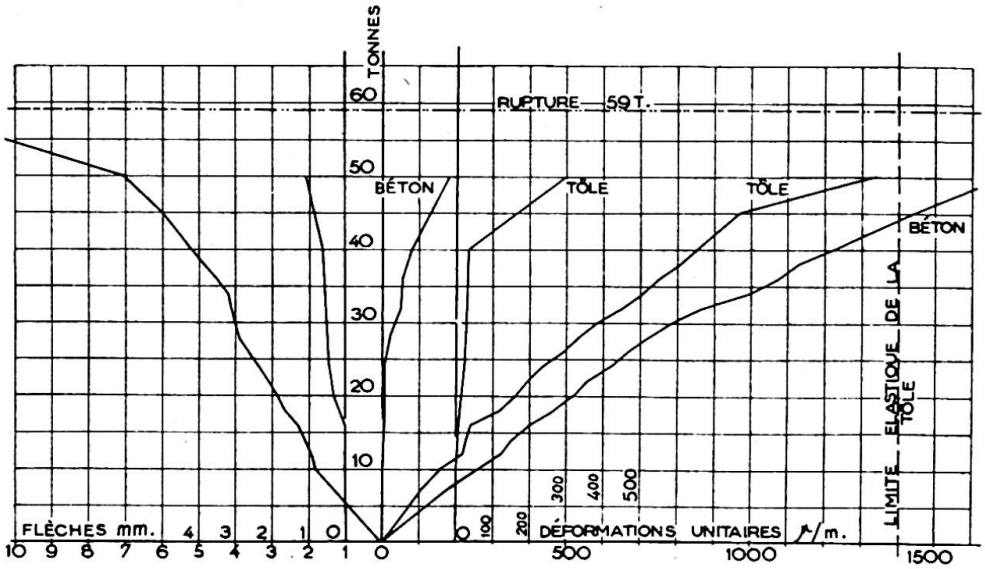



**Fig. 15.** Mesures dans l'essai d'un panneau de 12 cm. à la flexion

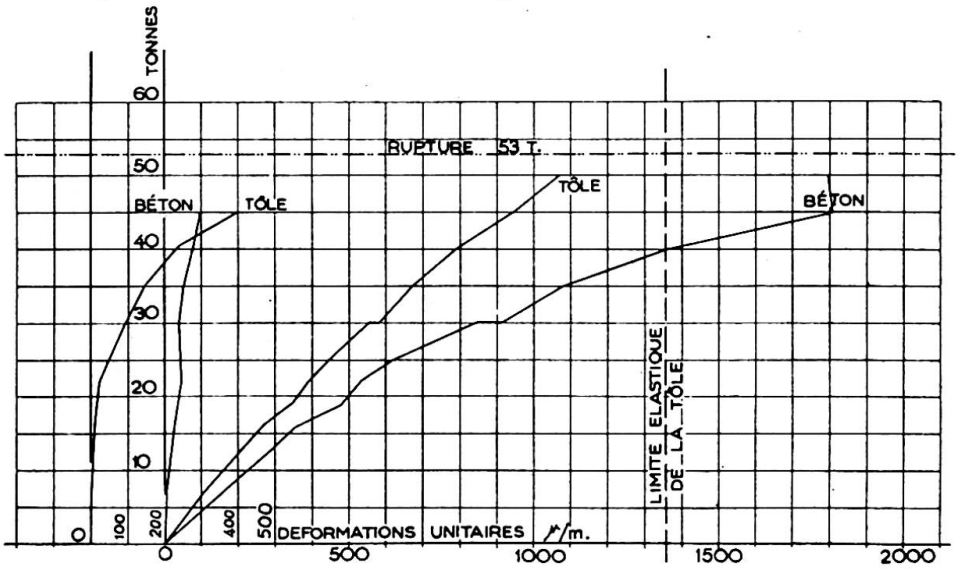



**Fig. 16.** Mesures dans l'essai d'un panneau de 12 cm. à l'effort tranchant

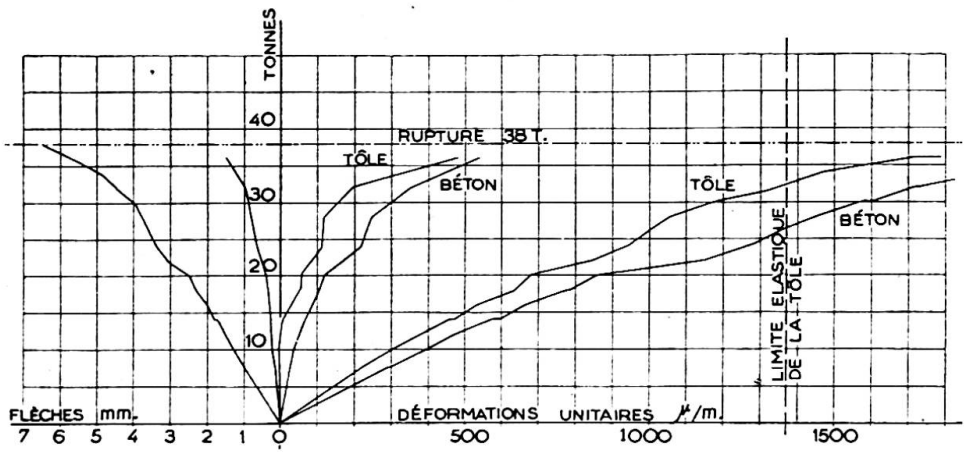



**Fig. 17.** Mesures dans l'essai d'un panneau de 9 cm. à la flexion

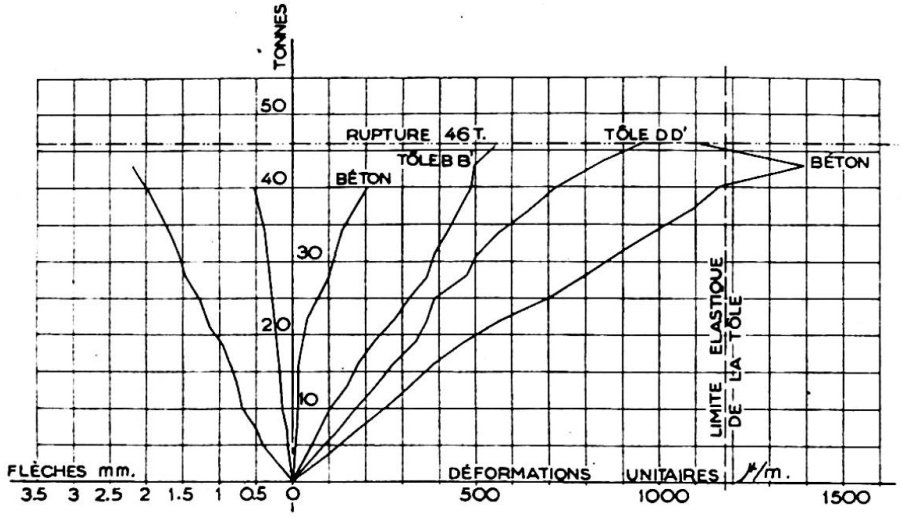



**Fig. 18.** Mesures dans l'essai d'un panneau de 9 cm. à l'effort tranchant

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 avions 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 Leichtfahrbahnsystem 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 Versuchsresultate 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 geschwessten Verbindungen und die Bearbeitungs- und Montageverfahren beim Wiederaufbau

JEAN VELITCHKOVITCH et ANDRÉ SCHMID
Ingénieur des Ponts et Chaussées 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. Le 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

