

# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

**LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS  
D'INFORMATION DE L'ACIER**

54, rue des Colonies, Bruxelles - Téléphone : 17.16.63 (2 lignes)  
Chèques postaux : 340.17 - Adr. télégraphique : «Ossature-Bruxelles»

6<sup>e</sup> ANNÉE

N<sup>o</sup> 3

MARS 1937

## S O M M A I R E

	Pages
Deux maisons à appartements à Zurich . . . . .	107
Petite maison métallique à Stockel . . . . .	114
L'acier dans le bâtiment. - Le rôle de l'entrepreneur dans l'industrialisation du bâtiment, par L. Rucquoi	115
L'hôpital allemand de Londres . . . . .	120
Un cinéma moderne dans le vieil Etterbeek, par Pierre Bourgeois . . . . .	122
La poutre Vierendeel, 2 <sup>e</sup> mémoire, par L. Baes . . . . .	125
Les relations de l'industrie avec le grand public . . . . .	153
Les travaux des Instituts Jules Bordet et Paul Héger, à Bruxelles . . . . .	154
Les travaux des bâtiments du Service Géologique de l'Etat au Parc Léopold, à Bruxelles . . . . .	154
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois de jan- vier 1937. (p. 155) - A la Commission des questions scientifiques du Comité Central Industriel de Belgique (p. 156) - Date de clô- ture de notre concours d'architecture (p. 157) - Assemblée géné- rale du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier (p. 158) - La nouvelle boulangerie coopérative de Winterthur (p. 158) - Voyage d'étude en Hollande de la Commission belge de Corrosion (p. 158) - Echos et Nouvelles (p. 159).	
OUVRAGES RÉCEMMENT PARUS . . . . .	160
DOCUMENTATION BIBLIOGRAPHIQUE . . . . .	161

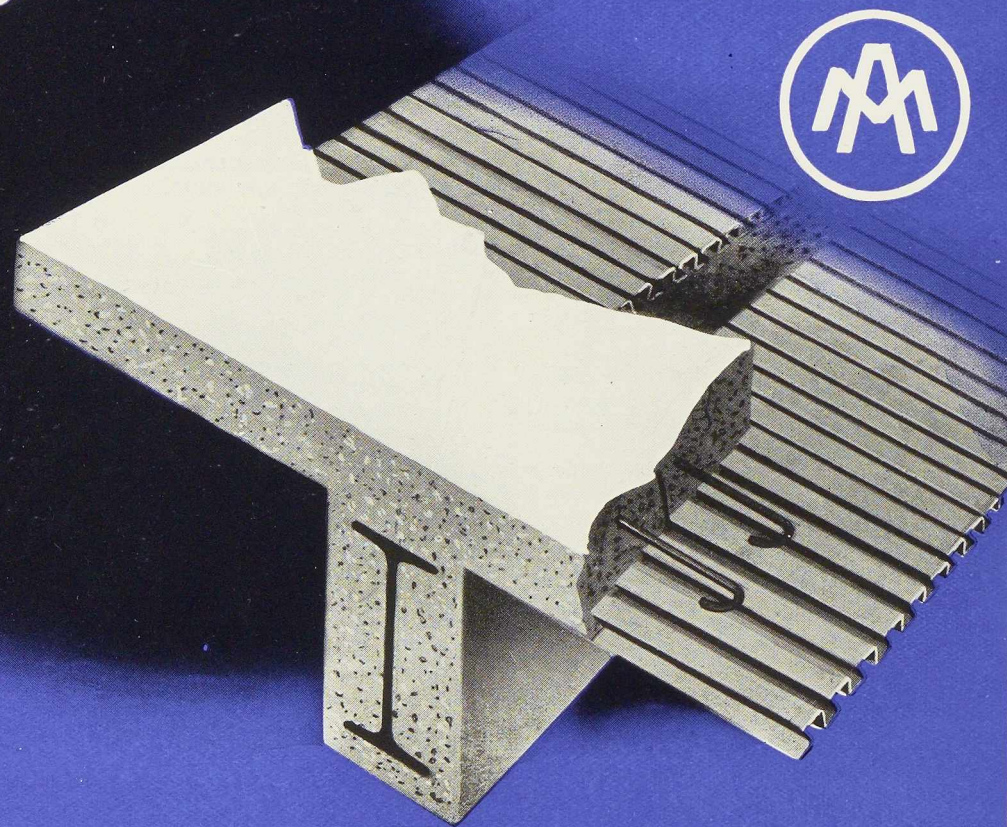
ABONNEMENTS. Belgique et Grand-Duché de Luxembourg, 1 an, 40 fr.,  
Etranger, 1 an, 14 belgas. Paiement par chèques postaux (compte n<sup>o</sup> 340.17), par  
chèque ou mandat-poste. Tous les abonnements prennent cours au 1<sup>er</sup> janvier.

INDEMNITÉS D'AUTEURS. Une indemnité par page imprimée de  
texte et de figures est allouée aux auteurs d'articles signés. Des tirés-à-part  
peuvent être fournis suivant commande.

DROIT DE REPRODUCTION. La reproduction de tout ou partie des  
articles ou des illustrations ne peut se faire qu'en citant l'Ossature Métallique.

PUBLICITÉ. Demandez notre tarif. Notre service de publicité se tient à  
votre disposition pour vous établir des projets de composition et de mise  
en page.

am'acier



LES ATELIERS METALLURGIQUES, S. A.

NIVELLES • BELGIQUE

DIVISION: TRAVAIL DE LA TÔLE

Réclamez la notice  
technique Am'Acier  
qui vous sera  
envoyée sur  
simple demande

---

---

RÉUSSISSEZ LE  
CONCOURS

organisé par la revue  
**L'Ossature  
Métallique**

en prévoyant dans  
la construction de  
l'immeuble demandé  
les éléments

**A M ' A C I E R**

BREVETS RIDLEY  
MARQUE DÉPOSÉE

---

---

AGENT GÉNÉRAL : BRUXELLES, 47, rue Cantersteen. Shell Building. Tél 11.78.01

Studio Simar Stevens  
BRUXELLES

# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

6<sup>e</sup> ANNÉE - N° 3

MARS 1937

## Deux maisons à appartements près de Zurich

Architectes : Alfred et Emil Roth, Marcel Breuer

Dans la Doldertal, dans la banlieue résidentielle de Zurich, les architectes A. et E. Roth et M. Breuer viennent de construire deux maisons à appartements intéressantes au point de vue architectural et au point de vue technique. Ces deux maisons érigées sur une étroite bande de terrain le long d'une rue en pente ont été

étudiées de façon à assurer à leurs occupants tous les avantages de la maison isolée tout en ayant le confort propre aux immeubles à appartements. Elles seront suivies ultérieurement de la construction d'une troisième maison du même type (fig. 155).

Afin d'assurer à chaque maison des horizons étendus de tous côtés, et pour éviter les inconvénients de deux façades en vis-à-vis à une dizaine de mètres de distance, les architectes ont disposé les deux immeubles obliquement par rapport à la rue : cette disposition a en outre l'avantage d'orienter presque au sud les living-rooms,

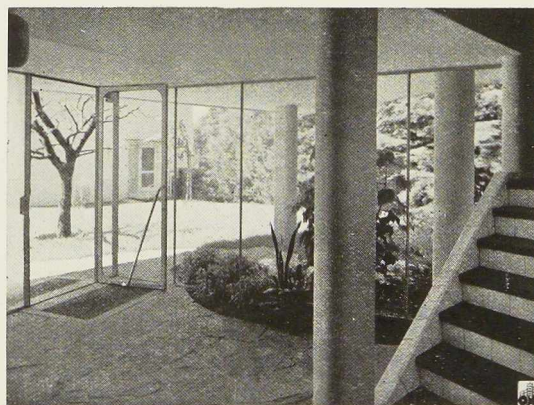


Fig. 150. L'entrée constitue un jardin d'hiver.

et d'éloigner les chambres à coucher de la rue.

Pour respecter le gabarit imposé par les règlements de bâtisse, le dernier étage, couvert par une toiture-terrasse, est en retrait, réservant un large balcon sur toute l'étendue des façades (fig. 154).

Une dernière remarque relative au plan général : en vue d'assurer la tranquillité des habitants, l'escalier et les cuisines, sources permanentes de bruits, sont isolés du corps principal du bâtiment (fig. 153). La cage d'escalier constitue un élément autoportant, indépendant du reste de la construction. La cuisine est entourée de murs doubles : on y accède par le hall d'entrée, et des guichets vitrés la mettent en communication directe avec le living-room et l'escalier.

### Disposition des locaux

Par suite de la forte inclinaison du sol, le rez-de-chaussée, qui est de plain-pied du

N° 3 - 1937



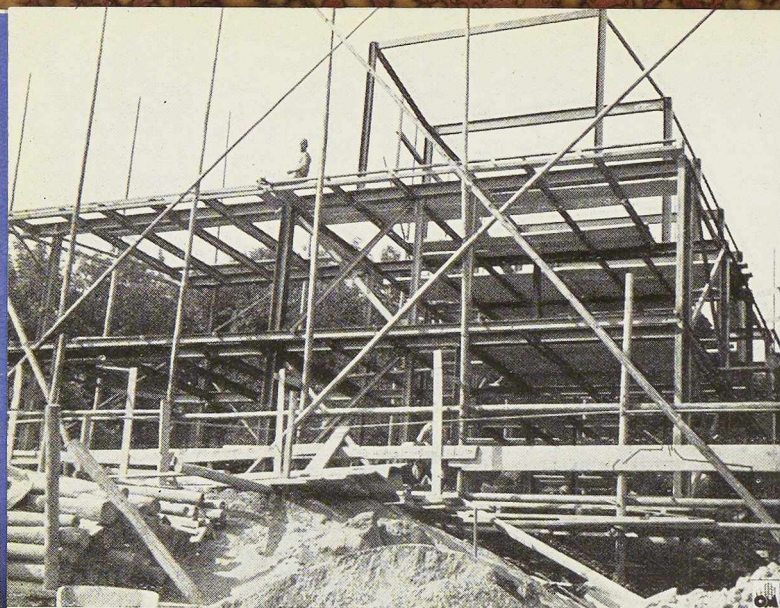


Fig. 151. Vue de l'ossature métallique en voie d'achèvement.

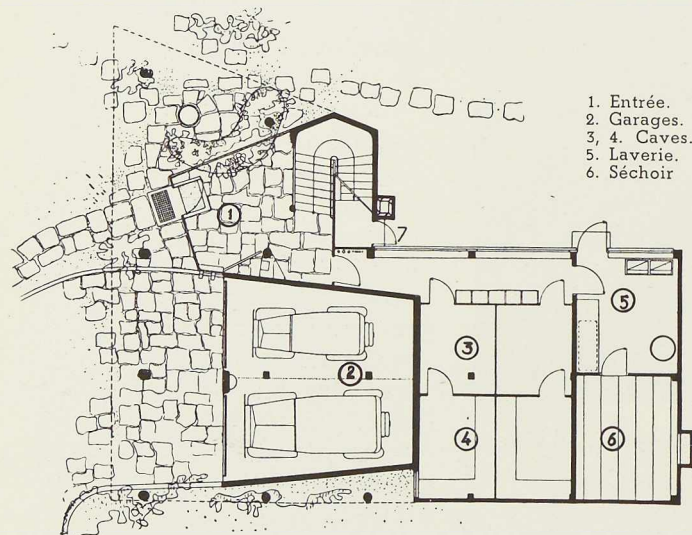


Fig. 152. Plan du rez-de-chaussée.

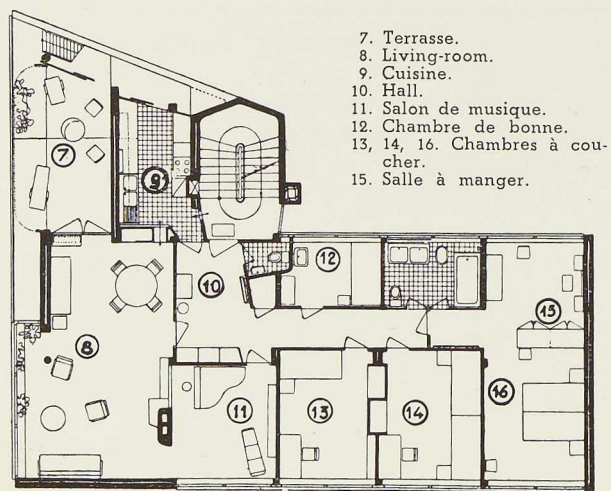


Fig. 153. Plan du deuxième étage.

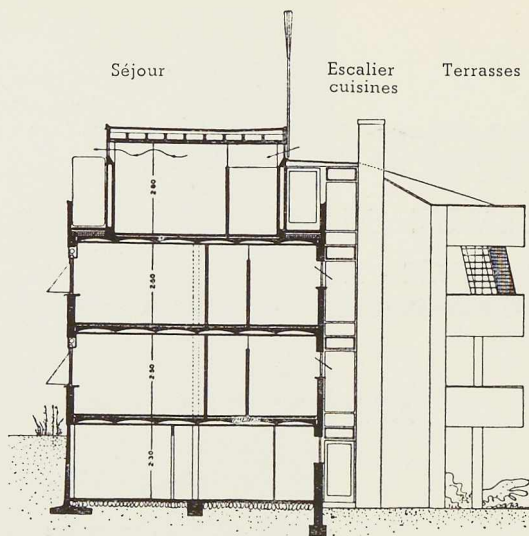


Fig. 154. Coupe transversale montrant la disposition de la cage d'escalier et de la cuisine accolées aux locaux de séjour.

côté de la vallée, est entièrement enterré en arrière, et le premier étage est presque au niveau du sol en arrière du bâtiment. Le rez-de-chaussée est occupé par deux garages et par un hall d'entrée entièrement vitré sur légère ossature métallique constituant jardin d'hiver (fig. 150). En arrière, enterrés dans le sol, se trouvent des pièces de service, chaufferie, laverie, réduits, caves, etc. (fig. 152).

Le premier étage comprend un appartement avec large living-room, bibliothèque et trois ou quatre chambres à coucher, et un petit appartement isolé, d'une pièce, avec entrée séparée donnant sur le jardin. Le second étage comprend un seul appartement disposé de façon identique et ayant quatre ou cinq chambres à coucher (fig. 153). Enfin, le dernier étage est occupé par deux ateliers-studios séparés, avec leurs annexes et services habituels.

### L'ossature métallique

Les architectes avaient décidé de construire leurs bâtiments à ossature. Leur choix s'est porté sur l'ossature métallique, principalement à cause de la rapidité d'exécution et des encombrements réduits (fig.

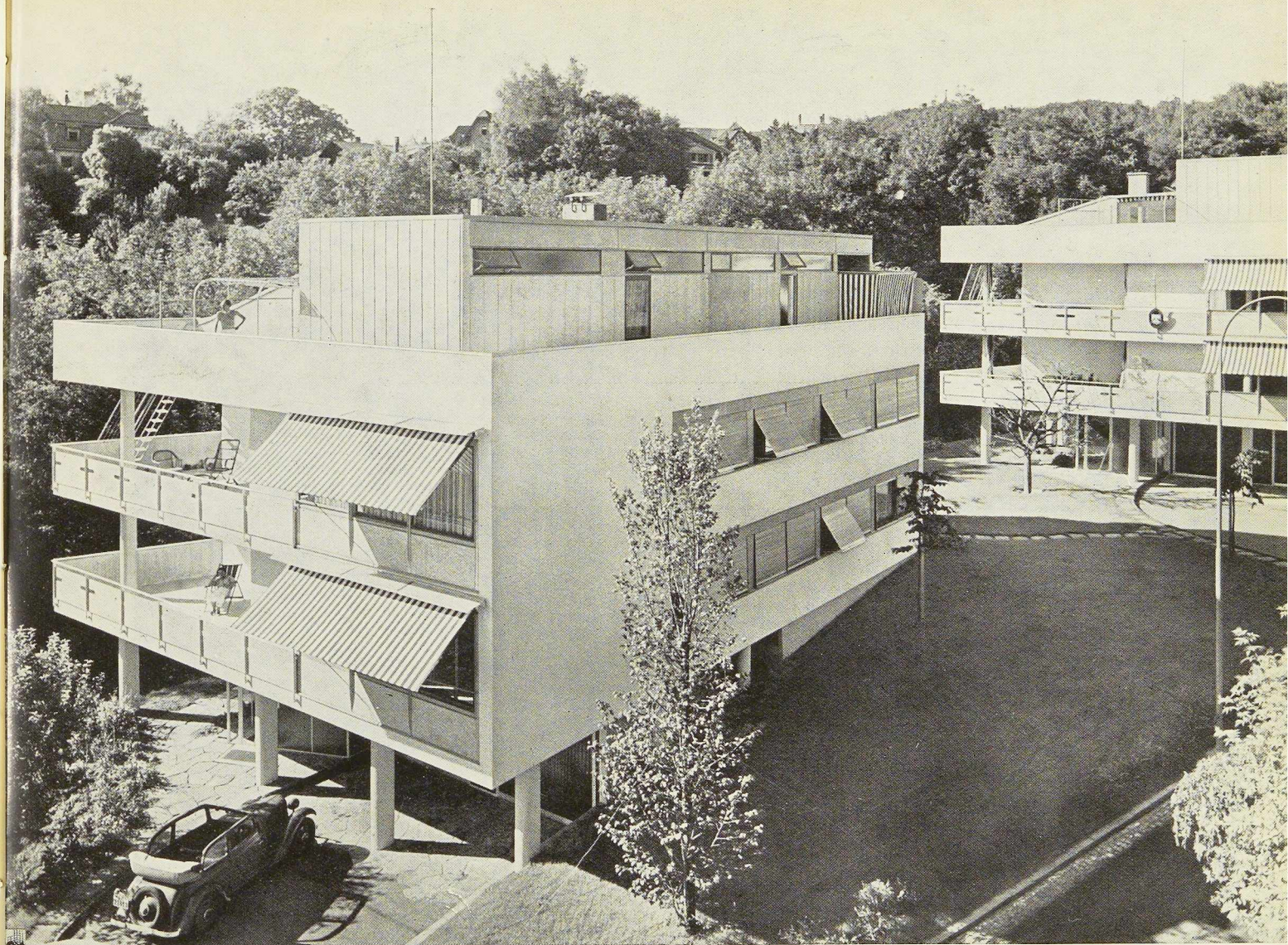


Fig. 155. Vue d'ensemble des deux maisons à appartements de la Doldertal.

N° 3 - 1937



151 et 157). La construction a été entièrement achevée en neuf mois.

L'ossature métallique de chacun des deux immeubles se compose de 4 portiques à 3 étages et 3 colonnes et de 2 portiques à 3 étages et 4 colonnes (fig. 156). Tous ces portiques sont en poutrelles à larges ailes, assemblées sans gousset. Dans certains portiques aveugles, notamment dans celui du pignon nord, on a placé un contreventement en croix de Saint-André. Les 6 portiques sont distants l'un de l'autre de 3<sup>m</sup>25 environ, leur portée est de 2 × 3<sup>m</sup>90. Ces portiques sont réunis par des profils légers, I et U de 14 à 18 cm de hauteur, placés à 1<sup>m</sup>25 de distance environ. Les murs extérieurs, qui n'ont aucun rôle portant, reposent à chaque étage sur des poutrelles PN 14, placées extérieurement aux colonnes et par suite continues sur chaque face.

Du côté sud, les colonnes de l'ossature sont en retrait d'environ 1 mètre. Une partie du living-room, de la terrasse et de la



Fig. 157. Détail de l'ossature métallique : on note les poutres porte-murs, excentrées par rapport aux colonnes, et le contreventement en croix de Saint-André.

cuisine sont en porte à faux. Cette disposition, de plus en plus courante d'ailleurs, est intéressante tant au point de vue de la stabilité qu'au point de vue architectural.

Le dernier étage, dont la partie bâtie a

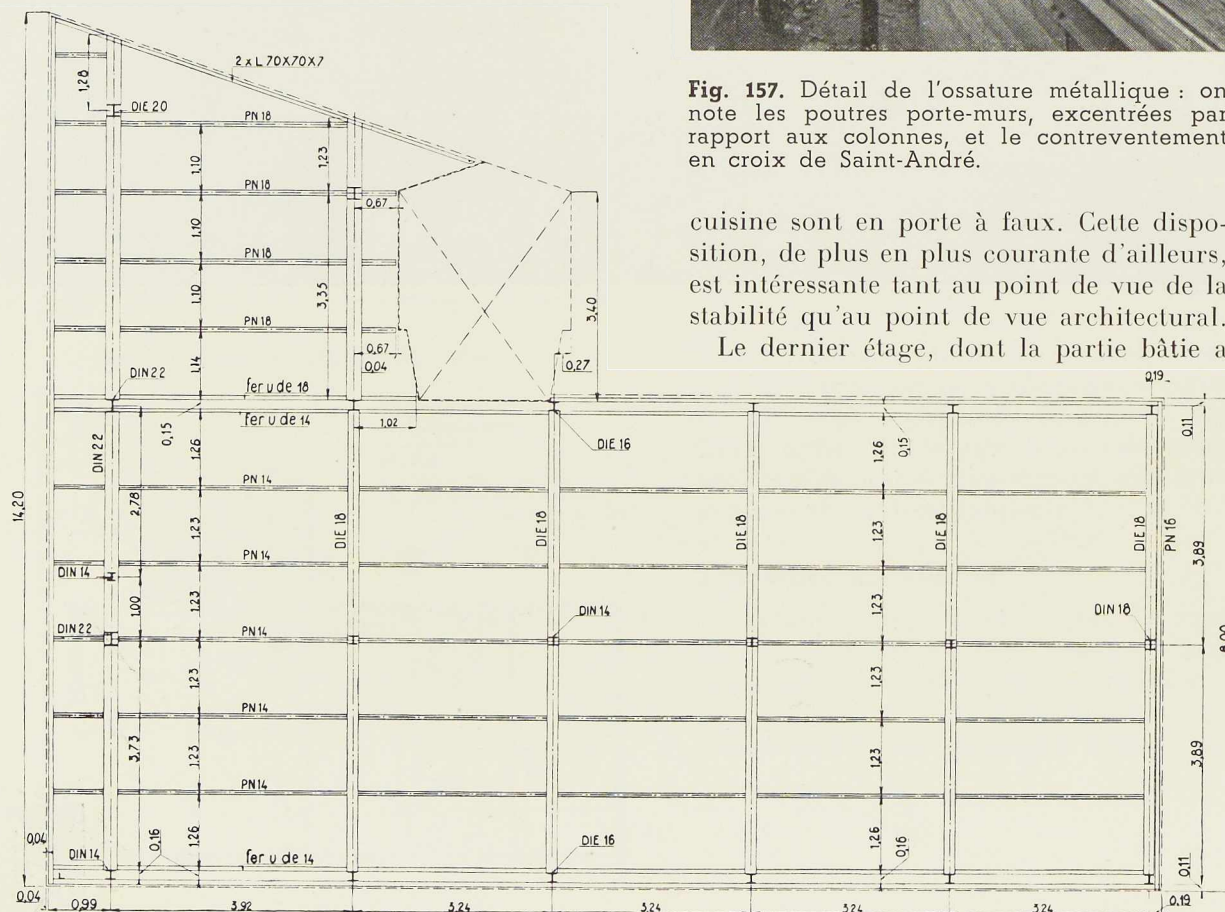
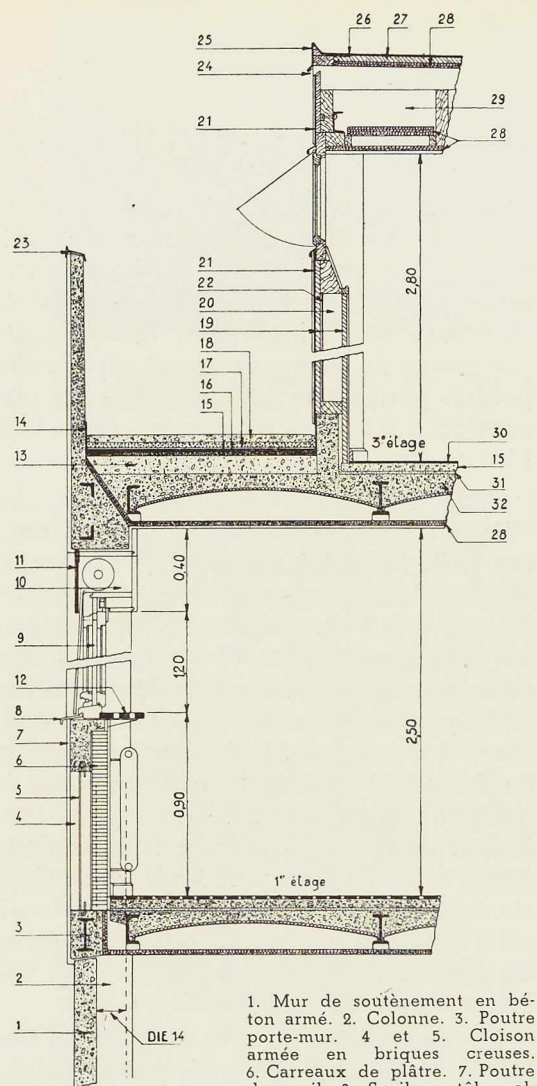