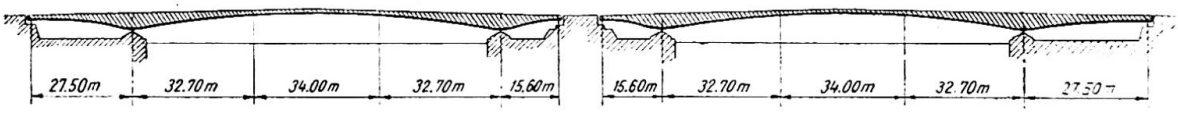



**Fig. 1.** Elévation des 2 tabliers

**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 ensuit 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.

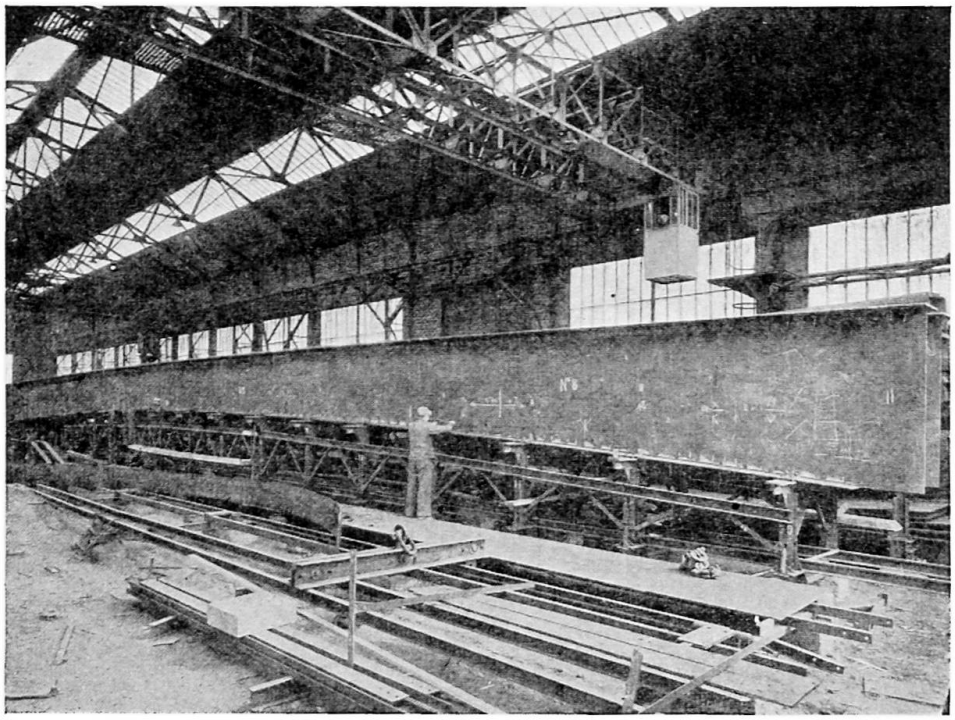


Fig. 3

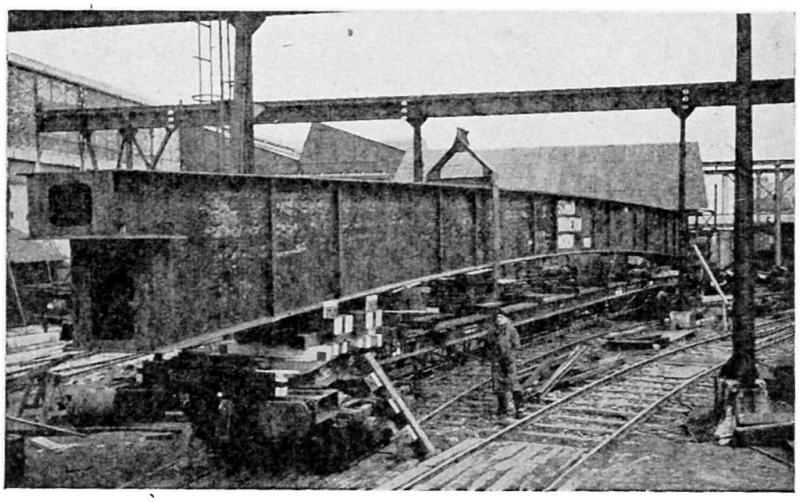


Fig. 4

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.