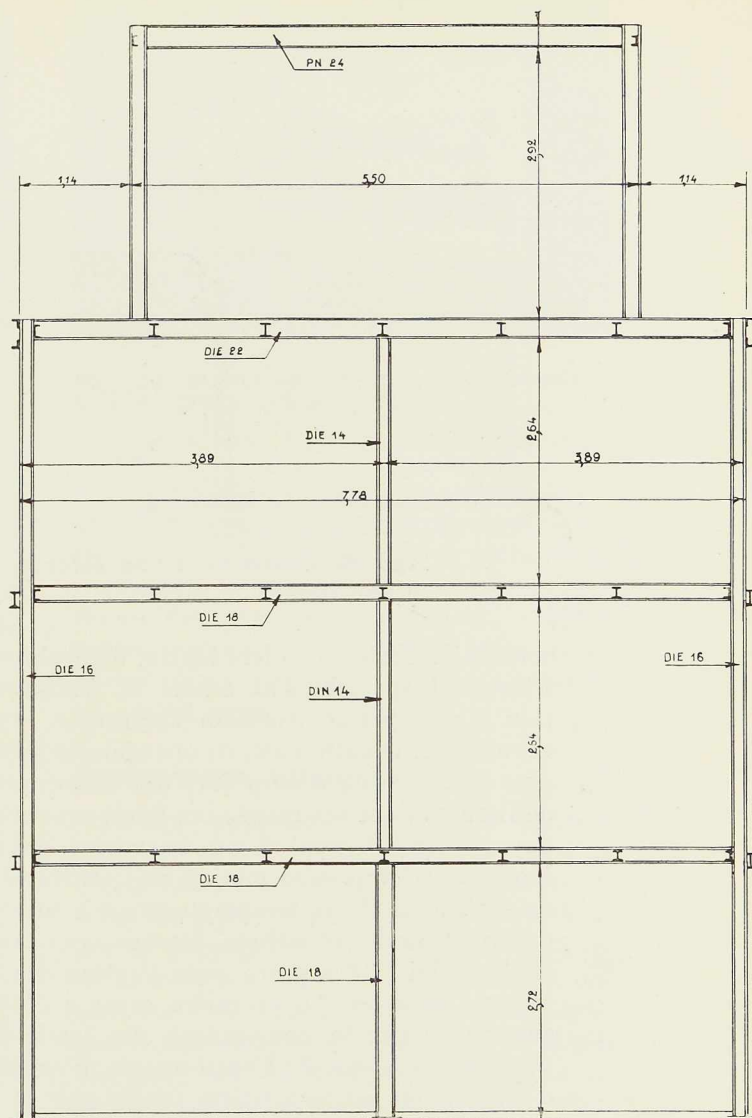
Fig. 156. Vue en plan de l'ossature du plancher haut du rez-de-chaussée.



1. Mur de soutènement en béton armé. 2. Colonne. 3. Poutre porte-mur. 4 et 5. Cloison armée en briques creuses. 6. Carreaux de plâtre. 7. Poutre de seuil. 8. Seuil en tôle galvanisée. 9. Châssis. 10. Caisse pour volet. 11. Plaque en éternit de 10 mm. 12. Appui. 13. Béton. 14. Couvre-joint en cuivre. 15. Liège (2 cm). 16. Chape d'étanchéité. 17. Sable et gravier. 18. Dalle de béton armé. 19. Pans de bois de 30 mm. 20. Vide. 21. Revêtement en éternit. 22. Laine de verre. 23. Couverture en cuivre. 24. Fente d'aération. 25. Couverture en cuivre. 26. Chape asphaltique. 27. Voliges. 28. Matériau isolant. 29. Vide. 30. Linoléum. 31. Liège (2 cm). 32. Voussettes en béton armé.

**Fig. 158.** Coupe dans un mur, dans les hourdis du 1<sup>er</sup> et du 3<sup>e</sup> étage et dans la toiture-terrasse.

une largeur de 5<sup>m</sup>50, ne comporte aucune colonne intérieure (fig. 159). Les murs et la toiture-terrasse sont portés par des portiques de 5<sup>m</sup>50 de portée constitués par des poutrelles à larges ailes pour les colonnes et des poutrelles PN 24 pour les poutres de la toiture-terrasse. On notera que les murs



**Fig. 159.** Coupe transversale dans l'ossature métallique.

de ce dernier étage se trouvent entièrement hors d'aplomb par rapport aux murs des étages inférieurs, sans qu'aucune poutre n'apparaisse dans les plafonds du second étage. L'ossature de chaque bâtiment pèse 31.700 kg.

### Construction des murs et des cloisons

Etant donné que, grâce à la construction à ossature, les murs et cloisons peuvent être



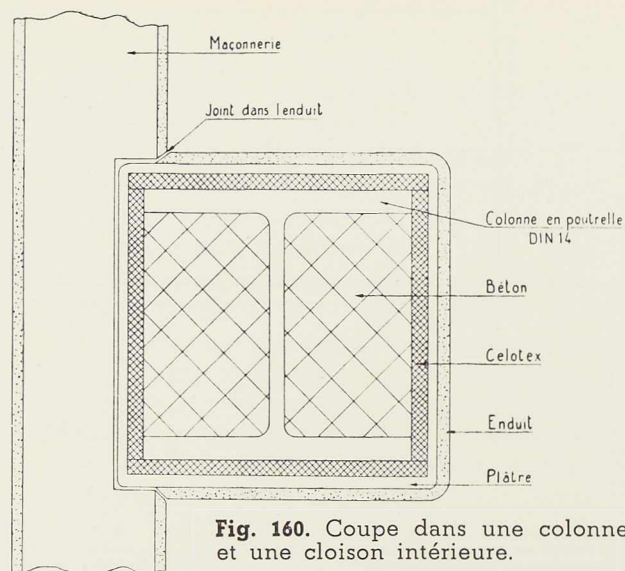
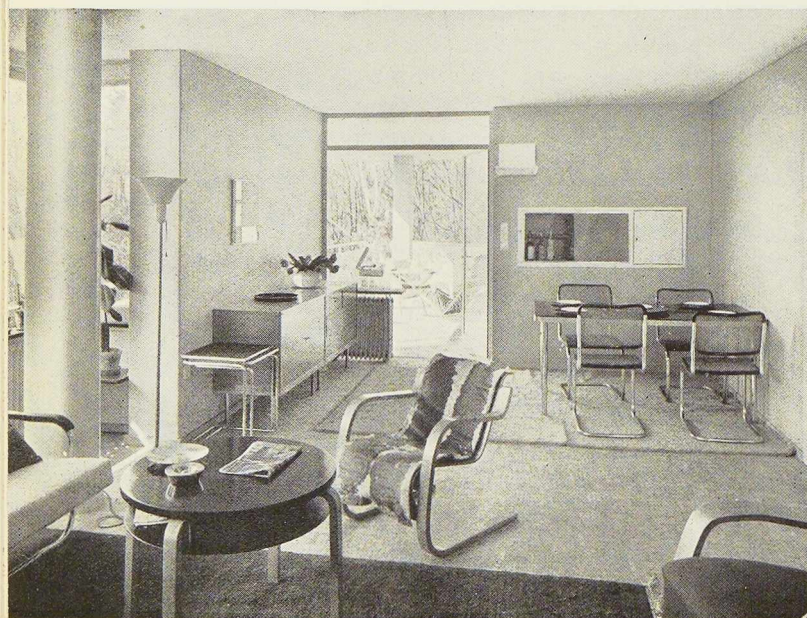


Fig. 160. Coupe dans une colonne et une cloison intérieure.

construits d'une façon très légère, les architectes ont spécialement étudié la réalisation d'une bonne isolation thermique et acoustique. D'autre part, ils ont apporté les plus grands soins à empêcher la formation de fissures dans ces murs. Les fissures sont dues principalement à un tassement des fondations à une déformation de l'ossature sous l'action de la température ou à une déformation des planchers, lorsque ceux-ci sont solidaires des murs, sous l'action des charges mobiles. La première cause a été supprimée par la constitution des fondations des poteaux de l'ossature au moyen d'un grillage en poutrelles, tandis que le sous-sol était entouré par un mur de soutènement en béton armé, indépendant de l'ossature, afin que la poussée des terres



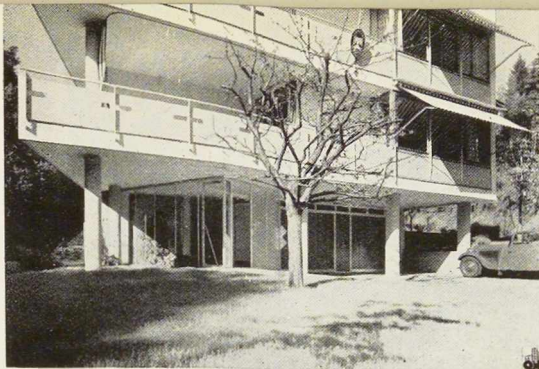
n'agisse pas sur celle-ci. Les variations de températures sont des plus réduites, car l'ossature métallique est enrobée et se trouve entièrement à l'intérieur du bâtiment, grâce à la position des poutres porte-murs excentrées. Enfin, les hourdis de planchers sont absolument indépendants des murs : ils sont notamment séparés des poutres porte-murs bétonnées par des plaques de 2,5 cm d'épaisseur en matériaux fibreux (fig. 158).

Pour les deux étages inférieurs, les allèges (les fenêtres sont presque continues sur toute l'étendue des façades) sont constituées d'une paroi extérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur reposant sur la poutre porte-mur et comportant des armatures verticales ancrées dans le béton de la poutre de seuil et de la poutre porte-mur, et d'une paroi intérieure en carreaux de plâtre de 7 cm d'épaisseur. Dans la façade nord on a placé, entre les deux parois, un isolant de 6 cm d'épaisseur en matériaux fibreux. Les fenêtres sont équipées de châssis coulissants horizontalement. Leur seuil est en tôle galvanisée et peinte; la caisse du rouleau des stores est protégée par une large plaque en éternit.

La construction du dernier étage est très légère et présente diverses particularités. Les murs sont constitués par deux pans de bois distants de 10 cm. Extérieurement le revêtement est constitué par du feutre asphaltique recouvert de plaques d'éternit. Entre les deux pans de bois on a placé de la laine de verre. La laine de verre, d'un emploi relativement récent dans l'industrie du bâtiment, possède des qualités remarquables d'isolation : elle est constituée de fils étirés de 0,01 à 0,03 mm de diamètre, formant une masse non compacte. Cet isolant en matériau non organique est absolument imputrescible. Il possède l'un des plus faibles coefficients de conductibilité calorifique actuellement connu parmi les matériaux isolants : l'adjonction d'une

Fig. 161. Le living-room de l'architecte Alfred Roth.





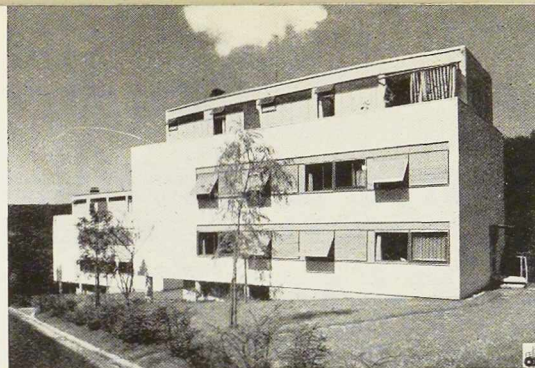
**Fig. 162.** Vue de face, montrant l'importance des terrasses.

épaisseur de 5 mm de ce matériau a amélioré sensiblement la qualité des cloisons du dernier étage.

Les hourdis de planchers ont été étudiés en vue de réaliser une bonne isolation acoustique. Ils sont constitués par des voussettes en béton armé reposant sur solives métalliques. Ce béton est coulé sur des coffrages en roseau. Au-dessus de cette dalle on a placé une couche de 2 cm de liège aggloméré, une chape imperméable et une nouvelle dalle en béton armé construite isolément pour chaque pièce; les revêtements des planchers sont posés sur celle-ci. Le plafond est suspendu aux poutrelles. Il est constitué par des plaques en matériau fibreux, recevant un enduit, et prolongées dans les murs. L'ensemble du hourdis a environ 0<sup>m</sup>30 de hauteur totale (fig. 158).

La toiture-terrasse du dernier étage comporte deux épaisseurs totalement séparées. Le revêtement d'étanchéité est une chape asphaltique reposant sur des voliges languetées auxquelles sont fixées, par en dessous, des plaques d'isolant. Le faux plafond est en plaques isolantes recevant un enduit.

Les colonnes sont isolées par un enrobage en plaques de célotex et reçoivent un enduit au plâtre sur bandes de jute (fig. 160). Elles sont sans contact direct avec les cloisons intérieures dont l'enduit est interrompu au droit de la colonne. Ces cloisons intérieures en carreaux de plâtre de 7 cm d'épaisseur ne reposent sur les hourdis que



**Fig. 163.** La façade côté rue. On aperçoit la façade nord aveugle.

par l'intermédiaire d'une semelle de liège; certaines d'entre elles sont doubles. Extérieurement on s'est attaché à utiliser des matériaux ne nécessitant que peu ou pas d'entretien; les pièces métalliques apparentes sont en acier galvanisé peint ou en cuivre. Les revêtements sont en éternit ou en enduit simili-pierre.

### Equipements intérieurs

Chaque appartement dispose d'une installation privée de chauffage central et d'eau chaude. Ces installations ont été faites en étudiant particulièrement le danger de propagation des bruits. Il en a été de même pour toutes les canalisations, qui sont convenablement isolées. Les appartements, abondamment éclairés par de larges fenêtres, ont été équipés et meublés de façon moderne et simple (fig. 161). Chacun d'eux dispose d'une large terrasse orientée vers le soleil (fig. 162). Toutes les fenêtres, sauf au nord, sont munies de stores ou de volets mécaniques (fig. 163). Dans un pays continental comme la Suisse, une fenêtre orientée au sud à l'avantage de provoquer en hiver le minimum de refroidissement, d'où économie de charbon appréciable; elle procure en toute saison un éclairage abondant mais il est indispensable, en été, de protéger les occupants contre les rayons trop vifs du soleil.

Ces deux maisons à appartements, de conception technique et architecturale très moderne, font honneur à leurs auteurs.



# Petite maison métallique à Stockel

Architecte : R. Robert

L'architecte R. Robert vient d'achever la construction, à Stockel, d'une petite maison à ossature et remplissage en acier.

L'intérêt de cette construction réside dans le fait d'avoir mis en œuvre des procédés de construction entièrement nouveaux pour une maison d'un type classique en Belgique : la petite maison entre deux mitoyens. En fait, l'architecte a eu l'occasion de faire une comparaison pratique de prix, qui a fait ressortir une économie de plus de 15 % en faveur de la construction métallique.

La maison de Stockel mesure 5<sup>m</sup>75 en façade et 8<sup>m</sup>10 sur cour. Au rez-de-chaussée et au premier étage il y a, chaque fois, deux pièces d'environ 4 mètres sur 4 mètres et une pièce de 3<sup>m</sup>25 × 2<sup>m</sup>75.

L'ossature métallique très légère est en profilés courants : son remplissage est réalisé en tôles pliées en queue d'aronde « Am'Acier ». Les murs extérieurs sont doubles; la paroi extérieure est constituée par une tôle « Am'Acier » recevant un revêtement de 3 cm de béton du côté cour, un garnissage en carreaux de 2 cm d'épaisseur au format d'une brique, en façade, et un revêtement en béton émail pour la loggia. La cloison intérieure, séparée de la cloison extérieure par un espace de 4 cm, est en briques éponges; l'épaisseur totale des murs extérieurs est de 16 cm.

Les murs intérieurs sont en « Am'Acier » cimentés sur les deux faces, d'une épaisseur de 4,5 cm. Les hourdis sont coulés sur tôle « Am'Acier » avec léger renforcement en fer rond; ils sont constitués par 7,5 cm de béton normal et 4 cm de béton de cendrée.

L'escalier comporte une échelle en fer portant des cornières pour les marches et les contre-

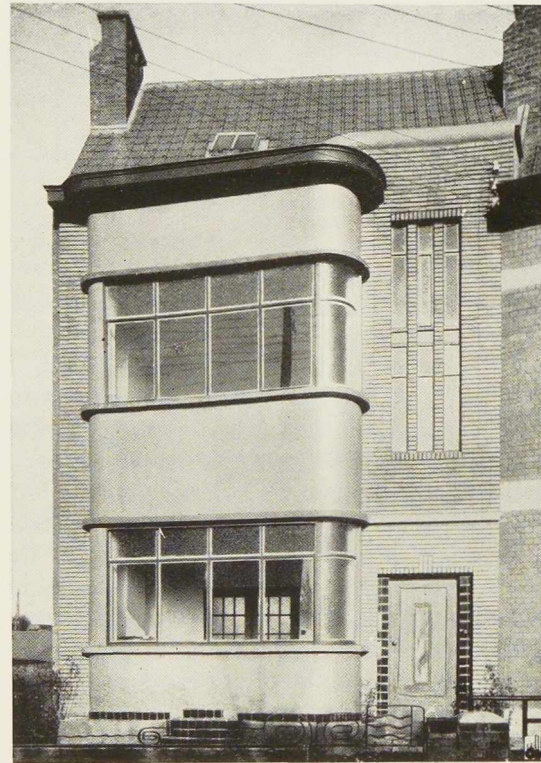


Fig. 164. Vue de la maison entièrement achevée.

marches. Les marches sont constituées par 5 cm de béton coulé sur tôle « Am'Acier ». Cette maison comporte un tonnage de 5.300 kg de charpente et 2.400 kg de tôle pliée.

Fig. 165. L'ossature métallique.

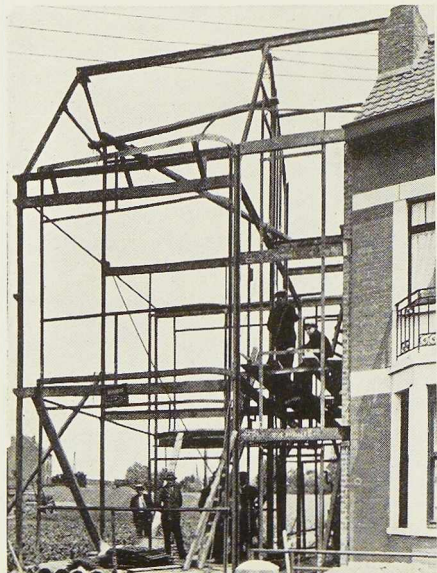
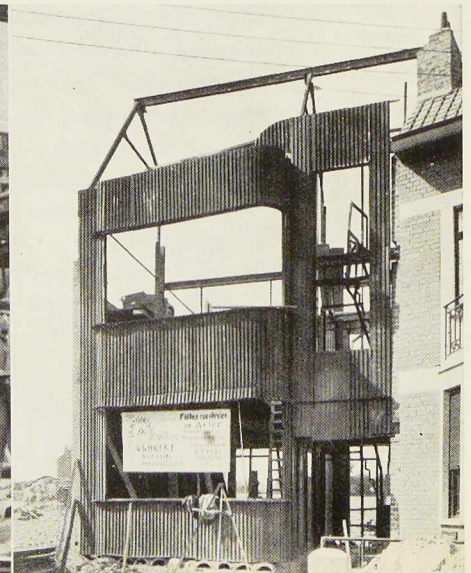


Fig. 166. Mise en place des tôles « Am'Acier ».



Fig. 167. La maison avant la pose des revêtements.



# L'acier dans le bâtiment

## Le rôle de l'entrepreneur dans l'industrialisation du bâtiment <sup>(1)</sup>

par L. Rucquoi

Ingénieur, Directeur du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier

Dès son apparition sur le marché, vers 1880, l'acier a provoqué une véritable révolution dans la construction. Ce matériau remarquablement résistant, souple et bon marché, démontrait d'emblée ses qualités constructives en franchissant en une seule portée les 115 mètres d'ouverture en arc de la Galerie des Machines à l'Exposition de Paris en 1889 et en élevant à 300 mètres de hauteur, à la même Exposition, la célèbre tour de l'ingénieur Gustave Eiffel.

L'acier est resté le matériau des records : il détient le record de la portée avec le pont suspendu Georges Washington à New-York, qui mesure 1.067 mètres entre pylônes, record déjà dépassé par le pont suspendu de la Porte d'Or à San Francisco, actuellement en cours de construction, qui mesurera 1.280 mètres de portée libre; il détient le record des portées en arc : 504 mètres d'ouverture au pont de Kill van Kull à New-York et au pont de Sydney en Australie; il détient le record de hauteur de gratte-ciel avec l'Empire State Building de New-York, de 108 étages et 380 mètres de hauteur; il détient le record de portée pour les plafonds horizontaux : 110 mètres sans appuis intermédiaires à la grande Halle de la Foire de Lille, 250 mètres dans les projets étudiés pour le concours de l'O.T.U.A. pour la construction du nouveau Palais des Expositions à Paris.

L'invention du béton armé a ouvert à l'acier un nouveau débouché très important : ce matériau trouva de vastes champs d'application dans les travaux de fondation, murs de soutènement, murs de quai, jetées, barrages, bâtiments, etc.

Aujourd'hui, les deux modes de construction, acier et béton armé, s'affrontent en une vive concurrence dans de nombreux domaines : ponts de faible et de moyenne portée, ossatures de bâtiments en-dessous de dix et même de quinze étages, halles et hangars, châteaux d'eau, petites maisons, etc.

Cette concurrence a été, et s'avère encore tous les jours, très utile pour les deux modes de construction, car elle les force continuellement à améliorer leurs techniques. Quels progrès n'a-t-on pas accomplis au cours de ces dernières années dans les qualités des ciments, dans la connais-

sance des agrégats et de leurs dosages granulométriques, dans la vibration mécanique, etc. Les progrès ont été non moins importants dans la construction métallique : amélioration de la qualité des aciers, introduction des aciers de construction à haute résistance et des aciers inoxydables, généralisation des constructions hyperstatiques, développement de la soudure, etc.

Les formes de la construction en acier se sont simplifiées en se débarrassant des treillis, des diagonales et des croix de Saint-André. La construction soudée a d'ailleurs puissamment contribué à cette simplification et y a ajouté la netteté et la pureté des surfaces sans saillies de goussets, couvre-joints, têtes de boulons ou de rivets.

En fait, la construction moderne en acier a fait application des principes de continuité, de *monolithisme*, engendrés par la technique du béton armé et elle a dépassé en perfection esthétique les réalisations sobres mais plus *lourdes* et plus *encombrantes* du béton armé. Les photographies de quelques ouvrages récents en acier démontrent ce fait mieux que de longs commentaires <sup>(2)</sup>.

Mais cette évolution des techniques du béton armé et de l'acier, quelles que soient les qualités théoriques et esthétiques qui en sont résultées, n'intéresse l'homme qui construit qu'en fonction des avantages et des économies directes et indirectes qu'il peut en tirer.

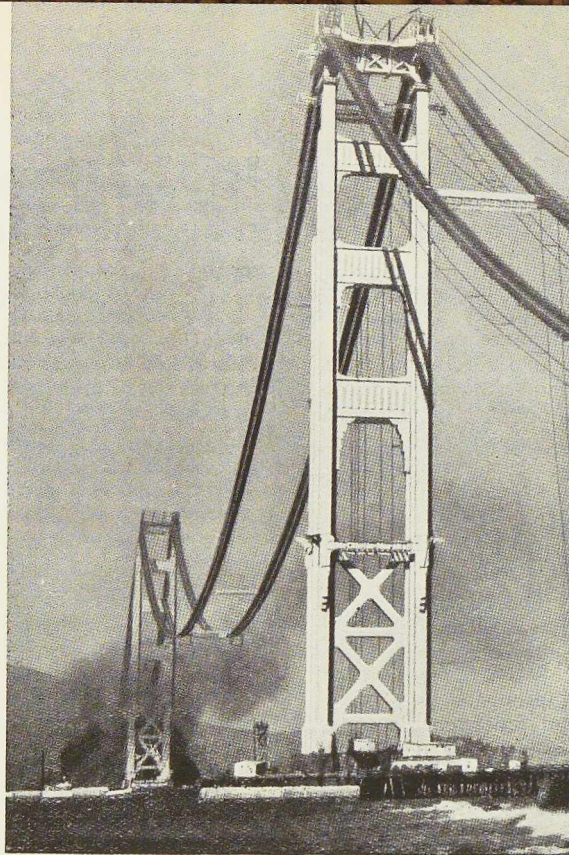
Dans les domaines de la technique, tout se réduit à des francs et centimes : on chiffre en francs et centimes le gain de place résultant de la réduction d'encombrement des poteaux et des poutres, le gain de temps réalisé en cours de construction, les économies à faire sur le budget d'entretien d'un immeuble. Les qualités esthétiques elles-mêmes de l'architecture des bâtiments n'échappent pas à cette règle : on y apporte d'autant plus de soins que c'est là un facteur dont peut dépendre largement la valeur de l'immeuble.

La construction à ossature métallique est-elle plus chère ou moins chère que la construction

<sup>(2)</sup> Les photographies projetées montraient notamment les pylônes du *Golden Gate Bridge* à San Francisco (hauteur : 210 mètres; poids : 20.000 tonnes), divers ponts Vierendeel soudés sur le canal Albert, certains chevalements de mine en Allemagne, les auvents parapluie à la gare du Quartier-Léopold à Bruxelles, l'auvent vitré devant la gare de Duisbourg, les nouveaux sheds de la Compagnie Austin à Cleveland et le grand château d'eau de Baltimore aux Etats-Unis.

<sup>(1)</sup> Le texte du présent article est extrait de la conférence que notre directeur, M. Rucquoi, fit le 18 janvier dernier devant la Chambre des Entrepreneurs du Pays de Liège.





**Fig. 168.** Le pont de la Porte d'Or à San Francisco, dont la construction est très avancée, aura une portée libre de 1.280 mètres.

(D'après *Engineer* du 24 juin 1936.)

en béton armé pour les gros immeubles tels qu'on en construit en grand nombre actuellement dans notre pays? Telle est la question concrète qui intéresse les constructeurs; c'est là que réside le vrai nœud du problème.

Le prix d'un immeuble comprend: 1° la dépense de construction; 2° les frais d'entretien.

### I. Dépense de construction

Le devis de l'entreprise fait généralement apparaître, en Belgique, un supplément plus ou moins important pour les solutions en ossature métallique par rapport aux solutions en béton armé. Il est bien évident que certaines constructions se prêtent mieux que d'autres à l'un des deux modes de construction, et il apparaît même que, dans les conditions actuelles du marché des matériaux et de la main-d'œuvre, le devis d'une construction métallique de dimensions moyennes sera généralement plus élevé que celui d'une construction en béton armé. Cela ne signifie pas, comme nous le montrerons tout à l'heure, que la solution métallique soit plus chère, compte tenu de la valeur rentable de l'immeuble et des

diverses charges financières incidentes. Mais il faut reconnaître que le devis de l'ossature métallique subit un sérieux handicap, en Belgique, par rapport à l'ossature en béton armé. Nos entrepreneurs, en effet, se sont tous spécialisés depuis de nombreuses années dans la construction en béton armé, leur matériel et leurs méthodes ont été adaptés à ce matériau et constamment perfectionnés, leur personnel est parfaitement rompu aux travaux du béton armé. Il n'en est pas du tout de même pour la construction à ossature métallique, qui n'a encore reçu que quelques applications isolées en Belgique. Nos entrepreneurs ne savent pas tirer de ce mode de construction tout le parti, tous les avantages économiques qu'il comporte. En fait, toute l'organisation du chantier doit être étudiée en fonction de l'ossature métallique: c'est la vitesse de montage de l'ossature qui fixe le rythme des travaux de tous les autres corps de métier; les coffrages pour la confection des planchers et pour l'enrobage des poutres et des colonnes, au lieu d'être portés et soutenus de l'extérieur, sont attachés à l'ossature même; les échafaudages pour la construction des murs de

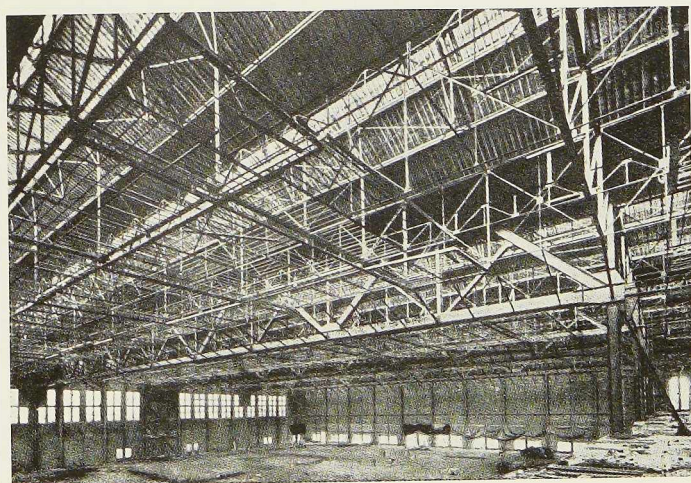




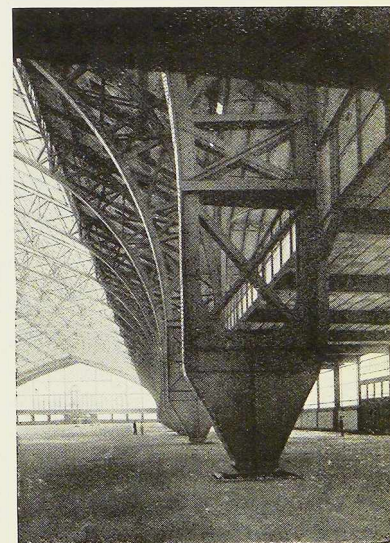
**Fig. 169.** L'Empire State Building à New-York détient actuellement le record de hauteur avec 380 mètres de hauteur et 108 étages.



**Fig. 170.** Chevalement en arc à 2 rotules d'un charbonnage rhénan : bel exemple d'architecture industrielle.



**Fig. 171.** La grande halle de la Foire de Lille est la plus large salle à toiture horizontale. Portée libre = 110 m × 114 m.



**Fig. 172.** La galerie des Machines de l'Exposition de Paris de 1889 avait 115 mètres de portée libre en arc.

façade ne montent plus du sol, mais descendent des parties supérieures de l'ossature; les escaliers métalliques sont montés en même temps que l'ossature et précèdent tous les autres travaux, procurant ainsi l'avantage d'accès faciles aux étages pour tous les corps de métier. L'ossature métallique sert de gabarit très précis pour la construction des murs, cloisons et planchers: l'exactitude des cotes de niveau, des dimensions, des aplombs et des angles est observée avec une grande rigueur, sans perte de temps et à beaucoup moindres frais.

En bref, l'ossature métallique permet de réaliser une *organisation industrielle* du grand bâtiment et ainsi de réduire considérablement les délais d'exécution et le prix de la construction.

Mais ce résultat ne dépend pas seulement de l'entrepreneur. Il dépend aussi et avant tout de l'architecte, ou plus exactement de l'*organisation des études*.

L'étude des grands immeubles modernes implique tellement de problèmes techniques: calculs de résistance et de stabilité, calcul de chauffage central, des distributions d'électricité, d'eau, etc., étude des ascenseurs et monte-charges, problèmes d'étanchéité, qualité des matériaux, etc., qu'aucun architecte, fût-il même ingénieur-architecte, ne peut plus prétendre établir seul le projet et les spécifications dans tous leurs détails. Il conviendrait qu'il s'adjoigne des ingénieurs-conseils spécialistes: de cette manière, ses plans comporteraient toutes les indications complètes nécessaires et il n'y aurait plus en cours d'exécution ni contre-ordres, ni arrêts, si nuisibles à l'organisation industrielle des chantiers et à l'économie de l'entreprise.

Actuellement, chaque fois que se présente une difficulté technique dans l'étude d'un bâtiment, l'architecte endosse à l'entrepreneur le soin d'en trouver la solution. L'entrepreneur n'est plus seulement l'exécuteur des plans et spécifications de l'architecte, il est devenu le véritable technicien du bâtiment, chargé de résoudre tous les problèmes difficiles avec l'aide de son propre bureau d'études ou d'ingénieurs-conseils à sa solde et des services techniques de ses fournisseurs.

C'est une erreur. L'architecte, s'il veut garder le rôle qui lui revient, doit assumer lui-même la charge et la responsabilité complète des études. Ses honoraires devraient évidemment être raisonnablement augmentés en conséquence.

Quant à l'entrepreneur, pour remplir sa mission de chef d'industrie avec les énormes responsabilités civiles et même pénales qu'elle comporte, pour remplir son rôle d'organisateur de chantier, de chef et d'arbitre des nombreux four-

nisseurs et corps de métier qu'il doit choisir avec discernement, auxquels il doit imposer des contrats précis et sévères et dont il doit diriger et surveiller attentivement les travaux, pour tenir enfin avec ordre, méthode et exactitude la comptabilité des importants mouvements de fonds qu'il administre, il faut qu'il se libère de l'entrave d'être lui-même un des exécutants. Le rôle de l'entrepreneur peut être comparé au *chef d'orchestre*, qui ne peut pas diriger un grand nombre de musiciens en jouant lui-même d'un instrument.

Les entrepreneurs se sont déjà débarrassés sur de nombreux sous-traitants de pas mal de travaux dont ils assumaient eux-mêmes auparavant l'exécution. Les entrepreneurs n'ont en général plus d'ateliers de menuiserie, ils confient tous leurs transports à des tiers, ils donnent les travaux de terrassement à des sous-entrepreneurs; le ferrailage et le coffrage dans les travaux de béton armé sont cédés à des tâcherons travaillant à la pièce; les installations de plomberie, de chauffage, d'électricité, les travaux de plafonnage, de peinture, de carrelage, de couverture, etc., sont confiés à des sous-traitants. La dernière étape qui reste à franchir consiste à donner la maçonnerie et le béton à des sous-entrepreneurs. Ce jour-là, l'entrepreneur général n'aura plus à son service un seul ouvrier: son personnel comprendra uniquement des ingénieurs, techniciens et dessinateurs d'exécution, des surveillants et pointeurs de chantier et un bon service de comptabilité; il pourra consacrer toute son attention sur l'organisation des chantiers, l'établissement correct des devis, les contrats avec les fournisseurs et la direction des travaux.

Ainsi organisé, sur un pied industriel, le bâtiment fera une place beaucoup plus importante aux modes de construction simples, rationnels et rapides, qui conduiront au maximum d'économie. La maçonnerie de briques, le béton confectionné au chantier devront céder le pas aux éléments fabriqués en usine qui n'exigeront, sur le chantier, que des opérations de montage. Le développement de la construction à ossature métallique est fonction de cette évolution nécessaire de l'industrie du bâtiment.

\*  
\*\*

Le prix réel d'une construction ne consiste pas seulement dans le chiffre payé par le propriétaire à son entrepreneur général et à son architecte, mais comprend aussi l'intérêt intercalaire de son argent.

Un gain de temps de six mois dans la durée d'exécution des travaux sur un bâtiment de 10 millions représente une économie d'intérêts



de 250.000 francs au taux de 5 %. De gros efforts restent à faire chez nous pour réduire les délais de construction; on s'en convaincra en jetant un coup d'œil sur le diagramme d'avancement des travaux d'un gratte-ciel américain, dont les 72 étages furent terminés, clés sur portes, en moins de douze mois <sup>(1)</sup>. « Tour de force », direz-vous. Non pas ! Les ouvriers ne travaillèrent qu'en une seule équipe de huit heures par jour, cinq jours par semaine, et dans les douze mois de durée de la construction, il y eut deux mois de grève générale.

Une dernière considération concernant le calcul du prix réel d'une construction : ce qui intéresse l'occupant, c'est la surface et le volume utiles. Le locataire ne paiera aucun loyer pour la surface occupée par les colonnes ni pour le volume occupé par les poutres. Plus que cela : la place prise par une colonne est non seulement perdue, mais elle est souvent nuisible : c'est ainsi que les nouveaux magasins Kress à New-York ont supprimé toute colonne au rez-de-chaussée, réalisant une portée libre de 30<sup>m</sup>50 de largeur, surmontée de dix étages <sup>(2)</sup>.

C'est en tenant compte de l'économie résultant du gain de place que l'ossature métallique fut adoptée, de préférence à l'ossature en béton armé, pour la construction du nouvel Institut de Chimie et de Métallurgie au Val-Benoît, à Liège : On avait projeté initialement d'utiliser une ossature non apparente en béton armé. « D'après les études faites, écrit M. le professeur Campus <sup>(3)</sup>, je me trouvai d'accord avec mon collègue, M. P. Chantraine, pour proposer de substituer une ossature métallique à l'ossature en béton armé pour le corps principal et les ailes du bâtiment. Moyennant une conception spéciale de la charpente, on a pu gagner un mètre de largeur et conserver les distances de 5 mètres de plancher à plancher avec une hauteur libre de 4<sup>m</sup>20 environ; en même temps, on a réalisé une diminution de volume total bâti d'environ 17 % par rapport à l'ossature en béton armé. »

## II. Frais d'entretien

Les frais d'entretien d'un immeuble, ce n'est pas seulement les dépenses de peinture, de ravalement des façades, de réfection des toitures, c'est surtout les transformations et modifications plus ou moins profondes qu'il faut apporter, à des intervalles de temps de plus en plus rapprochés, pour le maintenir en état de rentabilité. Une salle de spectacle, un cinéma construits il y a dix ans

ne répondent plus aux goûts du jour, une salle plus moderne leur enlève leur clientèle; un grand magasin doit subir des transformations continues. On évalue à vingt ans la durée moyenne d'existence d'un immeuble commercial moderne; cela revient à dire qu'après ce laps de temps il faudrait le démolir pour le reconstruire entièrement. Le propriétaire qui fait construire une salle de spectacle ou un grand magasin devrait demander à son architecte d'envisager, dans ses prévisions de prix, le coût probable de la démolition de l'immeuble. Supposez que la démolition d'une salle en béton armé coûte 250.000 francs, y compris la perte de loyer pendant la durée des travaux, cela représente une augmentation du prix actuel de la construction (la somme étant capitalisée pendant vingt ans au taux de 5 % l'an) de 100.000 francs. Le propriétaire qui néglige cette somme dans ses prévisions financières commet une erreur impardonnable.

Et s'il s'agit seulement d'apporter certaines modifications au bâtiment pour installer un nouvel ascenseur, un escalier roulant, une nouvelle vitrine, un nouveau système d'éclairage, de chauffage, de conditionnement de l'air, etc., on s'apercevra que la démolition du béton peut coûter 1.000 francs le mètre cube, tout en exigeant un temps très long et occasionnant beaucoup de poussière et de bruit. Ces travaux de transformation, si l'on veut en tenir compte dans le capital investi dans l'immeuble, pourraient bien nécessiter le doublement des 100.000 francs envisagés ci-dessus.

La construction à ossature métallique présente sous ce rapport des facilités et une économie considérables qu'il est inadmissible de négliger.

Ce qui est vrai pour les salles de spectacles et pour les grands magasins l'est aussi, bien qu'à un degré moindre ou moins immédiat, pour les immeubles à appartements. Ce serait folie de s'imaginer que tous ces grands bâtiments que l'on édifie aujourd'hui seront encore rentables dans dix, vingt ou trente ans. Un certain nombre pourront être avantageusement démolis; la grande majorité devra subir des transformations plus ou moins importantes. Voyez les appartements que l'on construit actuellement à Paris, à Londres ou à New-York, vous vous rendrez compte que nos formules d'appartements de chez nous pourraient bien encore évoluer considérablement.

La construction en béton armé rend difficiles et coûteuses ces transformations éventuelles. Quels sont les propriétaires qui en tiennent compte dans leurs calculs de rentabilité? Quels sont les architectes qui attirent l'attention de leurs clients sur ce point important?

L. R.

<sup>(1)</sup> Ce diagramme a paru dans *L'Ossature Métallique*, n° 1, 1936, p. 15.

<sup>(2)</sup> Voir *L'Ossature Métallique*, n° 9, 1936, p. 402.

<sup>(3)</sup> Voir *L'Ossature Métallique*, n° 2, 1932, p. 28.





Fig. 173. Vue d'ensemble du nouveau bâtiment de l'hôpital allemand de Londres.

## L'hôpital allemand de Londres

La construction de l'hôpital allemand de Londres a été réalisée en 1860. Les architectes, Sir John Burnet, Tait et Lorne, ont dernièrement construit un bâtiment remarquable constituant un agrandissement de cet hôpital.

La nouvelle construction, dont la forme générale en plan se présente comme une lettre L, est à quatre étages. Elle est à ossature métallique, exception faite pour les balcons en porte à faux et les cages d'escalier qui sont en béton armé.

Les colonnes de l'ossature sont espacées de 3<sup>m</sup>80 d'axe en axe. Les cloisons intérieures sont en béton poreux de 11,5 cm d'épaisseur ou en élé-

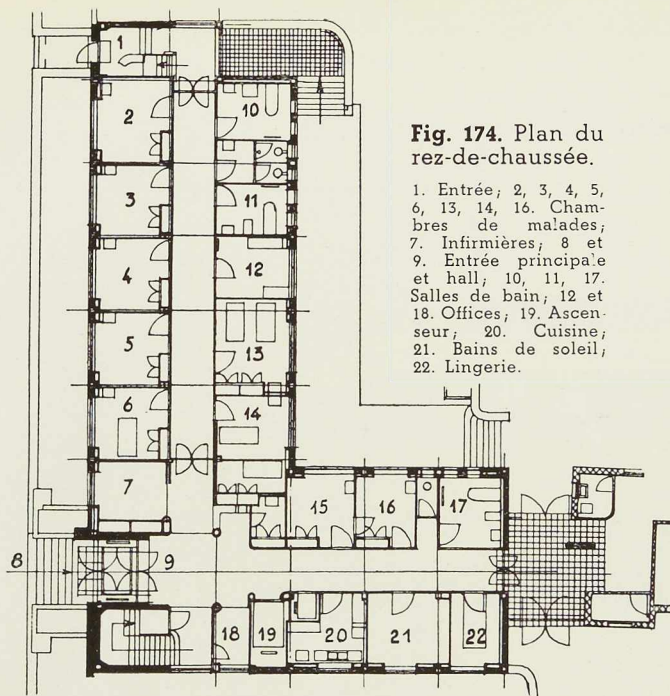
ments creux en terre cuite de 8 cm d'épaisseur. Un revêtement en celotex est employé là où l'isolation doit être particulièrement soignée.

La façade est en briques silicieuses, couleur chamois, à l'exception des trumeaux du dernier étage qui sont revêtus de terre cuite émaillée. L'entrée est bien marquée par une marquise en béton armé, dont la face inférieure est peinte.

Les corridors ont une largeur de 2<sup>m</sup>15 à tous les étages, sauf à l'étage réservé aux infirmières, où ils ont 1<sup>m</sup>50 de largeur. Les portes des salles de malades sont larges de 1<sup>m</sup>10. Elles sont équipées de chambranles en acier; de même un

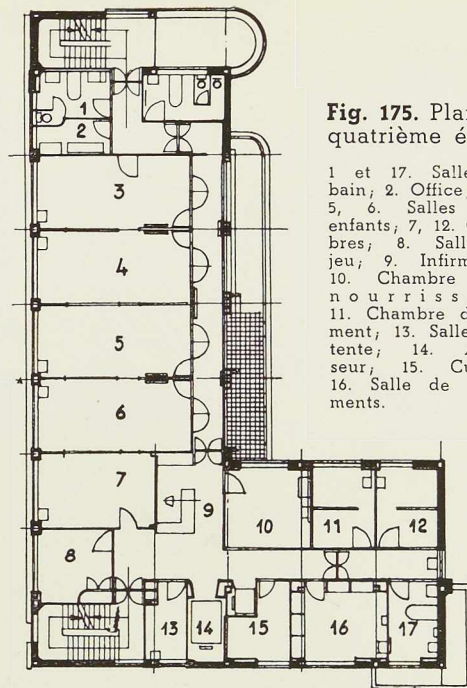






**Fig. 174.** Plan du rez-de-chaussée.

1. Entrée; 2, 3, 4, 5, 6, 13, 14, 16. Chambres de malades; 7. Infirmières; 8 et 9. Entrée principale et hall; 10, 11, 17. Salles de bain; 12 et 18. Offices; 19. Ascenseur; 20. Cuisine; 21. Bains de soleil; 22. Lingerie.



**Fig. 175.** Plan du quatrième étage.

1 et 17. Salles de bain; 2. Office; 3, 4, 5, 6. Salles pour enfants; 7, 12. Chambres; 8. Salle de jeu; 9. Infirmières; 10. Chambre pour nourrissons; 11. Chambre d'isolement; 13. Salle d'attente; 14. Ascenseur; 15. Cuisine; 16. Salle de pansements.

couvre-joint métallique est utilisé entre le mur et la plinthe, qui est en linoléum.