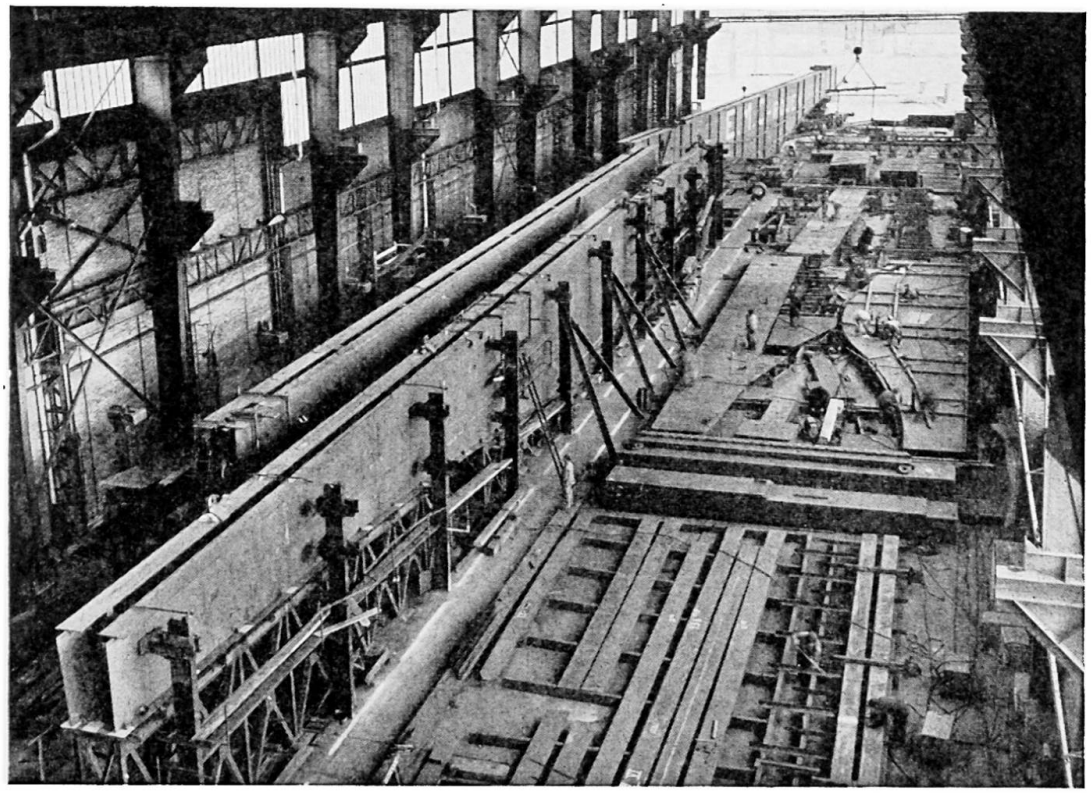


Fig. 5

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.