Les salles et les chambres de malades ont des planchers recouverts de linoléum et les murs sont revêtus d'un enduit au plâtre. Les châssis de fenêtres sont en métal peint et possèdent neuf panneaux (trois dans le sens de la largeur et trois dans le sens de la hauteur). Le panneau supérieur, placé au milieu, et les panneaux inférieurs ne sont pas ouvrants.

L'éclairage artificiel est assuré, dans les chambres des malades, par une grande et une petite lampes, cette dernière étant utilisée comme lampe de nuit. A côté de chaque lit, se trouvent une lampe pour la lecture, une prise de courant pour la T.S.F. et un interrupteur pour la signalisation lumineuse. Ce système de signalisation lumineuse élimine toutes les sonneries. Chaque malade

peut écouter la T.S.F. au moyen d'un casque, en se branchant sur la prise de courant individuelle.

Deux étages sont réservés aux malades payants, un étage aux infirmières, un étage à la Maternité et le dernier étage aux enfants. Ce dernier possède une grande salle subdivisée par des cloisons, vitrées dans leurs parties supérieures. Sur le toit se trouve un jardin suspendu, entouré de murs de briques et bien garni de fleurs.

L'impression générale qui se dégage de cette remarquable construction est qu'elle est traitée avec une grande simplicité, et avec le souci constant de satisfaire à toutes les exigences du confort et de l'hygiène <sup>(1)</sup>.

<sup>(1)</sup> La revue anglaise ARCHITECTURAL DESIGN AND CONSTRUCTION a publié dans son numéro de décembre 1936 une intéressante description de cet hôpital.

**Fig. 176.** Vue prise du nord-est. On remarque les balcons pour les malades à une des extrémités du bâtiment et le balcon pour bains de soleil à l'étage supérieur, réservé aux enfants.



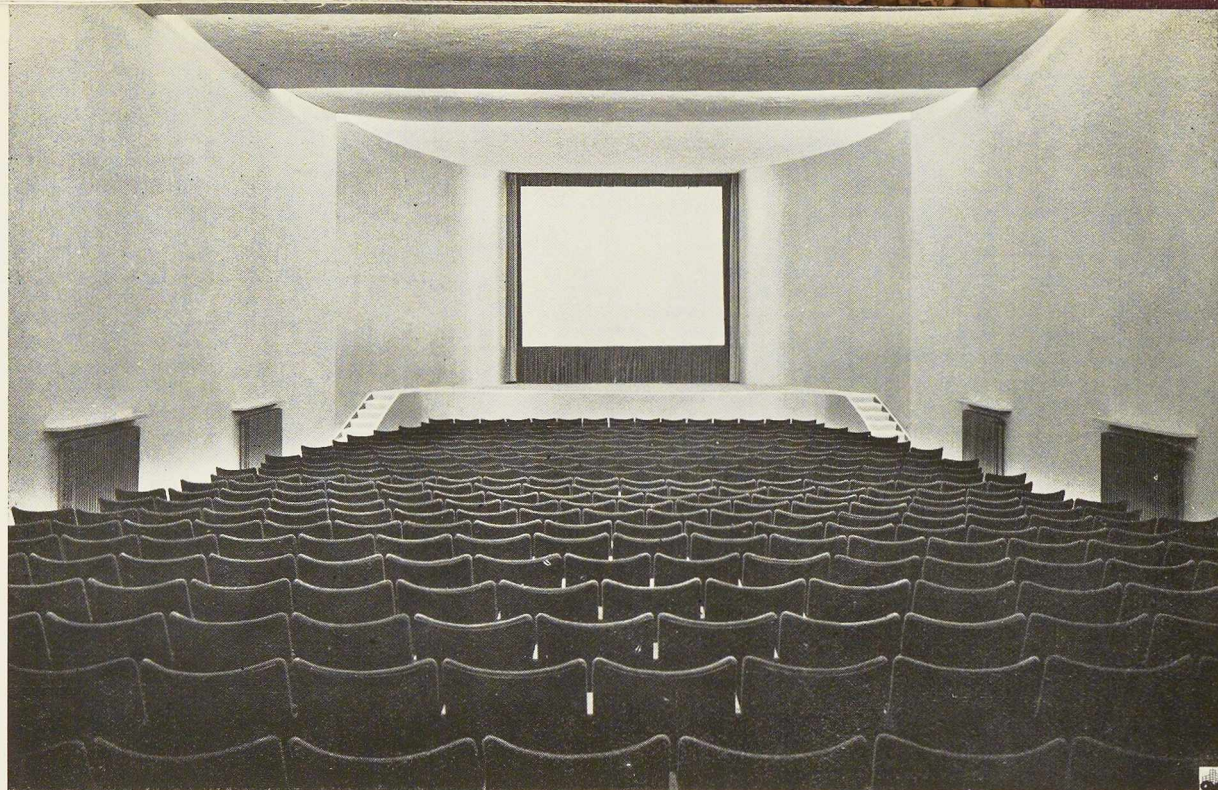


Fig. 177. Vue de la nouvelle salle de cinéma construite à Etterbeek par l'architecte V. Bourgeois.

LE GOUT ÉVOLUE, LES FAUBOURGS RENAISSENT...

## Un cinéma moderne dans le vieil Etterbeek

Architecte : Victor Bourgeois

Depuis une quinzaine d'années, je m'intéresse aux choses de l'écran. J'ai dû étudier la conception et l'interprétation, la production et l'exploitation des films. Je dois l'avouer : en Belgique, c'est l'aspect architectural du spectacle cinématographique qui m'a donné les satisfactions les plus sereines.

Si le meilleur film ne peut rivaliser de profondeur et de distinction avec la meilleure œuvre littéraire, les bonnes salles de cinéma sont aussi bien construites et mieux équipées que les théâtres les plus renommés. Les exigences de la vue et de l'ouïe ainsi que le culte du confort et les nécessités de la concurrence ont renouvelé le goût et les besoins du public qu'attirent les cinémas. Dans ce domaine, notre pays s'est honorablement défendu et nous pouvons sans forfanterie comparer certains de nos efforts de construction aux réalisations heureuses des pays voisins.

Actuellement l'agglomération bruxelloise assiste même à un phénomène curieux : les salles de quartiers, ces parents pauvres du commerce et de l'art, se mettent à avoir des coquetteries de grandes salles du centre des capitales. Les faubourgs s'adaptent et se modernisent. Les petites dépenses des chantiers modestes ne sont-elles pas plus contagieuses que les initiatives onéreuses des boulevards centraux ? Il y a plus. L'amélioration limitée et la remise à neuf de ce qui existe déjà favorisera plus la reprise des affaires et l'évolution générale que démolition et reconstruction intégrales, forcément peu nombreuses.

Ne nous le dissimulons point d'ailleurs. Ces progrès partiels sont plus délicats et plus difficiles que les métamorphoses totales. Que de difficultés de conception et d'exécution !

Ajouter une salle de cinéma dans un immeuble où règnent déjà une salle de bal et ses annexes, c'est faire quelques amputations locales et un



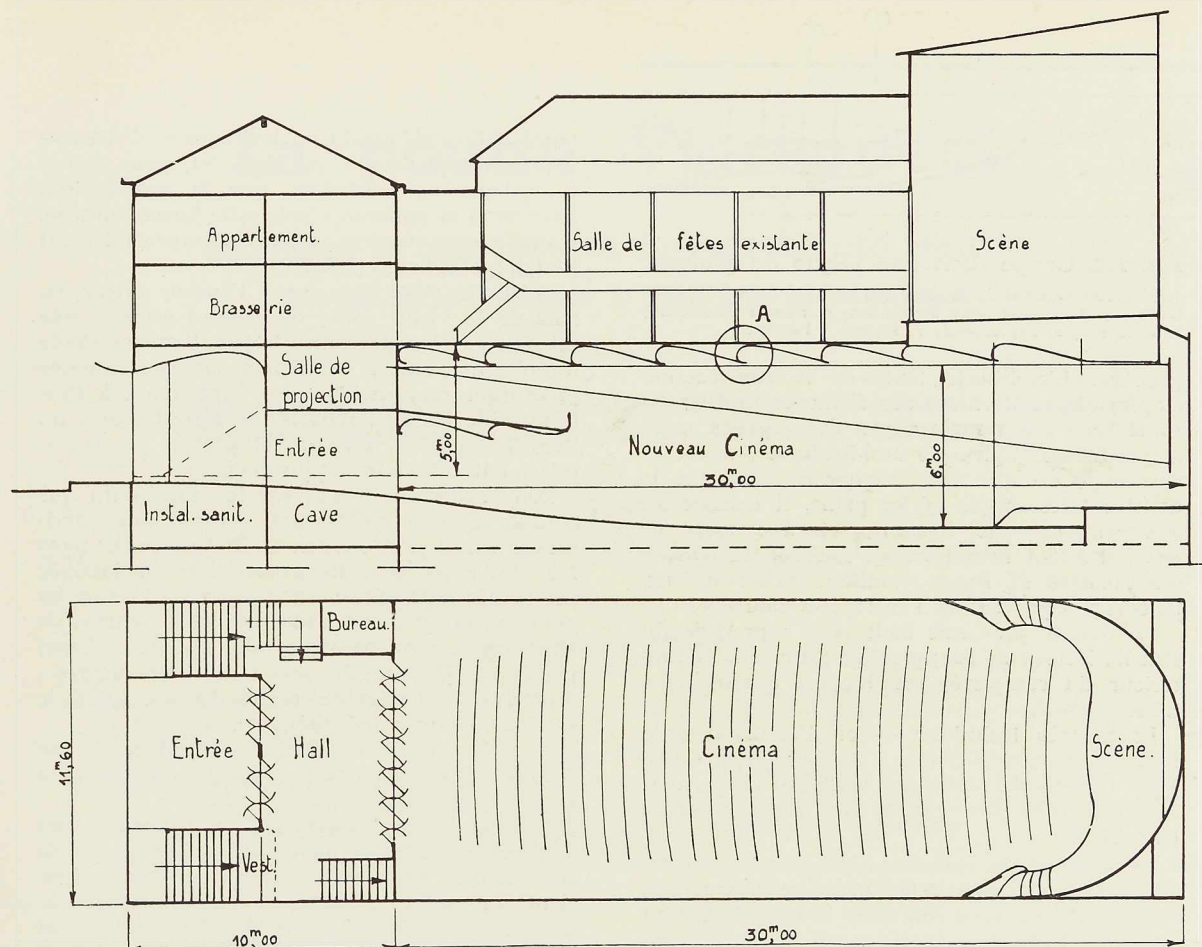


Fig. 178 et 179. Coupe longitudinale et vue en plan de l'immeuble après transformation.

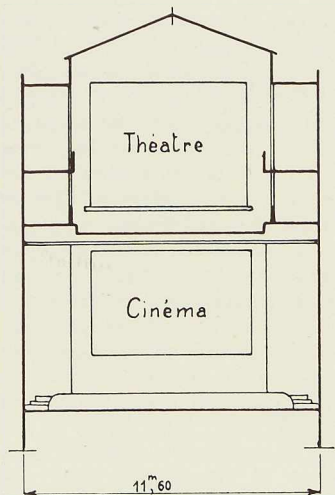


Fig. 180. Coupe transversale après transformation montrant bien l'utilisation intégrale du volume bâti.

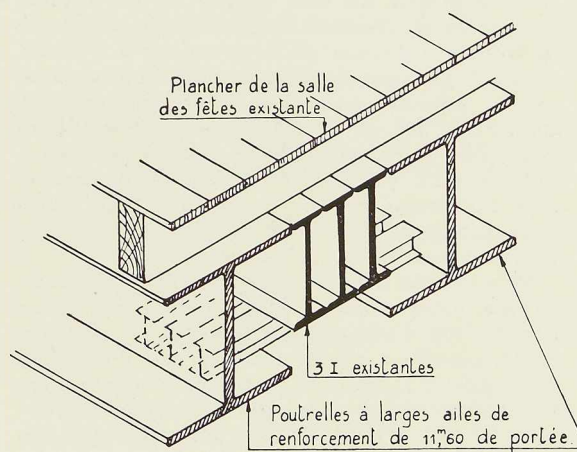
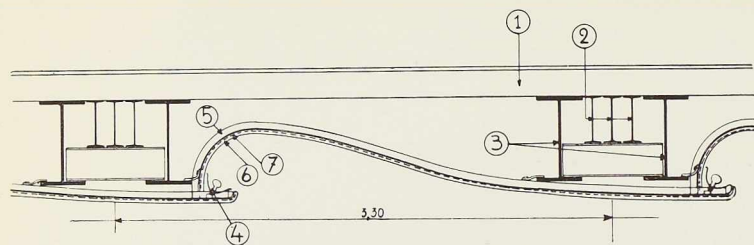


Fig. 181. Détail A de la figure 179 montrant le renforcement des poutrelles existantes qui reposaient sur trois appuis distants de  $2 \times 5^m80$ .



**Fig. 182.** Coupe dans une vague du plafond.

1. Plancher existant de la salle des fêtes; 2. Poutrelles existantes; 3. Poutrelles Grey de renfort; 4. Rampe lumineuse; 5. Cornière; 6. Farcométal; 7. Enduit à l'amiante.

greffage. L'architecte tente de la construction « opératoire », il enlève des éléments inutiles ou nuisibles qu'il remplace par des organes sains et productifs. Chirurgie architecturale, donc.

Dans le cas que nous analysons, ainsi que le montrent les coupes et les plans, il existait un appartement, une brasserie et une salle de fêtes. Il fallait introduire au sous-sol un cinéma qui, malgré sa basse situation, devait devenir l'élément essentiel de l'entreprise nouvelle.

Un double problème était posé : prestige du cinéma à front de rue; prestige du cinéma à l'intérieur du complexe, par rapport à l'ancienne salle.

Le progrès technique — en l'occurrence, le métal — résout facilement ces questions. Grâce à ses moyens de robustesse invisible, ne permet-il pas de faire plus grand, avec moins d'espace (fig. 177).

La façade de la maison originelle reposant entièrement, sans en avoir l'air, sur une poutre Grey de 70 cm, voici comment le hall d'accès est couvert : d'abord par un auvent de courbe connexe, ensuite par un plafond oblique qui monte, enfin par une courbe concave qui redescend et se confond avec un mur vertical. Ce triple mouvement ouvre, étend et résorbe, quelle sûre façon de donner l'illusion de la grandeur à l'entrée, d'autant plus que le plan incliné du pavement, par sa descente aussi peu raide que possible, accentue le pouvoir de sollicitation de l'ensemble!

Le plan ayant accompli sa part de cette fonction, il reste aux parois du hall de disparaître sous l'opulence des moyens publicitaires : affiches, lumières. En ce moment, la haute sagesse de l'architecture est de savoir s'effacer.

Mais entrons dans la salle (fig. 177). Cette cave-cinéma, glissée sous un édifice indifférent, donne l'impression d'une construction qui est née sans effort, où elle a voulu. Seul, le peu d'élévation de la galerie rappelle la condition première d'enfouissement. Et pourtant grandes étaient les servitudes! Huit groupes de trois poutrelles appuyées sur trois murs, soutenaient l'ancienne salle des fêtes. Le mur médian saute. Deux poutrelles Grey, reliées par des petites poutrelles et enrobées dans de l'amiante, viennent renforcer chacun des anciens groupes (fig. 181). Efficaces contre l'in-

cendie, elles déterminent les vagues si harmonieuses du plafond. C'est, en effet, pour cacher le système de poutrelles, que la combinaison farcométal et amiante a pris cette forme ondulée, laquelle, au surplus, organise impeccablement l'éclairage indirect (fig. 182).

Précisons aussi que, sous l'ancien gîte en bois de la vieille salle, ce plafond remplit une mission de sécurité contre le feu, à quoi s'ajoute un rôle excellent d'isolation acoustique. Aucune précaution raisonnable n'est superflue : à l'extrémité de la salle, sous la scène supérieure, un hourdis en béton renforce et protège plus complètement cet endroit plus menacé.

Demeurons un instant sur le proscénium qui étonne certains spectateurs, comme une survivance. Ces esprits modernes se trompent. Dans tous les cinémas, cette avant-scène est justifiée par la nécessité optique d'éloigner de l'écran les premiers rangs d'assistants. Dans les cinémas de faubourgs ou de banlieue, elle s'explique aussi par le fait que la salle sert à plusieurs usages : conférences ou fêtes de sociétés locales, spectacle varié de genre music-hall, etc.

Et voilà qui nous amène naturellement aux devoirs propres et à la psychologie du cinéma à rayonnement restreint.

Tout en restant intime, il doit honorer ses habitués. Comme ils habitent à quelques pas de là, n'ont-ils pas certains droits sur leur voisin et notamment, celui d'être impressionnés par son aisance, par sa richesse, un peu les leurs? C'est pourquoi l'encadrement de l'avant-scène est doré et si son tapis est sombre, c'est par crainte des réflexions.

Mais l'écran lui-même, auquel on accède par deux aimables escaliers, évite d'être grand et d'humilier. Il est présenté, comme dans un écran, au fond d'un rétrécissement progressif de la salle : synthèse provisoire de la parade et de la bienvenue, du respect et de la cordialité.

Nous venons de faire allusion au caractère provisoire de la solution adoptée. Elle est la loi de l'architecture des spectacles. Les plaisirs changeant, leurs architectes deviennent les serveurs du momentané. Où sont-elles les constructions éternelles d'antan? Les matériaux eux-mêmes, qui ne plient jamais, doivent pouvoir se démonter. Aussi l'ossature métallique qui se désassemble rapidement comme un jouet perfectionné, convient-elle particulièrement aux temples éphémères de nos joies. Dans cinq ou six ans, elle resservira à la création accélérée d'un visage nouveau... Voué au changement, notre siècle exige cette souplesse. Ils sont condamnés à l'inaction les matériaux qui ne peuvent être opportunistes.

**Pierre Bourgeois.**



# La poutre Vierendeel

## MÉTHODE DE CALCUL PAR OUVERTURE DES MAILLES PAR SECTIONNEMENT D'UNE DES MEMBRURES

2<sup>e</sup> Mémoire (1)

### Application aux longerons du nouveau pont du Val-Benoît à Liège Lignes d'influence et comparaisons diverses, avant-projets

par Louis Baes,  
Ingénieur (I. C. M.),  
Professeur à l'Université de Bruxelles

#### Table des Matières

- I. Résumé de la méthode.  
1. Rappel des principes.  
2. Avantages de la méthode.
- II. Exemple de calcul des variables hyperstatiques d'une poutre Vierendeel à bride supérieure parabolique, sollicitée par des charges fixes localisées à l'aplomb des montants.  
3. Formules générales relatives au panneau courant.  
4. Données numériques principales de la travée centrale du pont du Val-Benoît.  
5. Position des points d'inflexion dans les montants.  
6. Equations à appliquer pour le calcul des variables hyperstatiques.  
7. Calcul préalable des  $U'_{\infty}$ .  
8. Forme des équations en  $U'$ .  
9. Exemple de calcul pour la poutre du pont du Val-Benoît portant une charge unique  $P'_0$ .  
10. Conclusions relatives au calcul des variables hyperstatiques pour un état de charge donné.
- III. Achèvement de l'étude pour un état de charge donné :  
Diagrammes des M, N, T.  
11. Sollicitation d'un montant.  
12. Sollicitation des tronçons des membrures.  
13. Application numérique au pont du Val-Benoît, portant une charge unique  $P'_0$ .
- IV. Charges mobiles sur une poutre Vierendeel à bride supérieure parabolique. Lignes d'influence.  
14. Ligne d'influence des  $U'$ .
15. Lignes d'influence intéressant les montants.  
16. Lignes d'influence intéressant les membrures.
- V. 17. Conclusions importantes concernant l'établissement d'un avant-projet de poutre Vierendeel à bride supérieure en parabole du second degré.
- VI. Quelques éléments de comparaison de la poutre Vierendeel cintrée et de la poutre bow-string ordinaire.  
18. Cas de charge uniforme complète.  
19. Cas de charges mobiles.
- VII. 20. Conséquence d'un raidissement important de la bride inférieure :  $\frac{I''}{I'} = 8$ .

#### Note complémentaire

- VIII. Etude comparative de la poutre cintrée du Val-Benoît à 11 panneaux et d'une poutre de hauteur constante également à 11 panneaux.  
21. Equations de la poutre droite.  
22. Diagrammes des M, N, T pour un état de charge fixe.  
23. Lignes d'influence.  
24. Quelques remarques.
- IX. Conclusions générales.

(1) Ce deuxième mémoire a fait l'objet d'une conférence que nous avons donnée le 2 décembre 1936 à l'Association belge pour l'Etude, l'Essai et l'Emploi des Matériaux.

Il fait suite au mémoire sur le même sujet que nous avons publié dans le numéro d'octobre 1936 de L'OSSATURE MÉTALLIQUE, mémoire auquel nous renvoyons pour l'exposé de la méthode, les notations et les équations générales. Il en constitue l'application concrète à un cas numérique bien déterminé et a pour but essentiel de faire apparaître la remarquable simplicité de la méthode.

Nous avons fait appel pour cette étude d'application à la

collaboration de plusieurs jeunes ingénieurs, anciens élèves de l'Université de Bruxelles. Nous les remercions vivement de leur travail, grâce auquel ce deuxième mémoire suit de très près celui qui a précisé les principes.

Les calculs numériques, forcément assez longs, qui sont résumés dans ce deuxième mémoire et les épures qui l'accompagnent ont été effectués avec grande conscience et méthode par MM. J.-M. PAPPART et F. PIETTE, assistants du Fonds Tassel, tandis que M. L. BLANJEAN, assistant du Fonds Tassel et M. F. TEMMERMAN, assistant à l'Université, exécutaient les essais de photo-élasticité que la présente étude comporte.



## I. Résumé de la méthode

### 1. Rappel des principes

Tous les principes de la méthode appliquée ci-après ont été exposés dans notre premier mémoire d'octobre 1936. On sait que cette méthode est une des seules qui tirent parti de la propriété fondamentale très caractéristique suivante : *les trois inconnues hyperstatiques d'un des panneaux d'une poutre Vierendeel n'influencent que les quatre pièces qui constituent ce panneau et aucune autre.*

A la condition de transporter opportunément les variables hyperstatiques d'un panneau au point situé à mi-longueur de la droite joignant les points d'inflexion des montants encadrant le panneau, cette propriété ramène le problème du calcul à la résolution d'un système d'équations du 1<sup>er</sup> degré, en nombre égal au nombre de panneaux, et que nous désignons : *les équations aux 2 ou 3 U', ou des deux ou trois panneaux séparés par deux montants successifs.*

Nous faisons remarquer que ces équations des deux ou trois panneaux séparés par deux montants successifs jouent, pour la poutre Vierendeel ne portant que des charges à l'aplomb des montants, le même rôle que l'équation dite des trois moments, sur trois appuis successifs d'une poutre continue<sup>(1)</sup>. Elle est aussi importante que cette dernière; elle caractérise vraiment la méthode normale de calcul de la poutre Vierendeel. Son apparition dans les méthodes de calcul est appelée à apporter des simplifications au moins aussi grandes que celles qu'apporta pour le calcul des poutres continues, l'apparition de la formule de CLAPEYRON.

Cette évolution se poursuivra nécessairement, malgré toutes les réticences actuelles, car rien ne parvient à entraver la diffusion des méthodes de calcul simples et naturelles, surtout pour des problèmes relativement compliqués ou considérés comme tels.