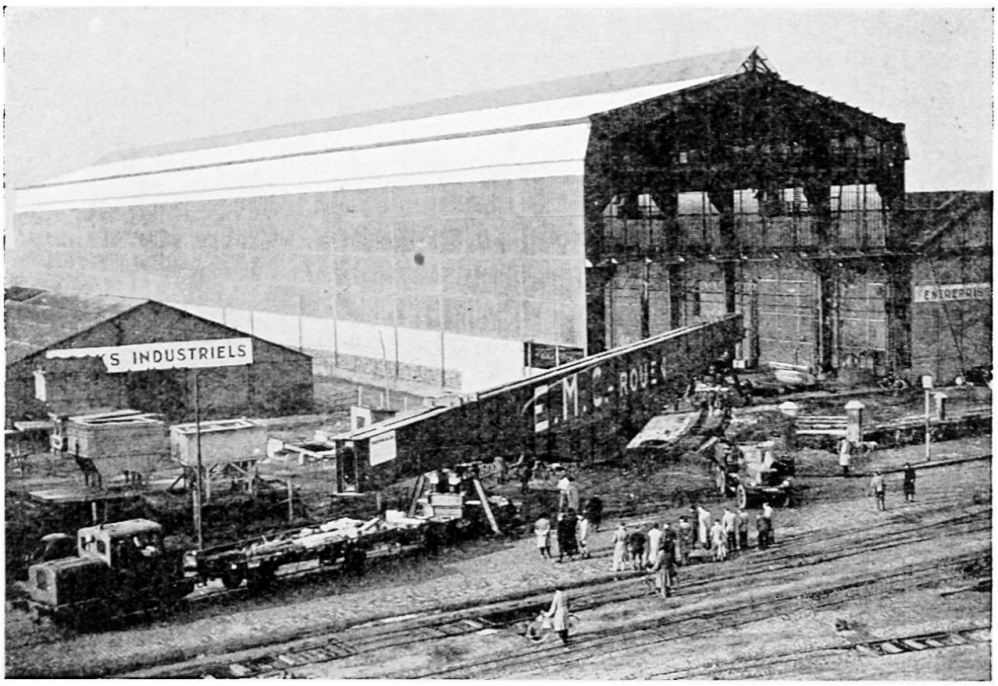



Fig. 6

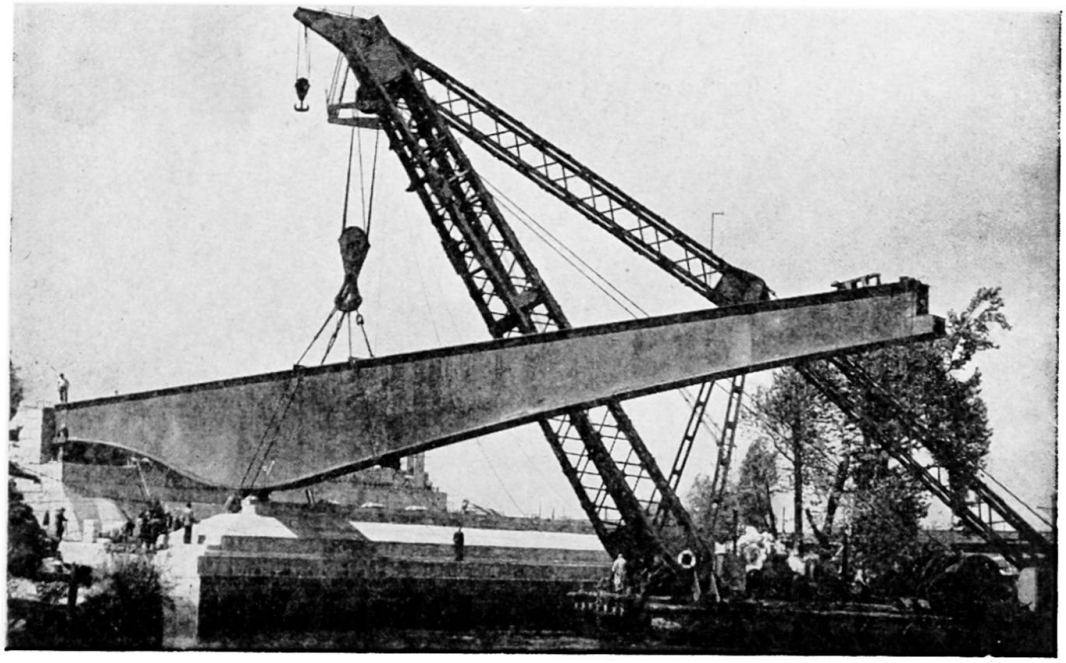


Fig. 7. Mise en place première partie

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**

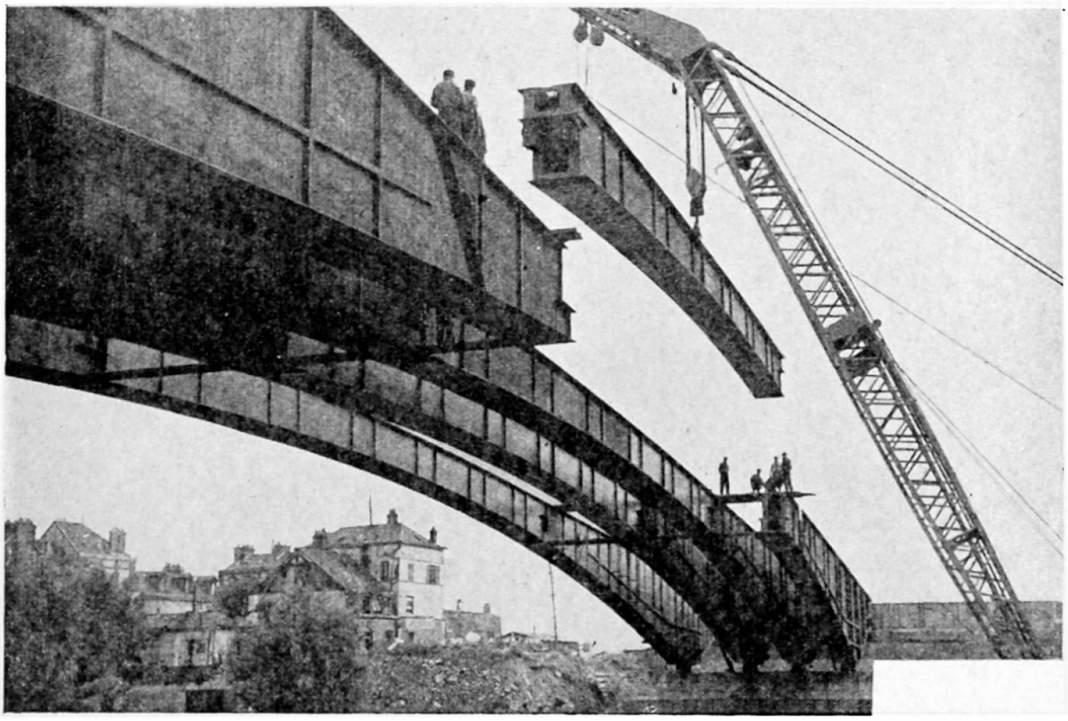


**Fig. 9**

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

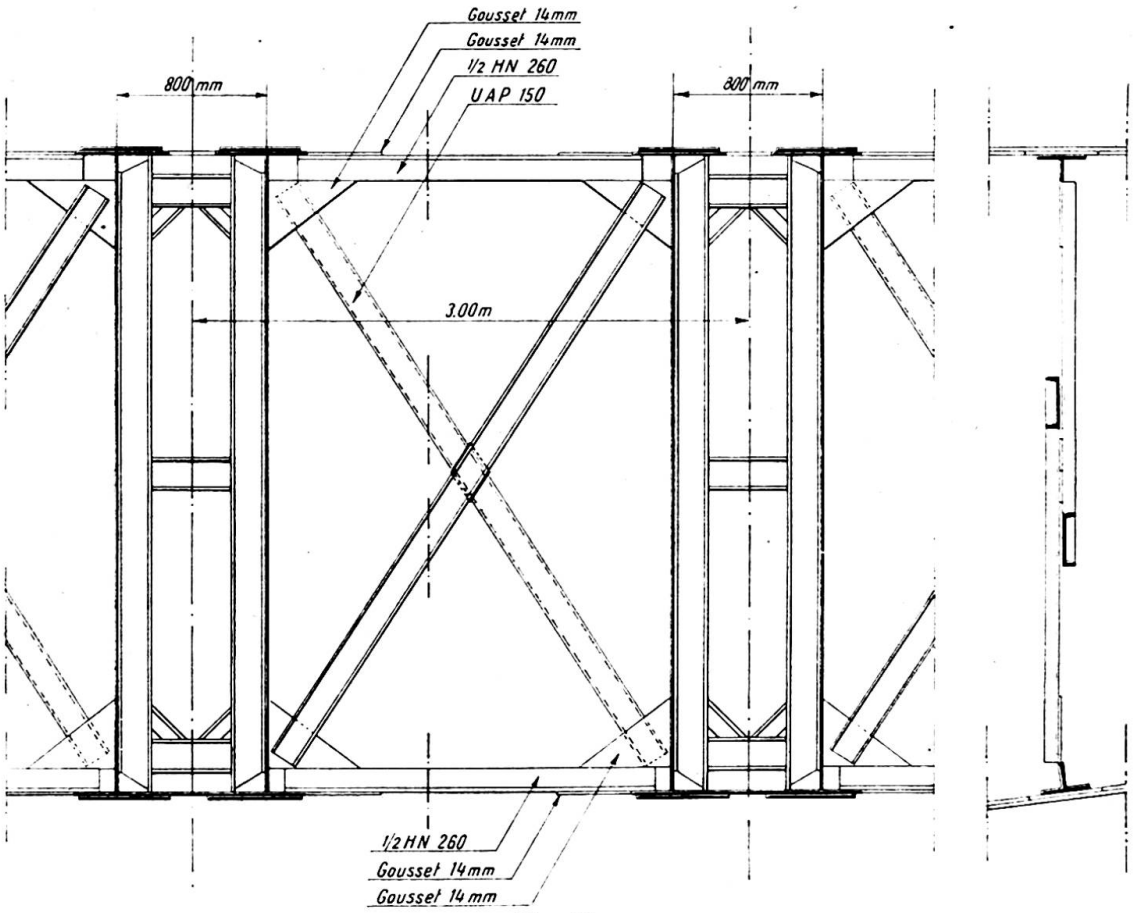



**Fig. 10**

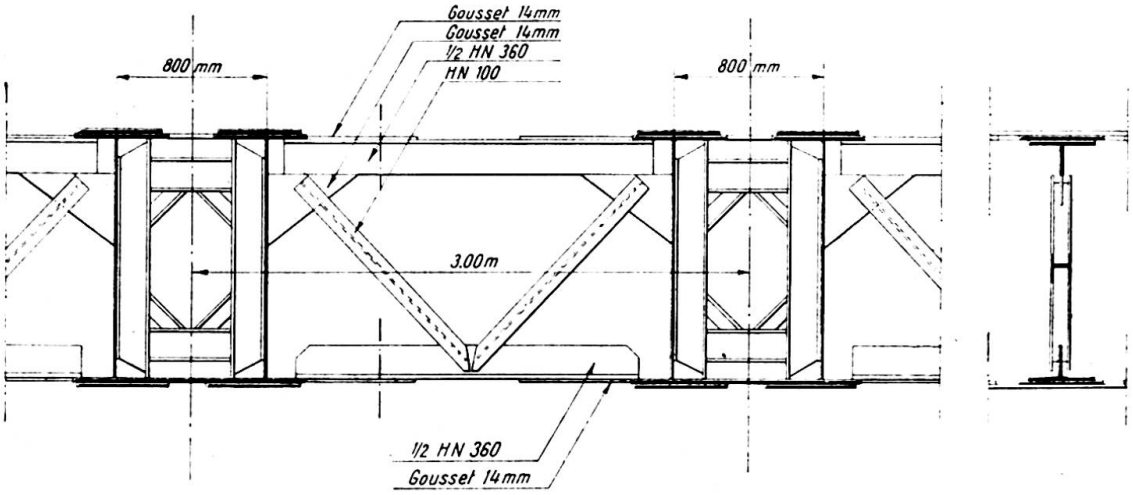



**Fig. 11**

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. Le 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

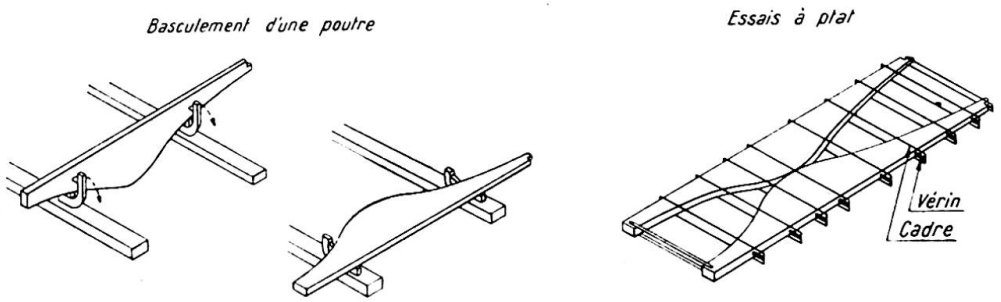