### 2. Avantages de la méthode :

Il y a d'ailleurs à l'emploi de la formule des

(1) EQUATION DITE DE CLAPEYRON : Voir, au sujet de son introduction dans les méthodes de calcul à la place d'une méthode de NAVIER beaucoup plus longue, dans *Mémoires de la Société des Ingénieurs civils de France*, 1855, pp. 278 à 280, un court résumé d'un exposé fait par BERTHOT sur *Une nouvelle méthode graphique destinée à simplifier l'étude d'un projet de pont en tôle à poutres continues* et M. CLAPEYRON, *Calcul d'une poutre élastique reposant sur des appuis inégalement espacés* (*Comptes rendus de l'Académie des Sciences*, Paris, tome 45, 1857, pp. 1076 à 1080).

Il résulte de cette note que CLAPEYRON a appliqué sa méthode, pour la première fois, à la reconstruction de ponts détruits en 1848. Cette note contient l'équation des trois moments dans le cas d'appuis de niveau et de travées portant des charges uniformément réparties.

trois  $U'$  ou des trois panneaux, pour le calcul des ponts, *des avantages substantiels* :

a) Aucune nécessité d'effectuer le calcul par approximations successives, qui, au contraire, s'imposent pour d'autres méthodes ;

b) Aucun intérêt d'introduire des hypothèses auxiliaires, à corriger par la suite. (Cela tient à ce que les  $U'$  sont données par des expressions dont tous les termes sont de même signe, au lieu de dépendre de la différence de deux très grands nombres qui diffèrent très peu.) ;

c) Possibilité d'effectuer les calculs, ou en tout cas leur contrôle rapide, à la règle à calcul ;

d) Impossibilité de commettre une erreur quelconque quant au signe des variables hyperstatiques  $U'$ ,  $Z$ ,  $W$ . (En effet, pour les poutres de ponts appuyées à leurs deux extrémités ;

Tous les  $U'$  sont essentiellement positifs ;

Tous les couples  $W$  le sont également ;

Quant aux  $Z$  ils sont du signe de l'effort tranchant isostatique.)

Ce sont là des avantages considérables dans de tels calculs.

Enfin, on va voir que les lignes d'influence de tous les éléments du calcul de la poutre s'obtiennent sans la moindre difficulté, dès que l'on a obtenu les lignes d'influence des  $U'$ .

La discussion complète des variations subies par tous les éléments est donc possible avec certitude et l'on peut s'attacher dès lors à la recherche de méthodes simplifiées pour les avant-projets.

C'est ce qui sera montré ci-après.

Dans ce qui suit, nous rappelons d'abord les formules générales du problème et la forme simplifiée qu'elles prennent dans le cas où les deux brides ou membrures de la poutre ont le même moment d'inertie. Cette circonstance est celle qui en fait se présente pour les ponts et notamment pour le pont du Val-Benoît en construction à Liège pour la Société Nationale des Chemins de Fer Belges.

Nous donnons ensuite quelques éléments de comparaison des longerons de ce pont et des longerons bow-string ordinaires correspondants, dont les montants n'offrent donc pas de raideur dans le plan de la poutre.

Nous examinons en outre quel serait l'effet d'une augmentation importante de la raideur de la bride inférieure.

Enfin nous terminons par une note relative à une poutre de hauteur constante à onze panneaux également.



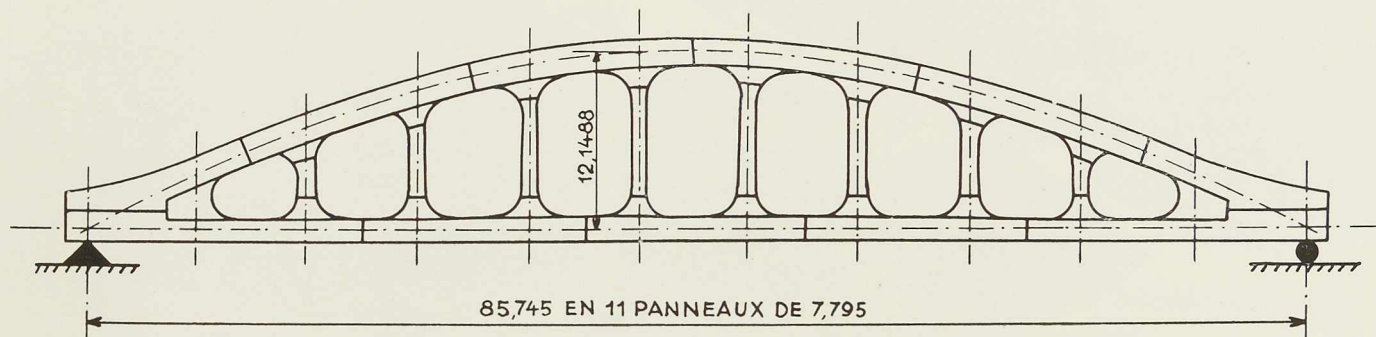


Fig. 183. Schéma des longerons du pont du Val-Benoît (travée centrale).

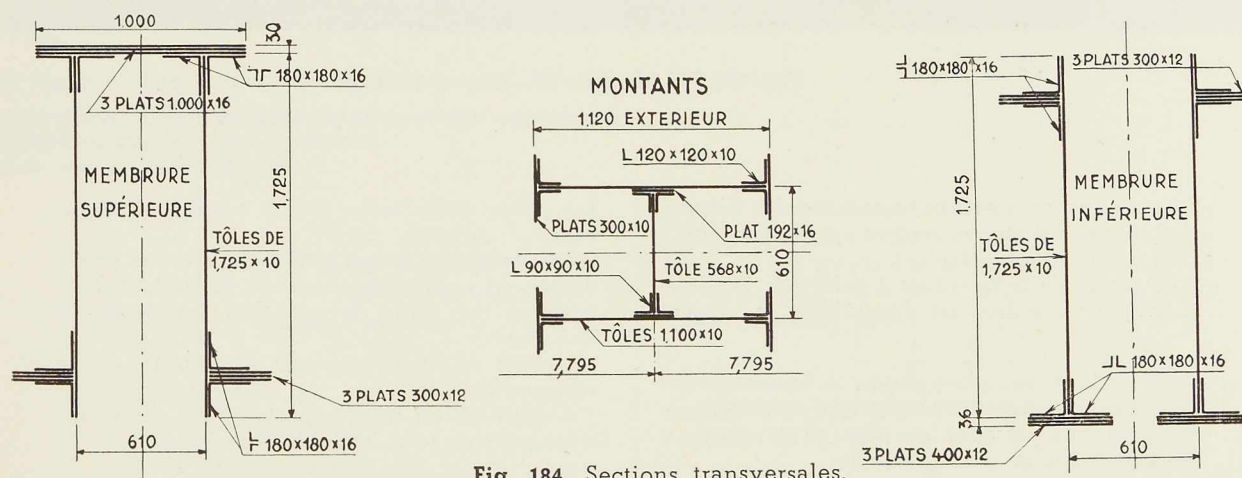


Fig. 184. Sections transversales.

## II. Exemple de calcul des variables hyperstatiques d'une poutre Viereedel à bride supérieure parabolique sollicitée par des charges fixes localisées à l'aplomb des montants

### 3. Formules générales relatives au panneau courant r :

(Voir le premier mémoire, L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 10, 1936.)

POSITION DES POINTS D'INFLEXION DANS LES MONTANTS :  
(Formules XIII).

Montants courants :

$$\frac{h'_r}{h_r} = \frac{\frac{b}{h_r} \frac{I_r}{J''_r} + 6}{\frac{b}{h_r} \left( \frac{I_r}{J''_r} + \frac{I_r}{J'_r} \right) + 12}$$

Montants extrêmes : même formule, mais 6 étant remplacé par 2,5 et 12 par 5.

EQUATIONS D'ÉLASTICITÉ DU PANNEAU :

Les équations III<sub>1</sub>, III<sub>2</sub>, III<sub>3</sub> du premier mémoire.

### APPLICATION AU PONT DU VAL-BENOIT, TRAVÉE CENTRALE

#### 4. Données numériques principales de ce cas :

Les longerons de cette travée répondent au schéma ci-contre (fig. 183). La bride supérieure

N° 3 - 1937



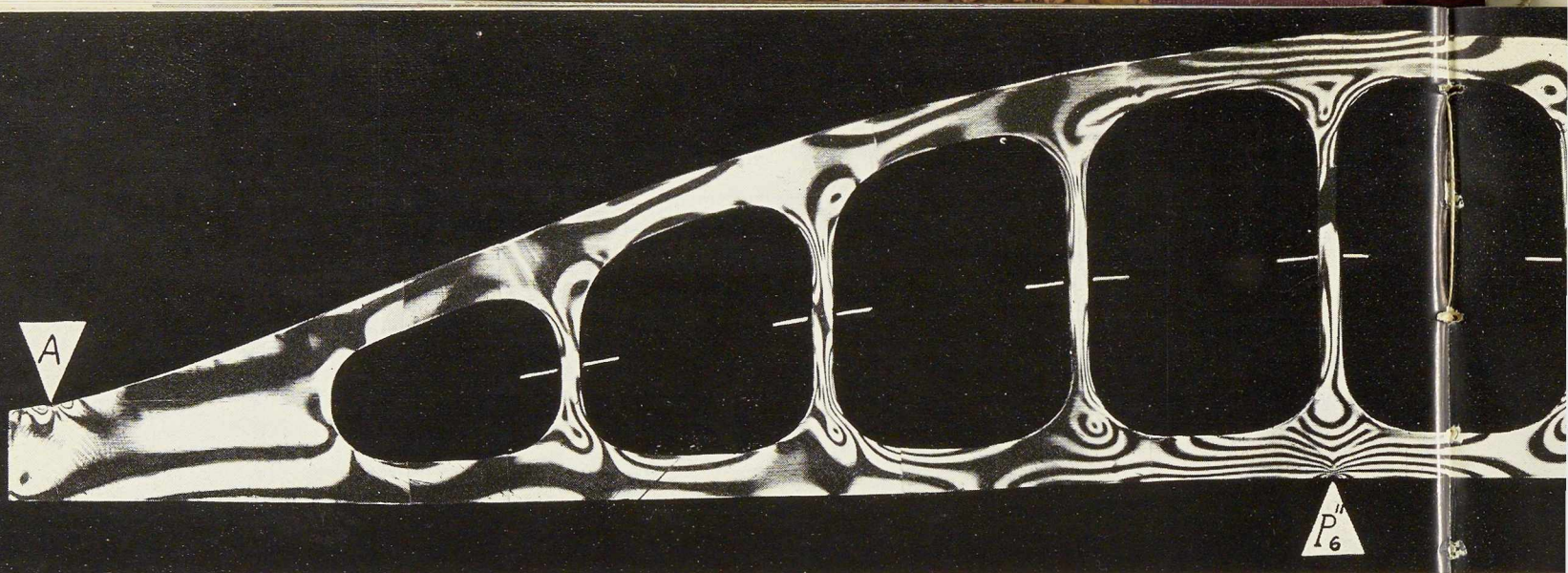


Fig. 185 (1). Modèle du longeron de la travée centrale du pont du Val-Benoît, chargé

Les lignes noires sont des lignes isochromatiques ou d'égalité de tension. Les petits traits blancs indiquent le niveau des points.

Photographies faites au banc de photo-élasticité de l'Université de Liège.

est tracée en parabole du second degré à axe vertical. Les entretoises ne se présentent qu'à l'aplomb des montants.

La portée de la travée est  $l = 85^m745$ , la flèche théorique au milieu est  $f = 12^m250$ , le rapport

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{7}.$$

La poutre comporte 11 panneaux ; la largeur des panneaux est donc de  $7^m795$ . Les panneaux des extrémités ne sont pas évidés.

Le poids mort du pont comprend : deux longerons = 705 tonnes, le tablier = 241 tonnes, divers = 102 tonnes, soit au total : 1.048 tonnes et en outre 28,72 tonnes d'organes d'appuis ; soit en moyenne : 6.100 kg par mètre courant et par longeron.

Le cahier des charges impose les hypothèses et conditions suivantes :

Dans le calcul des poutres principales, on doit admettre une charge mobile de 10 tonnes par mètre courant de voie. La charge mobile doit être multipliée par un coefficient d'impact qui dépend de la portée de la pièce et qui est de 1,355 pour une portée de 85 mètres.

Les tensions dans les membrures inférieures des poutres principales sous l'action du poids mort et sous surcharges mobiles majorées par l'impact doivent être inférieures à  $13,50 \text{ kg/mm}^2$ .

(1) Pour les principes généraux relatifs à la photo-élasticité, voir notamment L. BAES : *Résistance des Matériaux et Éléments de la Théorie de l'Elasticité et de la Plasticité des Corps solides*, tome I, 1930-1934, chap. IX.

Les pièces comprimées sont à calculer au flambage.

Les tensions sous l'action des forces précédentes, en y ajoutant les actions de lacet, de freinage et du vent, doivent être inférieures à  $16 \text{ kg/mm}^2$ .

L'effort dû au freinage est égal au  $1/7$  de la charge mobile.

L'effort dû au mouvement de lacet est représenté par une force isolée de 6 tonnes (2).

##### 5. Position des points d'inflexion dans les montants

Les éléments numériques qui influencent cette position sont les suivantes (fig. 184).

Bride inférieure, à considérer de section constante : Section  $\Omega'' = 1.307,4 \text{ cm}^2$ . Moment d'inertie  $J'' = I'' = 5.471.420 \text{ cm}^4$ .

Bride supérieure, à considérer de section constante : Section  $\Omega' = 1.319,4 \text{ cm}^2$ . Moment d'inertie  $I' = 5.641.060 \text{ cm}^4$ .

Tous les montants : Section courante  $\Omega = 710,3 \text{ cm}^2$ . Moment d'inertie  $I = 888.430 \text{ cm}^4$ .

Dans le deuxième panneau :

$$J'_2 = I'_2 \cdot \cos \alpha'_2 = 5.641.060 \times 0,925 = 5.217.980 \text{ cm}^4.$$

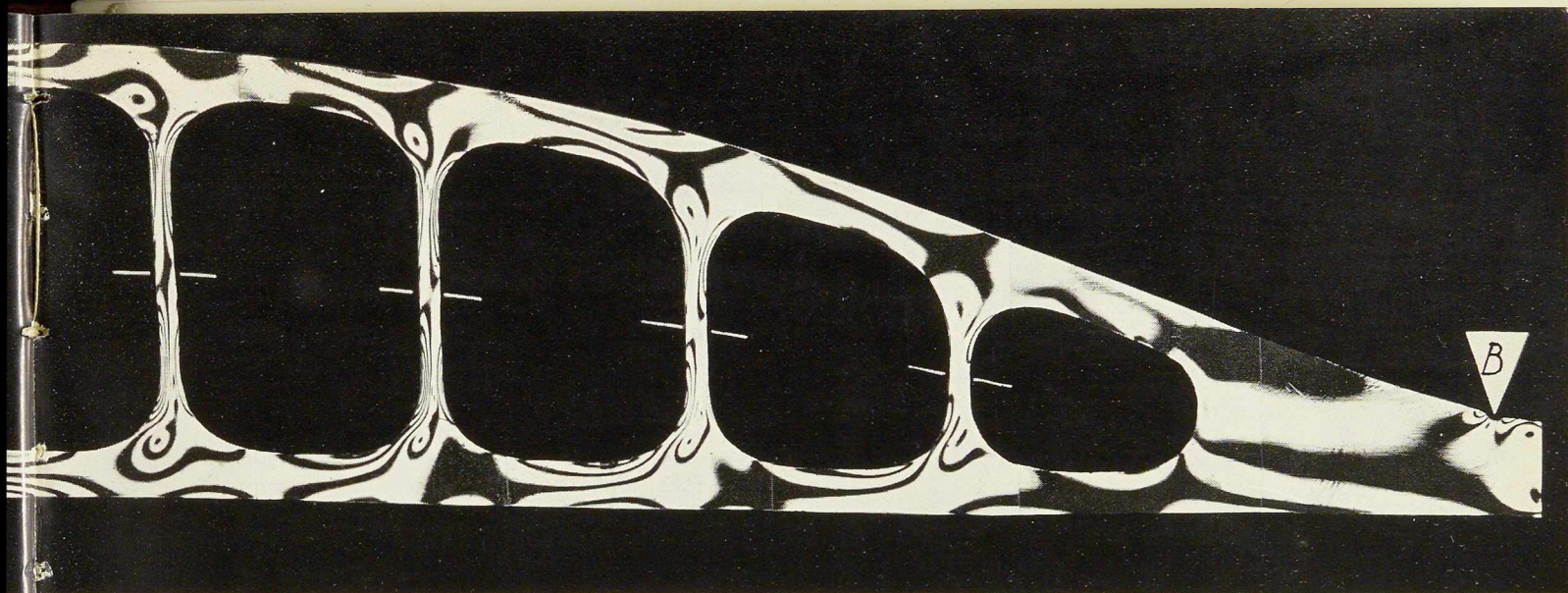
Donc, pour cette poutre,

$$\left( \frac{J'}{J''} \right)_{\text{minimum}} = \frac{5.217.980}{5.471.420} = 0,96.$$

(2) Je remercie la Société John Cockerill de m'avoir, à l'intervention de son ingénieur M. Dorlet, documenté au sujet de la travée centrale du pont du Val-Benoît qu'elle est chargée de construire.







Benoit, chargé en  $P''$ . (Poutre  $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ , 11 panneaux,  $\frac{l''}{l} = 1$ ). (Voir aussi figure 192.)

la tension tangentielle (voir notre mémoire paru en octobre 1936).  
 en des points d'inflexion dans les montants.  
 cité de l'Université de Bruxelles (novembre 1936).

Donc

$$\frac{b}{h_2} \cdot \frac{1}{J'_2} = \frac{7.795}{4.049} \frac{888.428}{5.217.980} = 1,926 \times 0,170 = 0,3274.$$

Donc, pour le deuxième montant :

$$\begin{aligned} \frac{h'_2}{h_2} &= \frac{\frac{b}{h_2} \frac{1}{J'_2} + 6}{\frac{b}{h_2} \left( \frac{1}{J'_2} + \frac{1}{J''_2} \right) + 12} \\ &= \frac{1,926 \times 0,162.4 + 6}{1,926 (0,170.3 + 0,162.4) + 12} = 0,4994. \end{aligned}$$

Pour les autres montants, le rapport  $\frac{h'}{h}$  serait encore plus voisin de 1/2.

On voit donc que pour la poutre du Val-Benoit les points d'inflexion dans les montants sont tous à *mi-hauteur des montants*.

A ce point de vue, pour une telle poutre, l'inclinaison variable de la bride supérieure, dans les divers panneaux, *n'exerce donc aucune influence*.

La figure 185 reproduit les photographies qui ont été faites au banc photo-élastique sur le modèle de la poutre du Val-Benoit réalisé avec deux

brides de sections identiques et soumis à la charge unique  $P''$ . Ces photographies confirment bien que les points d'inflexion sont à mi-hauteur des montants. (Voir aussi la figure 603, du mémoire d'octobre 1936.)

#### 6. Equations à appliquer pour le calcul des variables hyperstatiques (pour les notations, voir les fig. 186 et 187)

Cela étant acquis, les équations III à appliquer aux poutres du Val-Benoit prennent leur forme la plus simple :

$$\begin{aligned} & -U'_{r-1} \\ & + \left\{ 1 + \left( \frac{h_{r+1}}{h_r} \right)^3 + \frac{3}{2} \frac{b}{h_r} \frac{1}{J'_r} \left( \frac{h_{r+1}}{h_r} + 1 \right)^2 \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h_{r+1} - h_r}{h_{r+1} + h_r} \right)^2 \right] \right\} U'_r \\ & - \left( \frac{h_{r+1}}{h_r} \right)^3 U'_{r+1} \end{aligned} \quad (XIX_1)$$

$$= \frac{3}{2} \frac{b}{h_r} \frac{1}{J'_r} \left( \frac{h_{r+1}}{h_r} + 1 \right)^2 \left\{ \frac{\mathfrak{N}_r + \frac{1}{6} \frac{h_{r+1} - h_r}{h_{r+1} + h_r} b \mathfrak{C}_r}{\frac{h_r + h_{r+1}}{2}} \right\}$$

$$W_r = \frac{1}{2} \mathfrak{N}_r \quad (XIX_2)$$

$$Z_r = \frac{1}{2} \mathfrak{C}_r \quad (XIX_3)$$



Les équations XIX<sub>2</sub> et XIX<sub>3</sub> sont d'une simplicité telle qu'elles n'appellent aucun commentaire.

On voit que le problème est vraiment entièrement ramené à la résolution des 11 équations aux  $U'$  du type XIX<sub>1</sub>.

On peut évidemment rechercher les équations fondamentales XXIII des expressions des  $U'$  :

$$U'_r = a_1 \cdot \frac{2 \mathcal{M}'_1}{h_1 + h_2} + a_2 \cdot \frac{2 \mathcal{M}'_2}{h_2 + h_3} + \dots + a_m \cdot \frac{2 \mathcal{M}'_m}{h_m + h_{m+1}}$$

(XXIII)

dépendant directement des moments fléchissants  $\mathcal{M}'$  à l'aplomb du centre de gravité des panneaux. Mais nous préférons ici montrer la *résolution absolument directe* des équations aux  $U'$  sans aucun artifice, peut-être fort élégant, mais qu'il faut cependant bien posséder pour en faire l'application correcte.

## RÉSOLUTION DIRECTE DES ÉQUATIONS EN $U'$ :

### 7. Calcul préalable des $U'_\infty$ :

Comme le font d'autres auteurs, il peut être intéressant de se faire rapidement une idée de l'ordre de grandeur des  $U'$  ; cela peut éviter de laisser passer d'importantes erreurs numériques.

Pour cela, on commence par supposer que le moment d'inertie des montants est  $\infty$ , donc que les montants sont infiniment raides ou que leur déformation est négligeable. Dans ce cas l'équation XIX<sub>1</sub> devient :

$$(U'_r)_\infty = \frac{\left( \frac{\mathcal{M}_r + \frac{1}{6} \frac{h_{r+1} - h_r}{h_{r+1} + h_r} b \mathcal{G}_r}{\frac{h_{r+1} + h_r}{2}} \right)}{1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h_{r+1} - h_r}{h_{r+1} + h_r} \right)^2} = \frac{\mathcal{M}_{gr}}{g_r} \quad (\text{XIX}'_1)$$

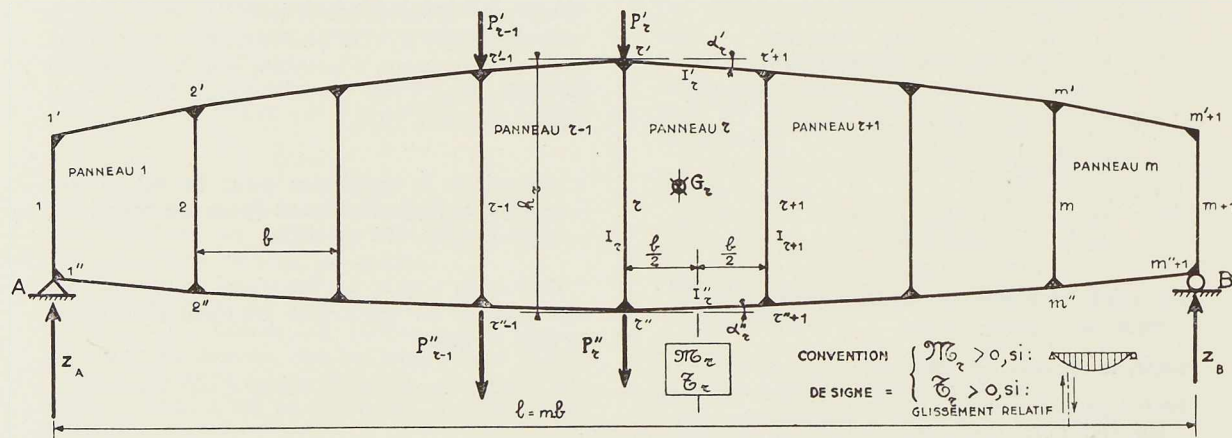


Fig. 186. Le schéma de la poutre polygonale et notations.