**Fig. 12**

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.

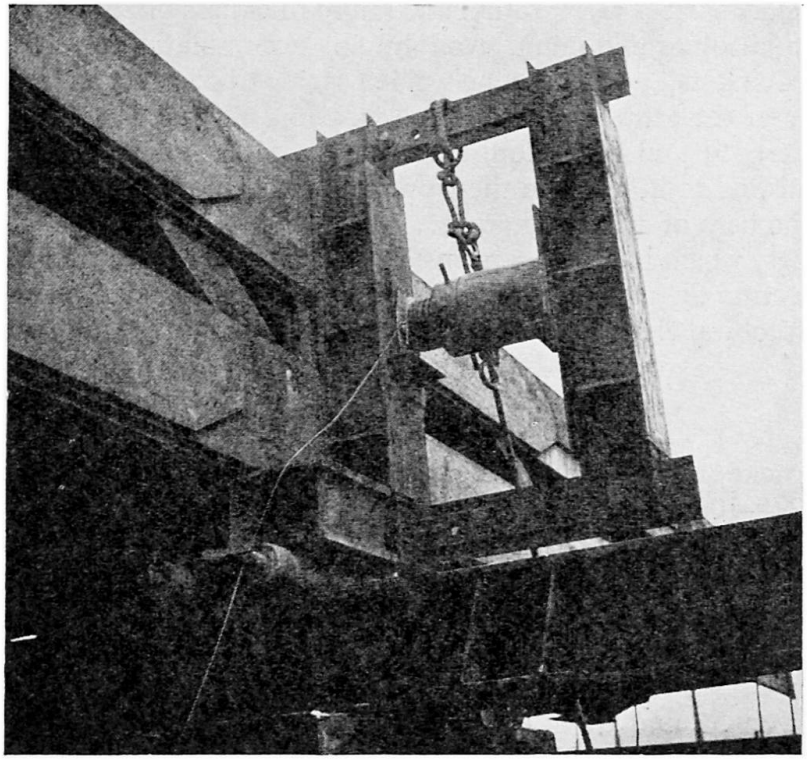


**Fig. 13.** Essais Pont Corneille. Mise en tension par vérins

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 Schrumpfungen 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.