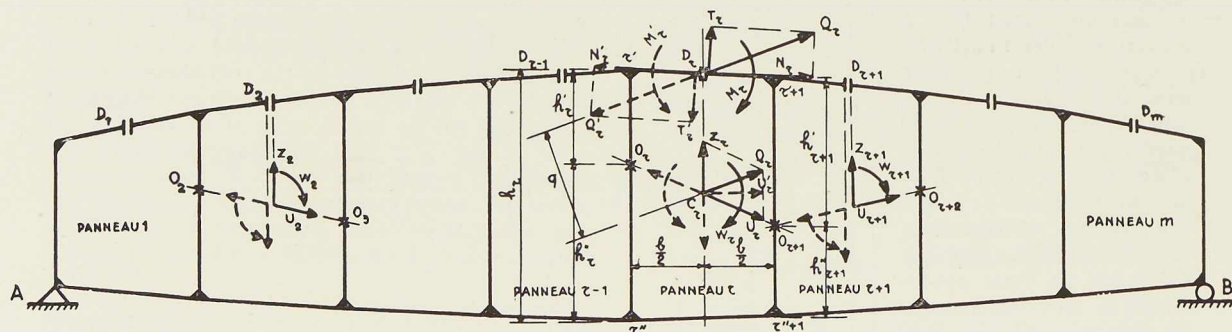


Fig. 187. Le système isostatique de référence et notations.



$\mathcal{M}_c$  étant le moment fléchissant isostatique à l'aplomb du centre de gravité du panneau et  $g_r$  étant la hauteur de la maille à ce même aplomb.

Le calcul des  $(U'_r)_\infty$  est donc immédiat et très court, pour chaque état de charge considéré. Mais on ne perdra pas de vue que ce calcul ne donne que l'ordre de grandeur des  $U'$  et nullement des valeurs suffisamment approchées des valeurs réelles.

### 8. Forme des équations en $U'$ :

Le calcul des coefficients qui interviennent dans ces équations n'offre aucune difficulté, mais est cependant long pour une poutre cintrée. On en organisera méthodiquement le chiffrage en un tableau :

Tableau A

N° du panneau $r$	$h_r$	$h_{r+1}$	$\frac{h_{r+1}}{h_r}$	$\frac{h_r + h_{r+1}}{2}$	$\frac{h_{r+1} - h_r}{h_{r+1} + h_r}$	$\frac{1}{3} \frac{(h_{r+1} - h_r)^2}{(h_{r+1} + h_r)}$	$\left(\frac{h_{r+1}}{h_r} + 1\right)^2$	$\left(\frac{h_{r+1}}{h_r}\right)^3$	$\frac{h}{h_r}$
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ayant effectué ces calculs auxiliaires préalables, le groupe des équations XIX<sub>1</sub> des deux ou des trois panneaux prend, pour le pont du Val-Benoît, la forme suivante :

Tableau B

$$\begin{array}{l}
 111,648 U'_1 - 66,410 U'_2 = 16,755 (\mathcal{M}_1 + 1,299 \mathcal{T}_1) \\
 - U'_1 + 10,791 U'_2 - 5,832 U'_3 = 0,679 (\mathcal{M}_2 + 0,371 \mathcal{T}_2) \\
 - U'_2 + 4,819 U'_3 - 2,370 U'_4 = 0,169 (\mathcal{M}_3 + 0,185 \mathcal{T}_3) \\
 - U'_3 + 3,499 U'_4 - 1,587 U'_5 = 0,085 (\mathcal{M}_4 + 0,099 \mathcal{T}_4) \\
 - U'_4 + 2,928 U'_5 - 1,229 U'_6 = 0,059 (\mathcal{M}_5 + 0,044 \mathcal{T}_5) \\
 - U'_5 + 2,604 U'_6 - 1,000 U'_7 = 0,049 \mathcal{M}_6 \\
 - U'_6 + 2,382 U'_7 - 0,813 U'_8 = 0,048 (\mathcal{M}_7 - 0,044 \mathcal{T}_7) \\
 - U'_7 + 2,205 U'_8 - 0,631 U'_9 = 0,055 (\mathcal{M}_8 - 0,099 \mathcal{T}_8) \\
 - U'_8 + 2,034 U'_9 - 0,421 U'_{10} = 0,071 (\mathcal{M}_9 - 0,185 \mathcal{T}_9) \\
 - U'_9 + 1,849 U'_{10} - 0,171 U'_{11} = 0,116 (\mathcal{M}_{10} - 0,371 \mathcal{T}_{10}) \\
 - U'_{10} + 1,681 U'_{11} = 0,252 (\mathcal{M}_{11} - 1,299 \mathcal{T}_{11})
 \end{array}
 \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right\} (XIX_1)$$

Dans ces formules, les  $\mathcal{M}$  sont les moments fléchissants isostatiques au milieu des panneaux, les  $\mathcal{T}$  sont les efforts tranchants isostatiques dans les panneaux ; d'ailleurs la parenthèse des seconds membres n'est autre que le moment isostatique  $\mathcal{M}_c$  à l'aplomb du centre de gravité des panneaux.

Ces équations permettent donc de calculer les  $U'$  pour n'importe quel état de charge, il suffira de remplacer les  $\mathcal{M}$  et  $\mathcal{T}$  par leurs valeurs relatives à cet état de charge.

### 9. Exemple de calcul pour le cas où une charge unique de 10 tonnes est appliquée au nœud 6" de la bride inférieure

DIAGRAMMES ET VALEURS DES  $\mathcal{M}_r$  ET  $\mathcal{T}_r$  (fig. 188 et 189).

Dans ce cas

$$Z_A = \frac{10.000 \times 46,770}{85,745} = 5.454,5 \text{ kg}$$

$$Z_B = 10.000 - 5.454,5 = 4.545,5 \text{ kg}$$

Le moment isostatique à l'aplomb de la charge

$$\mathcal{M}_c = Z_A \times 38,975 = 212.589 \text{ kgm.}$$

Les résultats obtenus sont donnés au tableau C (p. 132).

En introduisant ces valeurs dans le groupe XIX<sub>1</sub> des équations aux  $U'$  on a, en explicitant chaque  $U'$  en fonction du suivant, les équations du tableau D. De sorte qu'en remontant de

proche en proche on obtient tous les  $U'$  depuis  $U'_{11}$  jusqu'à  $U'_1$  par des expressions dont les deux termes sont de même signe et de même ordre de grandeur.

Le tableau E donne les résultats numériques. (En deuxième colonne, on a ajouté la valeur des  $U'_\infty$  résultant de l'application de la formule XIX'<sub>1</sub>. Les 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> colonnes donnent les  $Z$  et les  $W$  d'après

les équations élémentaires XIX<sub>2</sub> et XIX<sub>3</sub>.)

Les résultats consignés dans ce tableau sont représentés au schéma figure 190, qui montre le sens des variables hyperstatiques agissant sur la lèvre de droite des coupes faites dans la membrure supérieure. On remarque bien que, dans le cas d'une poutre appuyée aux deux extrémités, tous les  $U'$  et tous les  $W$  sont essentiellement positifs, de sorte qu'aucune erreur de signe ne peut se commettre à leur sujet.



**10. Conclusions relatives au calcul des variables hyperstatiques pour un état de charge donné :**

Cet exemple fait bien apparaître toute la simplicité de la méthode ; au point de vue résolution numérique, il suffit donc de procéder comme suit :

1° Dresser le *tableau A* organisant le calcul des coefficients numériques des équations XIX, et XIX' du calcul des  $U'$  et des  $U'_{\infty}$ .

Ce tableau est valable pour tous les états de charge ;

2° D'après ce tableau, dresser le *tableau B* des équations XIX aux  $U'$  sous leur forme générale convenant à la poutre considérée. Ces équations sont en nombre égal au nombre de panneaux ;

3° Dresser le *tableau C* donnant les valeurs des

éléments isostatiques  $\mathcal{M}_r$  et  $\mathcal{C}_r$  correspondant à l'état de charge étudié ;

4° Introduire dans les équations XIX, du tableau B les valeurs numériques consignées dans le tableau C et dresser donc le *tableau D* donnant, pour le cas étudié, les expressions de chacun des  $U'_r$  en fonction de celui qui le suit  $U'_{r+1}$ .

La dernière de ces équations donne ainsi le  $U'$  du dernier panneau, d'où l'on remonte de proche en proche pour obtenir tous les  $U'$  ;

5° Dresser le *tableau E* résumant, pour l'état de charge étudié, les valeurs de toutes les variables hyperstatiques :  $U'_{\infty}$ , les vrais  $U'$ , les  $Z$ , les  $W$ .

Telle est la marche détaillée à suivre pour le calcul des variables hyperstatiques pour un état de charge donné.

Ce calcul n'offre aucune difficulté, il ne comporte que du soin et un peu de méthode. Il ne comporte aucun procédé d'approximations successives, nécessaires pour plusieurs autres méthodes, il peut même, quoique cela ne soit pas désirable, sinon pour un contrôle, être effectué à la règle à calcul (1).

(1) M. Pappaert a effectué les calculs à la machine à calculer, M. Piette a effectué les mêmes calculs avec soin à la règle à calcul ; les différences les plus grandes obtenues par ces deux calculateurs ont été de 0,7 %.

**Tableau C**

Valeurs des  $\mathcal{M}_r$  et  $\mathcal{C}_r$  sous charge  $P'' = 10.000$  kg

$\mathcal{M}_1 = \frac{1}{10} \mathcal{M}_c = 21.259 \text{ kgm}$	$\mathcal{C}_{1, 2, 3, 4, 5}$ $= Z_A$ $= + 5.454,5 \text{ kg}$
$\mathcal{M}_2 = 3 \mathcal{M}_1 = 63.777$	
$\mathcal{M}_3 = 5 \mathcal{M}_1 = 106.295$	
$\mathcal{M}_4 = 7 \mathcal{M}_1 = 148.813$	
$\mathcal{M}_5 = 9 \mathcal{M}_1 = 191.331$	
$\mathcal{M}_6 = 11 \mathcal{M}_{11} = 194.873$	$\mathcal{C}_{6, 7, 8, 9, 10, 11}$ $= - Z_B$ $= - 4.545,5 \text{ kg}$
$\mathcal{M}_7 = 9 \mathcal{M}_{11} = 159.440$	
$\mathcal{M}_8 = 7 \mathcal{M}_{11} = 124.005$	
$\mathcal{M}_9 = 5 \mathcal{M}_{11} = 88.575$	
$\mathcal{M}_{10} = 3 \mathcal{M}_{11} = 53.145$	
$\mathcal{M}_{11} = \frac{1}{12} \mathcal{M}_c = 17.715 \text{ kgm}$	

**Tableau D**

Equations en  $U'$  pour la charge  $P'' = 10.000$  kg

$U'_1 = 0,595 U'_2 + 4.253$	$U'_6 = 0,478 U'_7 + 8.160$
$U'_2 = 0,571 U'_3 + 4.774$	$U'_7 = 0,427 U'_8 + 8.345$
$U'_3 = 0,558 U'_4 + 5.403$	$U'_8 = 0,354 U'_9 + 8.570$
$U'_4 = 0,539 U'_5 + 6.172$	$U'_9 = 0,250 U'_{10} + 8.938$
$U'_5 = 0,514 U'_6 + 7.360$	$U'_{10} = 0,106 U'_{11} + 9.591$
	$U'_{11} = 9.886 \text{ kg}$

(XIX<sub>1</sub>)P''

**Tableau E**

Valeurs des variables hyperstatiques, lorsque la poutre porte une charge unique concentrée  $P'' = 10.000$  kg.

Panneau N°	$U'_{r\infty}$	Valeur des $U'_r$ (tous positifs)	Valeur des $Z_r = \frac{\mathcal{C}_r}{2}$	Valeur des $W_r = \frac{\mathcal{M}_r}{2}$ (tous positifs)
11	8.748 kg	$U'_{11} = 9.886 \text{ kg}$	$-\frac{Z_B}{2}$ $= -\frac{4.545,5}{2}$ $= -2.273 \text{ kg}$	8.858 kgm
10	9.415	$U'_{10} = 0,106 \times 9.886 + 9.591 = 10.618$		26.573
9	10.443	$U'_{9} = 0,250 \times 10.618 + 8.938 = 11.607$		44.288
8	11.797	$U'_{8} = 0,354 \times 11.607 + 8.570 = 12.689$		62.003
7	13.593	$U'_{7} = 0,427 \times 12.689 + 8.345 = 13.764$		79.720
6	16.040	$U'_{6} = 0,478 \times 13.764 + 8.160 = 11.747$		97.437
5	16.309	$U'_{5} = 0,514 \times 14.747 + 7.360 = 14.949$	$+\frac{Z_A}{2}$ $= +\frac{5.454,5}{2}$ $= +2.727 \text{ kg}$	95.665
4	14.157	$U'_{4} = 0,539 \times 14.949 + 6.172 = 14.238$		74.407
3	12.532	$U'_{3} = 0,558 \times 14.238 + 5.403 = 13.348$		53.148
2	11.223	$U'_{2} = 0,571 \times 13.348 + 4.774 = 12.407$		31.888
1	10.499	$U'_{1} = 0,595 \times 12.407 + 4.253 = 11.635$		10.629

Fig. 188

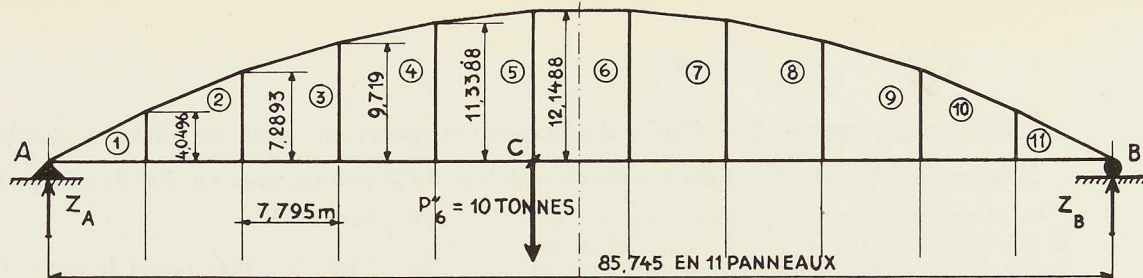


Fig. 189

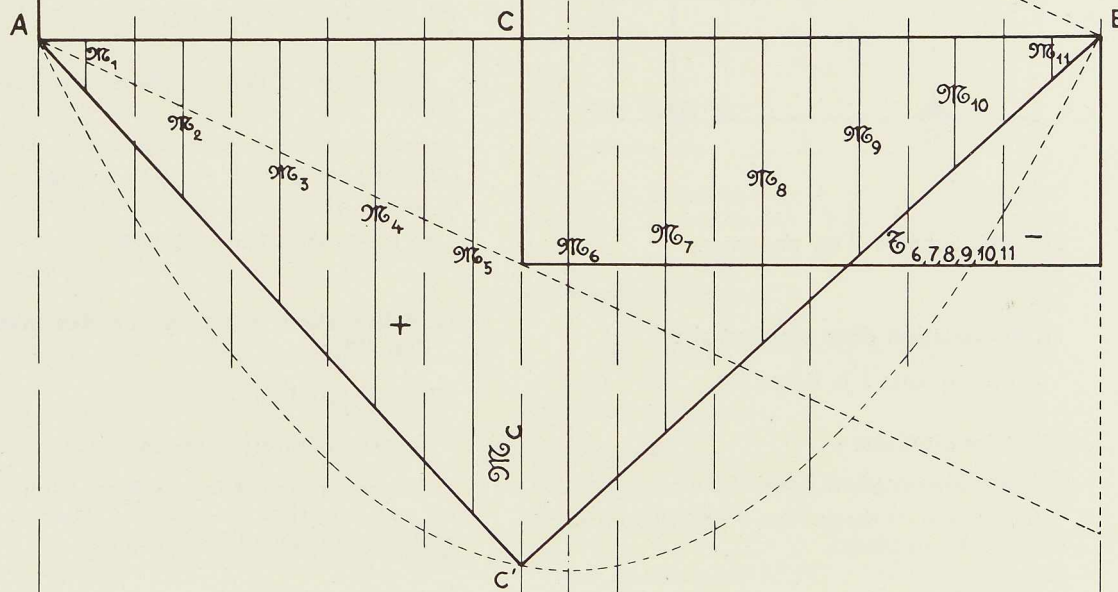


Fig. 190

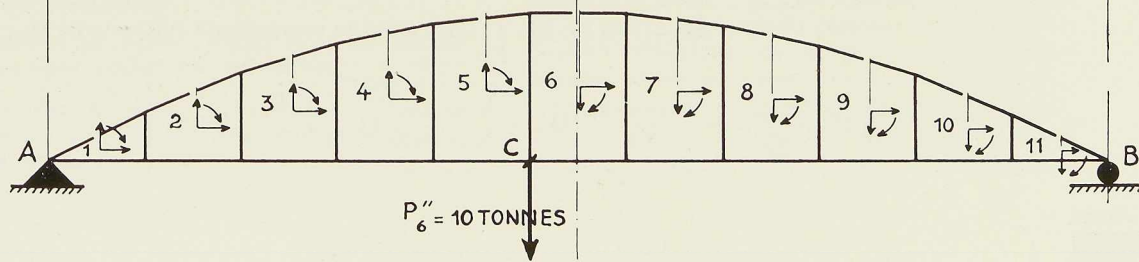


Fig. 188. Schéma de la poutre étudiée.

Fig. 189.  $\mathcal{N}$  et  $\mathcal{C}$  isostatiques pour la charge  $P''$ .

Fig. 190. (Tableau E.) Sens réel des inconnues hyperstatiques de ce cas.

### III. Achèvement de l'étude de la poutre, pour un état de charge donné

#### Diagrammes des M, N, T dans les diverses pièces de la poutre, pour un état de charge fixe

Ayant calculé les variables hyperstatiques  $U'$ ,  $Z$ ,  $W$ , de tous les panneaux pour l'état de charge étudié, le calcul des M, N, T relatifs aux diverses pièces de la poutre est entièrement déterminé.

Quoiqu'il n'y ait rien de nouveau à dire à ce sujet, nous donnons cependant ce calcul complet pour l'état de charge présentant la charge de 10.000 kg au nœud 6".

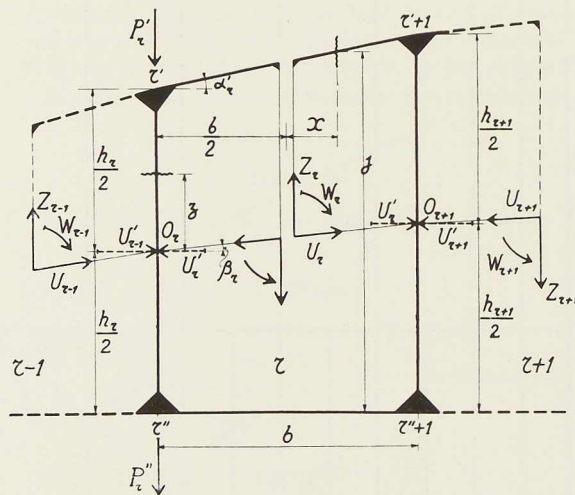


Fig. 191. Schéma d'un panneau.

#### 11. Sollicitation d'un montant $r'$ $r''$

On se rapporte à la figure 191.

Effort longitudinal :

*Convention de signe* : positif pour une traction.

*Convention de dessin* : les N positifs sont portés à droite des montants.

*Expression* :

$$N_{r', r''} = - [P'_r + (Z_r - Z_{r-1}) + (U'_r \cdot \operatorname{tg} \beta_r - U'_{r-1} \cdot \operatorname{tg} \beta_{r-1})]$$

ou 
$$N_{r', r''} = - \left[ \frac{1}{2} (P'_r - P''_r) + \frac{h_{r+1} - h_r}{2b} \left( U'_r - \frac{h_r - h_{r-1}}{h_{r+1} - h_r} U'_{r-1} \right) \right] \quad (\text{XXIV})$$

Effort tranchant :

*Convention de signe* : positif lorsqu'il y a tendance à glissement vers la droite du tronçon du dessus du montant par rapport au tronçon du dessous.

*Convention de dessin* : les T positifs sont portés du côté droit du montant.

*Expression* :

$$T_{r', r''} = U'_{r-1} - U'_r \quad (\text{XXV})$$

Moments fléchissants :

*Convention de signe* : positif dans la partie du montant dont la convexité est tournée vers la droite.

*Convention de dessin* : le moment fléchissant est dessiné du côté où il provoque une tension de traction.

*Expression* : si l'on compte les z positifs vers le haut :

$$(M_{r', r''})_z = T_{r', r''} \times z = (U'_{r-1} - U'_r) z \quad (\text{XXVI})$$

La loi de variation est linéaire.

#### 12. Sollicitation des tronçons des membrures (fig. 191) :

Effort longitudinal :

*Convention de signe* : positif pour une traction.

*Convention de dessin* : les N sont toujours portés vers l'extérieur de la poutre et le signe en est explicitement indiqué sur l'épure.

MEMBRURE SUPÉRIEURE

$$N_{r', r+1} = - U'_{r'} \cos \alpha'_r - (Z_r + U''_r) \sin \alpha'_r$$

$U''_r$  étant la composante verticale de  $U_r$ .



$$N_{r',r'+1} = -\sin \alpha'_r \left\{ \frac{\mathfrak{G}_r}{2} + \mathbf{U}'_r \frac{h_{r+1} - h_r}{b} \left[ \frac{1}{2} + \left( \frac{b}{h_{r+1} - h_r} \right)^2 \right] \right\} \quad (\text{XXVII})$$

avec 
$$\sin \alpha'_r = \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{b}{h_{r+1} - h_r} \right)^2}}$$

MEMBRURE INFÉRIEURE

$$N_{r'',r''+1} = + \mathbf{U}'_r \quad (\text{XXVII}')$$

Effort tranchant :

*Convention de signe* : positif dans les mêmes conditions que les  $\mathfrak{G}_r$ , c'est-à-dire lorsqu'il y a tendance à faire glisser vers le haut le tronçon à la gauche d'une section par rapport au tronçon à la droite.

*Convention de dessin* : les T positifs sont portés vers le haut.

MEMBRURE SUPÉRIEURE

$$T_{r',r'+1} = - \mathbf{U}'_r \sin \alpha'_r + (\mathbf{Z}_r + \mathbf{U}'_r) \cos \alpha'_r$$

ou

$$T_{r',r'+1} = + \cos \alpha'_r \left( \frac{\mathfrak{G}_r}{2} - \frac{\mathbf{U}'_r}{2} \frac{h_{r+1} - h_r}{b} \right) \quad (\text{XXVIII})$$

avec

$$\cos \alpha'_r = \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{h_{r+1} - h_r}{b} \right)^2}}$$

MEMBRURE INFÉRIEURE

$$T_{r'',r''+1} = \mathfrak{G}_r - (\mathbf{Z}_r + \mathbf{U}'_r)$$

$$T_{r'',r''+1} = \frac{\mathfrak{G}_r}{2} - \frac{\mathbf{U}'_r}{2} \frac{h_{r+1} - h_r}{b} \quad (\text{XXVIII}')$$

Moments fléchissants :

*Convention de signe* : positif dans les parties où la convexité est tournée vers le bas.

*Convention de dessin* : le moment fléchissant est dessiné du côté de la bride où il produit pour son compte de la traction.

MEMBRURE SUPÉRIEURE

$$(M_{r',r'+1})_x = + \mathbf{W}_r + \mathbf{Z}_r \cdot x - \mathbf{U}'_r \cdot \frac{j}{2}$$

$$(M_{r',r'+1})_x = + \frac{j}{2} \left( \frac{\mathfrak{M}_x}{j} - \mathbf{U}'_r \right) \quad (\text{XXIX})$$

MEMBRURE INFÉRIEURE

même expression :

$$(M_{r'',r''+1})_x = + \frac{j}{2} \left( \frac{\mathfrak{M}_x}{j} - \mathbf{U}'_r \right) \quad (\text{XXIX}')$$

D'ailleurs il est évident que

$$(M_{r',r'+1})_x + (M_{r'',r''+1})_x = \mathfrak{M}_x - \mathbf{U}'_r \cdot j$$

*Moment fléchissant dans les membrures du panneau r, immédiatement à droite du montant de gauche :*

MEMBRURE SUPÉRIEURE

$$(M_{r',r'+1})_g = + \frac{h_r}{2} \left( \frac{\mathfrak{M}_g}{h_r} - \mathbf{U}'_r \right)$$

MEMBRURE INFÉRIEURE

même expression.

*Moment fléchissant dans les membrures du panneau r, immédiatement à gauche du montant de droite :*

MEMBRURE SUPÉRIEURE

$$(M_{r',r'+1})_d = + \frac{h_{r+1}}{2} \left( \frac{\mathfrak{M}_d}{h_{r+1}} - \mathbf{U}'_r \right)$$

MEMBRURE INFÉRIEURE

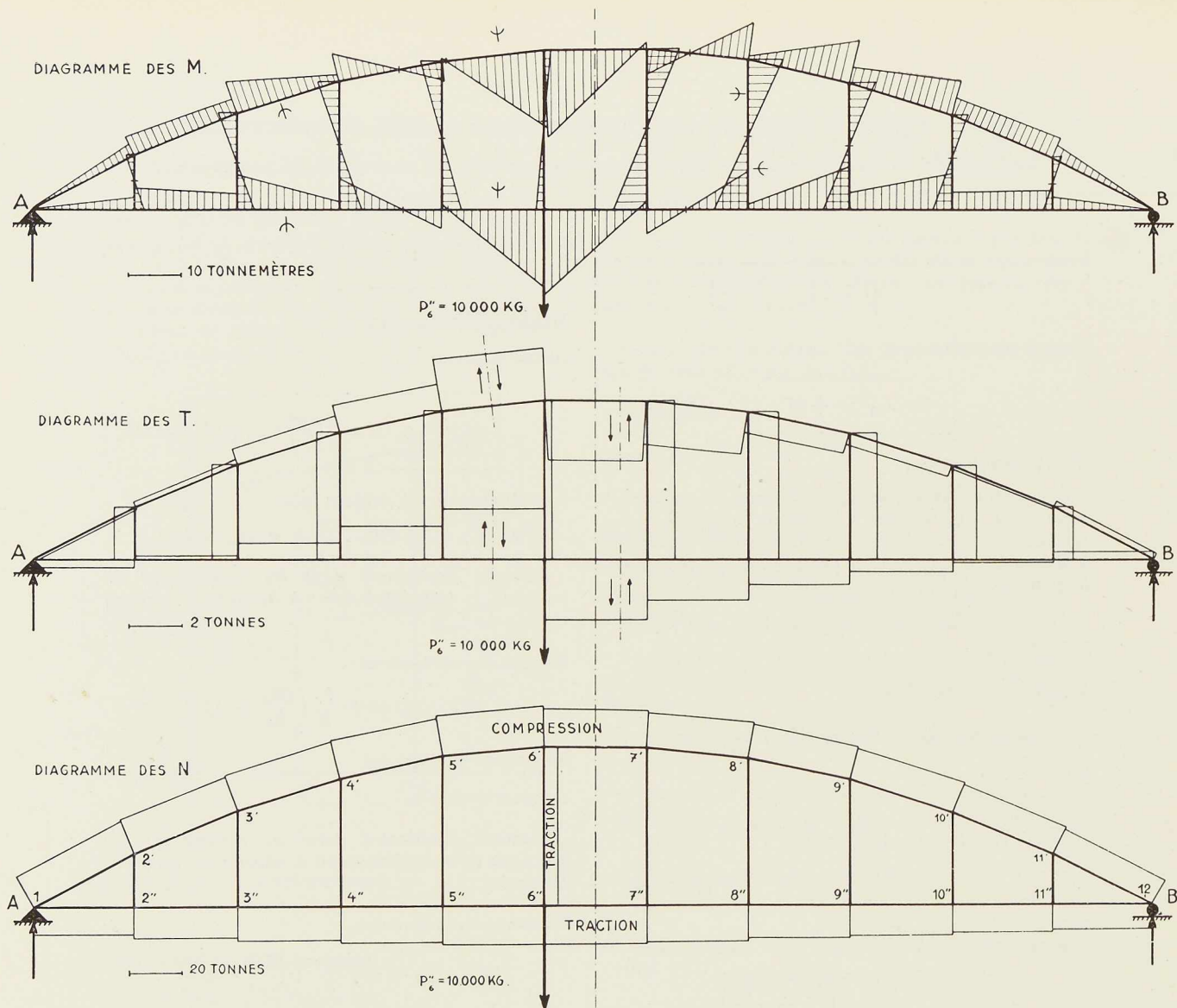
même expression.

Le diagramme du moment fléchissant est évidemment une droite.

Dans les formules XXIX,  $x$  représente la distance de la section de membrure étudiée, à l'axe à mi-largeur du panneau ; elle est comptée positive vers la droite ;  $\mathfrak{M}_x$  est le moment fléchissant isostatique à l'aplomb de cette section et  $j$  est la hauteur théorique de la poutre à ce même aplomb.

Les diverses formules XXIV à XXIX montrent combien l'étude de la sollicitation des pièces est simple, dès que l'on connaît les  $\mathbf{U}'$ .





**Fig. 192.** Sollicitation des pièces sous l'état de charge  $P'' = 10.000 \text{ kg}$  (Tableaux F et G).  
 N. B. - Les N dans les montants, sauf le montant 6'-6'', n'ont pas été figurés, parce qu'ils sont très faibles (voir Tableau F).  
 Cette figure correspond à la figure 185, ainsi qu'aux figures 188, 189, 190.

### 13. Application numérique des formules XXIV à XXIX au pont du Val-Benoît, pour l'état de charge $P'' = 10.000 \text{ kg}$

Voici les tableaux résumant les résultats de ces calculs. La figure 192 présente tous les diagrammes correspondants.

Les  $T_{\infty}$  sont obtenus par la formule

$$(T_{r'})_{\infty} = (U'_{r-1})_{\infty} - (U'_{r'})_{\infty}$$

On remarque qu'ils peuvent être très sensiblement différents des T réels, contrairement à ce que l'on pense parfois.

On remarque que dans plusieurs tronçons de membrures les moments fléchissants aux deux extrémités sont de même signe, de sorte qu'il n'y a pas de point d'inflexion dans ces tronçons. Cela est parfaitement confirmé par les essais de photo-élasticité comme le montre très bien la figure 185.

Cela tombe d'ailleurs sous le sens immédiat pour des poutres Viereedel à membrure cintrée, puisque dans ces poutres, en cas de charge uniforme complète, aucun élément de la poutre n'est fléchi.





Tableau F

Sollicitation des montants. Etat de charge  $P_0'' = 10.000$  kg

N° du montant	Efforts longitudinaux en kg	Efforts tranchants en kg		Moments fléchissants au haut des montants en kgm
		$T_\infty$	T réels	
2'2''	+ 444	- 724	- 772	- 1.563
3'3''	+ 498	- 1.001	- 1.001	- 3.648
4'4''	+ 600	- 1.625	- 890	- 4.324
5'5''	+ 705	- 2.152	- 711	- 4.030
6'6''	+ 5.001	+ 269	+ 202	+ 1.227
7'7''	+ 715	+ 2.447	+ 983	+ 5.971
8'8''	+ 593	+ 1.796	+ 1.075	+ 6.094
9'9''	+ 492	+ 1.354	+ 1.082	+ 5.257
10'10''	+ 409	+ 1.023	+ 959	+ 3.495
11'11''	+ 351	+ 667	+ 762	+ 1.542

Il en résulte immédiatement que, pour de telles poutres, il ne peut être question de baser une méthode de calcul saine sur la connaissance de la position des points d'inflexion dans les membrures (1). Il résulte d'ailleurs de l'étude complète que ces points, quand ils existent, se déplacent très sensiblement suivant que la charge unique envisagée occupe tel ou tel emplacement à l'aplomb d'un montant.

(1) Ceci fait allusion à des méthodes de calcul préconisées par certains auteurs, notamment aux Etats-Unis, et basées sur les points d'inflexion dans les membrures.

Tableau G

Sollicitation des membrures. Etat de charge  $P_0'' = 10.000$  kg

N° de la membrure	Efforts longitudinaux en kg	Efforts tranchants en kg	Moments fléchissants en kgm	
			à la limite de gauche du panneau	à la limite de droite du panneau
supérieure 1' - 2'	- 13.010	- 165	0	- 2.410
inférieure 1'' - 2''	+ 11.635	- 305	0	- 2.410
sup. 2' - 3'	- 13.520	+ 180	- 4.005	- 2.945
inf. 2'' - 3''	+ 12.407	+ 135	- 4.005	- 2.945
sup. 3' - 4'	- 14.228	+ 640	- 6.355	- 1.445
inf. 3'' - 4''	+ 13.348	+ 635	- 6.355	- 1.445
sup. 4' - 5'	- 14.846	+ 1.210	- 5.755	+ 3.755
inf. 4'' - 5''	+ 14.238	- 1.242	- 5.755	+ 3.755
sup. 5' - 6'	- 15.246	+ 2.015	- 555	+ 14.655
inf. 5'' - 6''	+ 14.949	+ 1.948	- 555	+ 14.655
sup. 6' - 7'	- 14.747	- 2.270	+ 16.450	- 1.250
inf. 6'' - 7''	+ 14.747	- 2.270	+ 16.450	- 1.250
sup. 7' - 8'	- 13.982	- 1.622	+ 4.950	- 7.250
inf. 7'' - 8''	+ 13.764	- 1.555	+ 4.950	- 7.250
sup. 8' - 9'	- 13.062	- 813	- 700	- 8.150
inf. 8'' - 9''	+ 12.689	- 962	- 700	- 8.150
sup. 9' - 10'	- 12.240	- 480	- 3.100	- 6.760
inf. 9'' - 10''	+ 11.607	+ 470	- 3.100	- 6.760
sup. 10' - 11'	- 11.550	- 110	- 3.350	- 3.840
inf. 10'' - 11''	+ 10.648	- 61	- 3.350	- 3.840
sup. 11' - 12'	- 10.970	+ 175	- 2.300	0
inf. 11'' - 12''	+ 9.886	+ 290	- 2.300	0

#### IV. Charges mobiles sur une poutre Vierendeel à bride supérieure parabolique

##### Etude complète des lignes d'influence de la poutre du pont du Val-Benoît

Nous passons à la discussion des lignes d'influence. Celles-ci sont extrêmement faciles à établir, du moment que l'on s'est donné la peine d'effectuer les calculs des variables hyperstatiques  $U'$  pour chacun des cinq états de charge présentant une charge unité (10.000 kg) successivement en 2'', 3'', 4'', 5'', 6''.

Voici les résultats de ces calculs (Tableau II).

#### 14. Lignes d'influence des $U'$

Les résultats concernant les  $U'$  ont été portés à la figure 193. Chacun des polygones que présente cette figure constitue donc la ligne d'influence de la variable  $U'$  de l'un des panneaux.

On remarque l'allure très caractéristique de ces diverses lignes d'influence.

*Contrôle* : Comme la membrure supérieure de la poutre étudiée est tracée en arc de parabole du second degré à axe vertical, au moment où à l'aplomb de chacun des montants existe une même charge (charge uniforme complète), le longeron travaille comme s'il était en bow-string à montants sans raideur, et non en poutre Vierendeel. C'est-à-dire que dans ce cas aucune flexion ne se produit, notamment dans les montants, de sorte que d'après XXV et XXVII'' tous les  $U'$  ont la même valeur et la bride inférieure subit dans toute sa longueur une même traction.

Il en résulte que les *lignes d'influence des divers  $U'$  doivent avoir la même surface.*

Le contrôle de ce résultat se fait très remarquablement à la figure 193.

Il résulte en outre de cette remarque que la



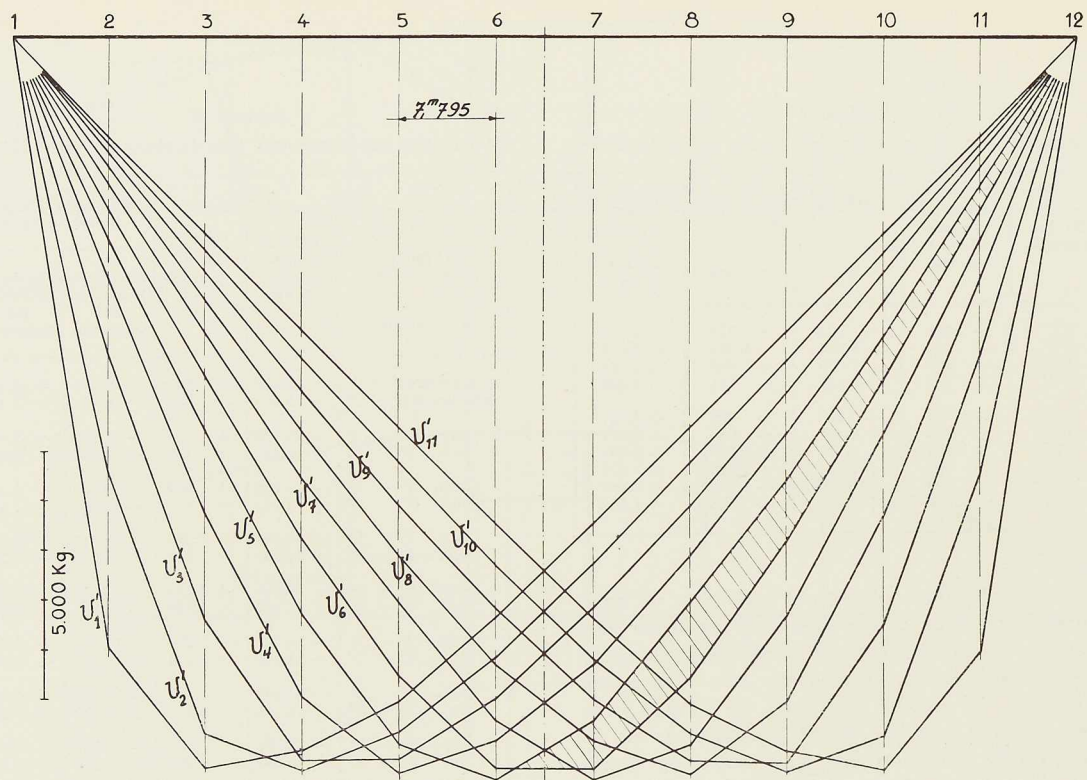


Fig. 193. Lignes d'influence des  $U'$  pour la poutre de la travée centrale du pont du Val-Benoît, sous l'effet du passage d'une charge de 10.000 kg.

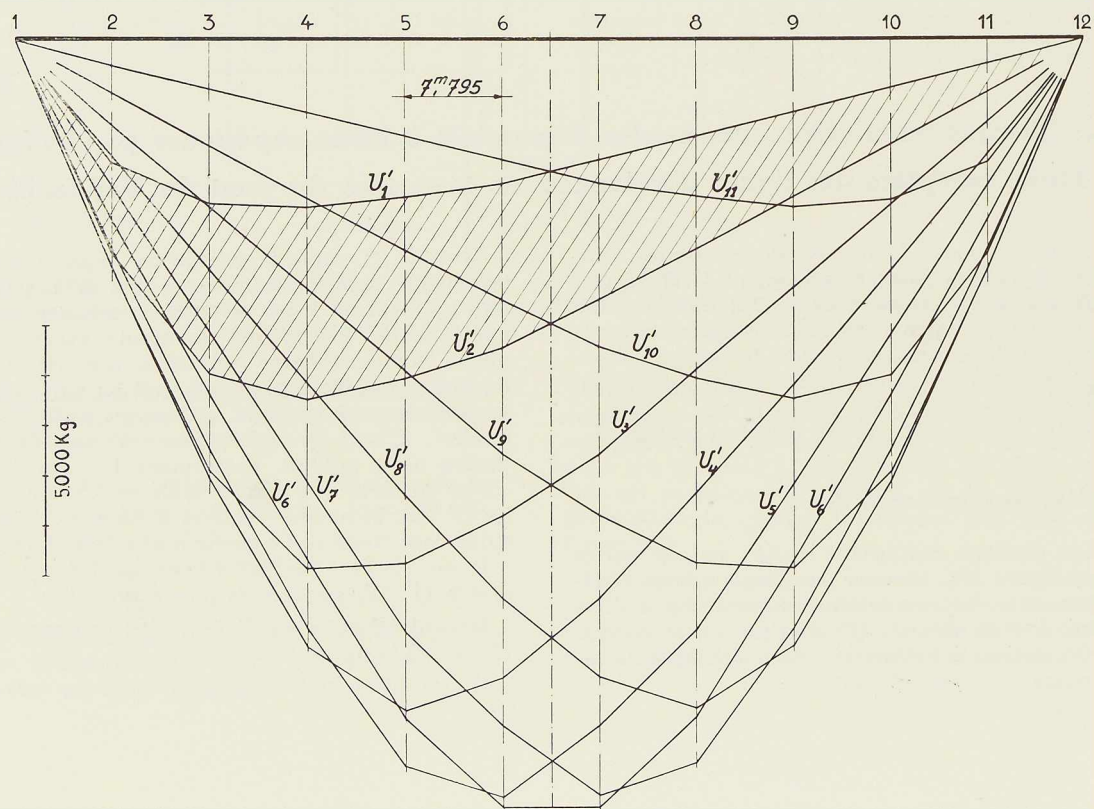


Fig. 194. Lignes d'influence des  $U'$  pour une poutre de hauteur constante, à 11 panneaux et  $\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$ , sous l'effet du passage d'une charge de 10.000 kg.

Tableau H

résumant les calculs des variables hyperstatiques de la poutre de la travée centrale du pont du Val-Benoît, pour les cinq états de charge présentant une charge unique de 10.000 kg successivement aux nœuds 2'', 3'', 4'', 5'', 6'', de la membrure inférieure.

N° du panneau	Valeur des <b>U</b> en kg pour les états de charge					Valeur des <b>W</b> en kgm pour les états de charge					Valeur des <b>Z</b> en kg pour les états de charge				
	P'' <sub>2</sub>	P'' <sub>3</sub>	P'' <sub>4</sub>	P'' <sub>5</sub>	P'' <sub>6</sub>	P'' <sub>2</sub>	P'' <sub>3</sub>	P'' <sub>4</sub>	P'' <sub>5</sub>	P'' <sub>6</sub>	P'' <sub>2</sub>	P'' <sub>3</sub>	P'' <sub>4</sub>	P'' <sub>5</sub>	P'' <sub>6</sub>
1	12.342	14.711	14.335	13.338	11.635	17.716	15.944	14.173	12.401	10.629	⊕ 4.546	⊕ 4.091	⊕ 3.636	⊕ 3.182	⊕ 2.727
2	8.805	13.990	14.799	14.078	12.407	33.665	47.832	42.518	37.203	31.888	⊖ 455	»	»	»	»
3	6.388	11.862	14.677	14.645	13.348	30.117	60.234	70.863	62.005	53.148	»	⊖ 909	»	»	»
4	4.977	9.631	13.372	14.893	14.238	26.574	53.148	80.223	86.807	74.407	»	»	⊖ 1.363	»	»
5	4.095	8.052	11.621	14.235	14.949	23.031	46.066	69.092	92.125	95.665	»	»	»	⊖ 1.818	»
6	3.476	6.889	10.116	12.875	14.747	19.488	38.975	58.462	77.951	97.437	»	»	»	»	⊖ 2.273
7	3.022	6.014	8.910	11.588	13.764	15.945	31.889	47.834	63.779	79.720	»	»	»	»	»
8	2.682	5.349	7.964	10.490	12.689	12.401	24.802	37.203	49.604	62.003	»	»	»	»	»
9	2.402	4.794	7.159	9.473	11.607	8.858	17.716	26.575	35.433	44.288	»	»	»	»	»
10	2.179	4.345	6.499	8.625	10.648	5.315	10.630	15.944	21.260	26.573	»	»	»	»	»
11	2.005	4.002	5.993	7.967	9.886	1.772	3.543	5.315	7.087	8.858	»	»	»	»	»

toutes ces valeurs sont essentiellement positives

N. B. Les cas où la charge de 10.000 kg passe successivement aux nœuds 7'', 8'', 9'', 10'', 11'' de la membrure inférieure, se traitent par symétrie.

valeur des **U** produits par une charge uniforme complète de  $p$  par unité de longueur répond à la formule :

Valeur des **U** et de l'effort de traction dans la membrure inférieure en cas de charge uniforme complète de  $p$  par unité de longueur.

$$= \frac{p \times b}{P_0} \times \text{Somme des ordonnées de la ligne d'influence de l'un des } \mathbf{U}, \text{ à l'aplomb des divers montants.}$$

$P_0$  étant la valeur de la charge unitaire pour laquelle on a établi les lignes d'influence.

Pour le pont du Val-Benoît, cela donne :

Valeur des **U** pour charge uniforme complète =  $9,6214 \times p \times b$ , soit 749.988 kg pour une charge  $p$  de 10.000 kg par mètre courant, ou 457.493 kg pour l'effet du poids mort du pont (6.100 kg par mètre courant de longeron).

Un contrôle direct de cette valeur peut être fait, puisqu'elle n'est autre que celle de la traction dans le tirant d'un bow-string tracé en parabole du second degré et chargé complètement.

Dans ce cas, on a approximativement :

Traction dans le tirant :

$$X = \frac{p \cdot l^2}{8f}$$

$l$  étant la portée et  $f$  la flèche au milieu.

Cela donne pour le Val-Benoît :

$$X = \frac{6.100 \times 85,745^2}{8 \times 12,25} = 463.856 \text{ kg.}$$

Ce contrôle direct approché se fait donc très bien, puisque la différence n'est pas de 1,4 %.

La figure 195 (page 144) montre la manière directe de rechercher toutes les lignes d'influence en partant de celles des **U** et en mettant en place les lignes de repère voulues.

La figure 196 présente ces mêmes lignes d'influence, tracées d'après la figure 195, cette fois redressées le long d'une ligne de repère horizontale.



## 15. Lignes d'influence intéressant les montants

Effort tranchant :

La formule XXV :  $T_{r',r''} = U'_{r-1} - U'_r$  montre que la ligne d'influence de  $T_{r',r''}$  s'obtient simplement en prenant la différence des ordonnées des lignes d'influence de  $U'_{r-1}$  et de  $U'_r$ . Les figures 195 et 196a donnent la ligne d'influence de  $T_{5',5''}$ .

Mais on sait que toutes les lignes d'influence des  $U'$  ont même surface, donc la partie positive de la ligne d'influence de  $T_{r',r''}$  a la même étendue que la partie négative. La surface totale est nulle, ce qui est évident puisqu'elle correspond à la charge uniforme complète.

Le maximum d'un signe ou de l'autre de l'effort tranchant susceptible d'être produit par une surcharge uniforme est proportionnel à l'étendue de l'une des parties d'un même signe.

Ces deux maximums ont donc la même valeur.

En comparant par la figure 193 les résultats pour le pont du Val-Benoît, on constate ainsi que les efforts tranchants maximum dans les montants, dus à une surcharge roulante uniforme, sont proportionnels aux nombres suivants :

$$\frac{(T_{2',2''})_{\max}}{31,54} = \frac{(T_{3',3''})_{\max}}{36,06} = \frac{(T_{4',4''})_{\max}}{37,74} \\ = \frac{(T_{5',5''})_{\max}}{36,30} = \frac{(T_{6',6''})_{\max}}{36,63}$$

36,63 cm<sup>2</sup> est la surface hachurée à la figure 193 comprise entre les lignes d'influence de  $U'_5$  et de  $U'_6$ .

Ces maximums sont donc à peu près les mêmes pour les montants :

$$4'.4'', 5'.5'', 6'.6'', 7'.7'', 8'.8'', 9'.9''.$$

Ils seront tous pris égaux à :

$$\text{Max. de } T \text{ dans les montants} = 0,499 \times q \times b \quad (1).$$

Pour le montant 6'.6'' le maximum se produit sensiblement lorsque la moitié du pont est chargée.

Le maximum de T dans les montants du pont du Val-Benoît pour la surcharge  $q = 10.000$  kg par mètre courant amplifiée par le coefficient d'impact de 1,355 atteint donc la valeur

$$T_{\max} = 0,499 \times 1,355 \times 10.000 \times 7,795 = 52.761 \text{ kg.}$$

Ce maximum peut prendre le signe positif ou le signe négatif.

Moments fléchissants :

La formule XXVI :  $(M_{r',r''})_z = (U'_{r-1} - U'_r)z$  donne pour le moment au haut des montants :

$$(M_{r',r''})_{\text{haut}} = (U'_{r-1} - U'_r) \frac{h_r}{2}$$

(1)  $q$  représentant la valeur de la surcharge uniforme roulante en kg par mètre courant.

et pour le moment au bas, la même valeur en signe contraire.

La forme de la ligne d'influence de ces moments fléchissants est donc la même que celle de l'effort tranchant  $T_{r',r''}$ . Les figures 195 et 196a donnent la ligne d'influence de  $(M_{5',5''})$  haut ou bas. La surface totale est nulle.

Un même montant subit, du fait du passage d'une surcharge uniforme roulante, des moments fléchissants maximums d'un signe et de l'autre, égaux entre eux.

Mêmes remarques pour la valeur des maximums que pour les efforts tranchants, mais en ne perdant pas de vue que la hauteur du montant intervient.

Ainsi pour le pont du Val-Benoît, les moments fléchissants maximums dans les montants, dus à une surcharge roulante uniforme sont proportionnels aux nombres suivants :

$$\frac{(M_{2',2''})_{\max}}{31,54 \times \frac{4,049}{2}} = \frac{(M_{3',3''})_{\max}}{36,06 \times \frac{7,289}{2}} \\ = \frac{(M_{4',4''})_{\max}}{37,74 \times \frac{9,719}{2}} = \frac{(M_{5',5''})_{\max}}{36,30 \times \frac{11,338}{2}} \\ = \frac{(M_{6',6''})_{\max}}{36,63 \times \frac{12,149}{2}}$$

ou

$$\frac{(M_{2',2''})_{\max}}{63,4} = \frac{(M_{3',3''})_{\max}}{131} = \frac{(M_{4',4''})_{\max}}{184} \\ = \frac{(M_{5',5''})_{\max}}{205,5} = \frac{(M_{6',6''})_{\max}}{222,5}$$

Il en résulte que, sous les surcharges roulantes uniformes, les montants les plus sollicités par flexion sont manifestement les deux montants encadrant le panneau du milieu.

Le moment fléchissant maximum qu'ils peuvent subir ainsi a pour valeur :

$$0,499 \times \frac{12,149}{2} \times q \cdot b = 3,031 \times q \cdot b \cdot \text{kgm}$$

$q$  étant exprimé en kg par mètre courant.

Ce maximum se produit lorsque la moitié du pont est chargée. Pour les montants du pont du Val-Benoît ce maximum, compte tenu du coefficient d'impact, est donc :

$$M_{\max} = 3,031 \times 1,355 \times 10.000 \times 7,795 \\ = 320.140 \text{ kgm.}$$

Effort longitudinal (fig. 195 et 196a) :

La formule XXIV, dans laquelle on pose  $P'_r = 0$ , ce qui est le cas, donne :



$$N_{r',r''} = + \frac{P''_r}{2} - \frac{h_{r+1} - h_r}{2b} \left( U'_r - \frac{h_r - h_{r-1}}{h_{r+1} - h_r} U'_{r-1} \right).$$

La ligne d'influence du premier terme  $\frac{P''_r}{2}$  est un triangle ayant pour hauteur la moitié de charge unitaire qui passe et pour base les deux intervalles  $b$  d'entretoises qui encadrent le montant étudié.

La ligne d'influence du second terme est, à une échelle convenable, celle de  $U'_r$  lue par rapport à celle de  $U'_{r-1}$  réduite dans le rapport  $\frac{h_r - h_{r-1}}{h_{r+1} - h_r}$ .

Toutes les ordonnées de ces lignes sont positives, donc tous les montants subissent le maximum de traction lorsque la poutre est entièrement surchargée. C'est le deuxième montant qui subit la plus grande traction ; toutefois celle-ci ne dépasse pas de beaucoup le maximum subi par les autres montants.

Dans le cas du pont du Val-Benoît, le maximum de traction subi par le 5<sup>e</sup> montant a pour valeur :

$$(N_{5',5''})_{\max} = 0,996.4 \times (p + q) \cdot b \quad \text{kg.}$$

Soit, effet d'impact compris :

$$\begin{aligned} (N_{5',5''})_{\max} &= 0,996.4 \times (6.100 + 1,355 \times 10.000) \times 7,795 \\ &= 152.635 \text{ kg.} \end{aligned}$$

## 16. Lignes d'influence intéressant les membrures :

Effort longitudinal :

MEMBRURE SUPÉRIEURE

L'équation XXVII' montre que la ligne d'influence de  $\frac{N_{r',r'+1}}{\sin \alpha'_r}$  est, au signe près, la ligne d'influence de  $U'_r \frac{h_{r+1} - h_r}{b} \left[ \frac{1}{2} + \left( \frac{b}{h_{r+1} - h_r} \right)^2 \right]$  proportionnelle à celle de  $U'_r$ , lue par rapport à la ligne d'influence de  $\frac{\mathcal{C}_r}{2}$ ,  $\frac{1}{2}$  effort tranchant dans le panneau, changée de signe (fig. 195 b et 196 b).

MEMBRURE INFÉRIEURE

L'équation XXVII'' montre que la ligne d'influence de  $N_{r'',r''+1}$  est la même que celle de  $U'_r$ .

D'après l'étude détaillée des lignes d'influence, pour le pont du Val-Benoît, la surcharge produit

dans la membrure inférieure, un effort longitudinal atteignant une valeur maximum de

$$1,35 \times 749.988 = 1.016.233 \text{ kg.}$$

Effort tranchant :

MEMBRURE SUPÉRIEURE

L'équation XXVIII' montre que la ligne d'influence de  $\frac{T_{r',r'+1}}{\cos \alpha'_r}$  est, au signe près, la ligne d'influence de  $U'_r \frac{h_{r+1} - h_r}{2b}$  proportionnelle à celle de  $U'_r$ , lue par rapport à la ligne d'influence de  $\frac{\mathcal{C}_r}{2}$ ,  $\frac{1}{2}$  effort tranchant dans le panneau (fig. 195 b et 196 b).

MEMBRURE INFÉRIEURE

L'équation XXVIII'' montre que la ligne d'influence de  $T_{r'',r''+1}$  est au signe près celle de  $U'_r \frac{h_{r+1} - h_r}{2b}$  proportionnelle à celle de  $U'_r$ , lue par rapport à celle de  $\frac{\mathcal{C}_r}{2}$ ,  $\frac{1}{2}$  effort tranchant dans le panneau (fig. 195 b et 196 b).

D'après les lignes d'influence, pour le Val-Benoît, l'effort tranchant subi par le tronçon de membrure inférieure le plus sollicité atteint la valeur maximum :

$$1,355 \times 53.135 = 71.988 \text{ kg.}$$

Moments fléchissants :

Les équations XXIX' et XXIX'' montrent que dans les deux membrures, dans les sections au même aplomb vertical, les moments fléchissants sont égaux.

$$M_x = \frac{j}{2} \left( \frac{\mathcal{M}_x}{j} - U'_r \right).$$

Donc la ligne d'influence est, avec le signe convenable, et à l'échelle  $\frac{j}{2}$ , la ligne d'influence de  $U'_r$  lue par rapport à celle du moment fléchissant isostatique divisé par  $j$  (fig. 195 c et 196 c).

D'après les lignes d'influence, pour le Val-Benoît, le moment fléchissant subi par le tronçon de membrure le plus sollicité atteint la valeur maximum :

$$1,355 \times 312.626 = 423.608 \text{ kgm.}$$

N° 3 - 1937



### Sollicitations maximum des éléments du longeron de la travée centrale du pont du Val-Benoît

D'après ce qui précède, on peut résumer comme suit les éléments fondamentaux du calcul de ce longeron :

	Sous poids mort : $p = 6.100 \text{ kg par m c}^1$	Maximum dû à la surcharge $k \times q = 1,35 \times 10.000 \text{ kg par m c}^1$	Totaux		Sous poids mort : $p = 6.100 \text{ kg par m c}^1$	Maximum dû à la surcharge $k \times q = 1,35 \times 10.000 \text{ kg par m c}^1$	Totaux
Montants				Membrures inférieures			
N max.	47.500 kg	105.085 kg	152.635 kg	N max.	457.492 kg	1.016.233 kg	1.473.725 kg
T max.	0	52.761 kg	52.761 kg	T max.	négligeable	71.988 kg	71.988 kg
M max.	0	320.140 kgm	320.140 kgm	M max.	négligeable	423.608 kgm	423.608 kgm

### V. 17. — Conclusion importante concernant l'établissement d'un avant-projet de poutre Vierendeel à bride supérieure tracée en parabole du second degré

Il est logique, pour ces poutres, de donner aux deux brides une section constante, la même pour ces deux brides. Il est, d'autre part, facile de donner la même section à tous les montants. C'est là une pratique qui s'est établie, quoique tous les montants ne soient pas du tout soumis aux mêmes effets maximums.

Il est logique, étant donné que, dans beaucoup de cas, le longeron travaille en bow-string, sans flexion, d'assurer la continuité du profil de chacune des membrures ; il n'est donc pas du tout désirable d'interrompre la continuité des éléments de la lisse inférieure de la bride supérieure, ni de la lisse supérieure de la bride inférieure et de les cintrer dans les montants. Il est logique, au contraire, de réaliser les choses comme elles le sont depuis un certain nombre d'années en Belgique : *tous les éléments qui constituent les brides doivent passer d'outre en outre* dans toute la longueur et ne peuvent être interrompus aux montants <sup>(1)</sup> ; les montants viennent alors simplement se greffer sur les brides continues.

Cela étant, d'après ce qui précède, si la surcharge roulante peut être considérée comme uni-

forme, ce qui est le cas du pont du Val-Benoît, le calcul d'*avant-projet* d'un tel pont, à assez grand nombre de panneaux, pourra se faire comme suit. (Il est bien entendu qu'il s'agit du calcul d'un avant-projet, qui, pour l'étude définitive, doit être repris et développé complètement à l'aide des lignes d'influence.)

1° Calcul sous poids mort complet  $p$  kilogramme par mètre courant :

Aucune pièce n'est fléchie, sauf un peu la membrure supérieure si elle est cintrée au lieu d'être polygonale. Tous les *montants* subissent la même traction :  $p \cdot b$ .

LES MEMBRURES :

La membrure inférieure subit une traction approximativement égale à

$$N_{\text{bride inf.}} = \frac{p \cdot l^2}{8f}$$

(formule des bow-string complètement chargés).

Le tronçon central de la membrure supérieure subit le même effort, mais en compression.

Un tronçon quelconque de la membrure supérieure subit une compression ayant comme composante horizontale le même effort ; cette compression a pour valeur

$$\frac{N_{\text{bride inf.}}}{\cos \alpha'_r}$$

(1) Le premier pont expérimental construit par M. Vierendeel est celui de Tervueren, 1897. Comme M. Vierendeel le fait remarquer à la page 576 de *L'Ossature Métallique* (n° 12, 1936), les huit ponts Vierendeel que l'on construit actuellement à Los Angeles sont lourds. Il semble d'ailleurs que ces ponts ont des montants beaucoup trop puissants et que les éléments des brides ne sont pas continus, ils ne semblent pas être inspirés par l'expérience acquise en Belgique. M. Vierendeel les confronte aux types plus modernes exécutés en grand nombre en Belgique, à bride supérieure parabolique à éléments continus et à montants relativement légers.



Cette compression est donc maximum pour le premier tronçon de bride :  $1 - 2'$ .

2° Calcul des effets de la surcharge roulante, multipliée par le coefficient d'impact  $k$  imposé :

$$k \times q \quad \text{kg par mètre courant.}$$

LES MONTANTS seront établis en procédant au calcul du montant du milieu ou des deux montants qui encadrent le panneau central.

On considérera que l'effort tranchant maximum, et donc aussi les moments fléchissants maximum, pour ce montant sont réalisés lorsque la surcharge couvre toute une moitié du pont à partir d'un appui.

Tandis que l'on considérera en même temps une traction longitudinale égale à celle que subissent ces montants lorsque la poutre est entièrement surchargée de  $k \times q$  kg par mètre courant.

Le profil d'avant-projet des membrures sera établi en procédant comme suit :

On considérera que le moment fléchissant maximum est égal à 1,5 <sup>(1)</sup> fois le moment réalisé dans le tronçon du milieu ou dans ceux encadrant le milieu de la membrure, lorsque la surcharge couvre toute une moitié du pont depuis un appui. Tandis que l'on considérera qu'en même temps ces tronçons de membrure subissent les 3/4 de l'effort longitudinal produit par la surcharge  $k \times q$  couvrant toute la poutre.

En conséquence, nous estimons que L'AVANT-PROJET DES LONGERONS DU PONT DU VAL-BENOÎT aurait pu être établi sur les bases suivantes, déduites de l'étude de deux états de charge seulement, dont le premier — extrêmement simple — : charge complètement uniforme, et le second : surcharge occupant toute une moitié du pont. Ce dernier état de charge est le seul des deux qui comporte le calcul en Vierendeel, c'est-à-dire la résolution d'un groupe d'équations aux  $U'$ .

MONTANTS :

N max. : traction due au poids mort  $p$  et à la surcharge  $k \times q$  couvrant toute la poutre.

T max. : l'effort tranchant produit dans les mon-

(1) Ce coefficient 1,5 ne concerne bien entendu que des poutres de caractéristiques comparables à celles du Val-Benoît. La valeur de ce coefficient serait à rechercher pour d'autres types.

Ici encore, une étude, même sommaire, des lignes d'influence lève la question.

tants du milieu, lorsque la surcharge  $k \times q$  couvre une moitié de la poutre.

M max. : correspondant à ce T max.

Les M et les T max. sont à considérer d'une part positifs, d'autre part négatifs.

MEMBRURES :

N : traction ou compression produite par le poids mort  $p$  et la surcharge  $3/4 k \times q$  couvrant toute la poutre, simultanée des sollicitations par les T max. et M max. suivants :

T max : 1,5 fois celui produit dans les tronçons du milieu des membrures par la surcharge  $k \times q$  couvrant une moitié seulement de la poutre.

M max. : correspondant à ce T max.

Les M et les T max. sont à considérer d'une part positifs, d'autre part négatifs.

Cette sollicitation des membrures est à comparer à celle produite par le cas où toute la poutre est uniformément surchargée et porte donc partout  $k \times q$  kg par mètre courant :  $\frac{k \cdot q \cdot l^2}{8f}$ .

Cette conclusion marque donc que le calcul d'avant-projet d'une telle poutre est extrêmement simple. M. Vierendeel l'avait d'ailleurs montré déjà par une autre voie.

Cette conclusion est probablement susceptible d'être généralisée aux poutres cintrées de divers nombres de panneaux et de diverses proportions, toutefois cette généralisation demande à être confirmée et le coefficient analogue au 1,5 demande à être fixé pour les divers cas.

#### Poutres homologues

On fait en général grand état de la propriété d'homologie des poutres Vierendeel.

Il est utile de remarquer que pour les systèmes isostatiques, du moment que l'homologie des schémas des poutres est assurée, les efforts sollicitant les pièces correspondantes des poutres sont les mêmes lorsqu'on soumet celles-ci aux mêmes charges placées dans les mêmes positions relatives.

On pourrait donc établir de grands albums donnant un nombre suffisant de types de poutres isostatiques et leurs lignes d'influence. Ces lignes seraient applicables telles quelles à la même échelle, quelle que soit la portée de la poutre.

D'autre part pour les poutres Vierendeel, pour qu'il y ait homologie, il faut non seulement l'ho-



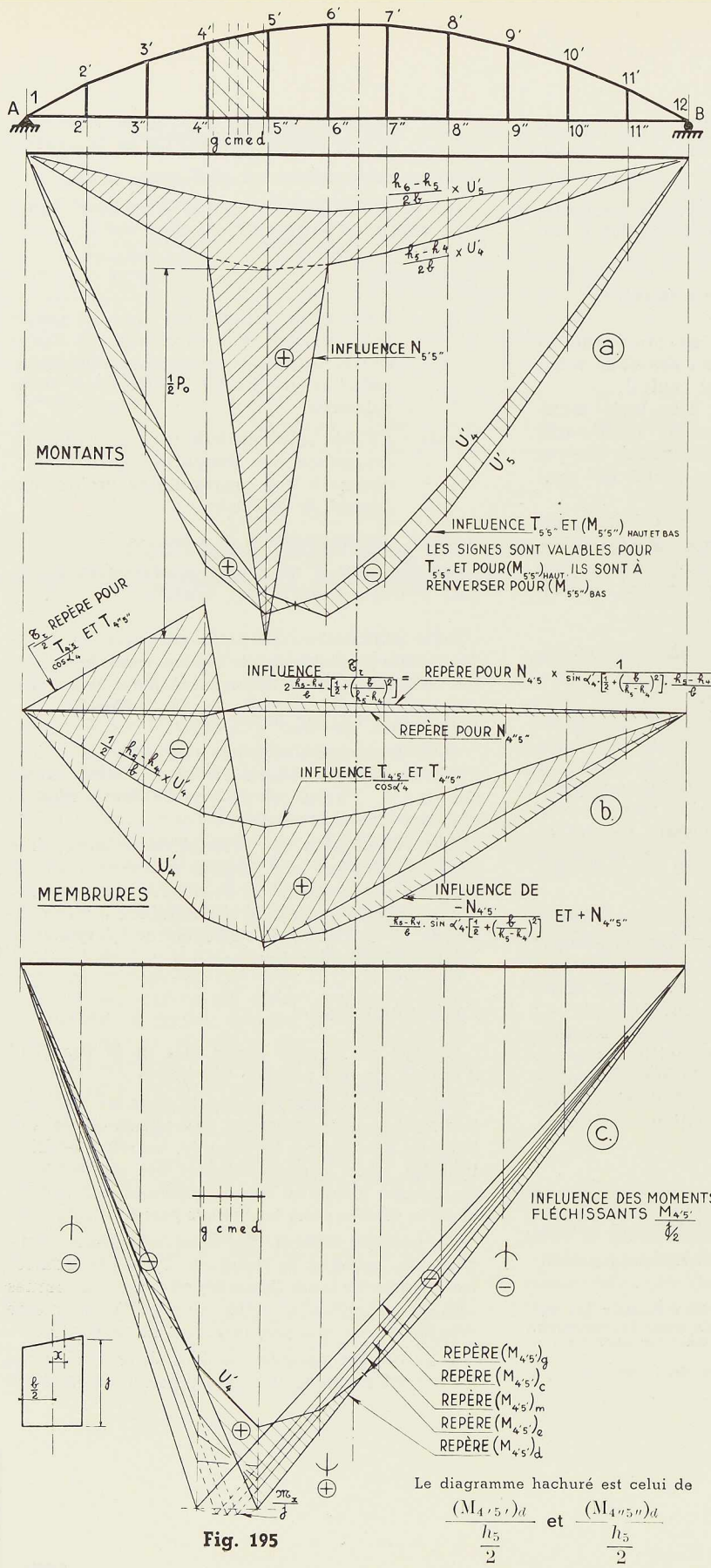


Fig. 195

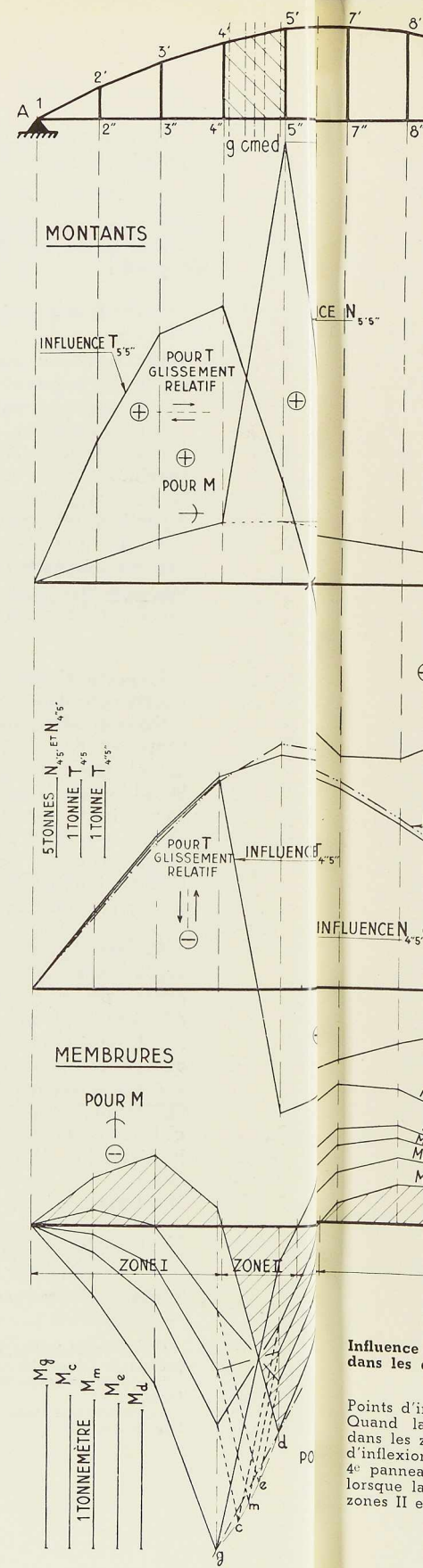
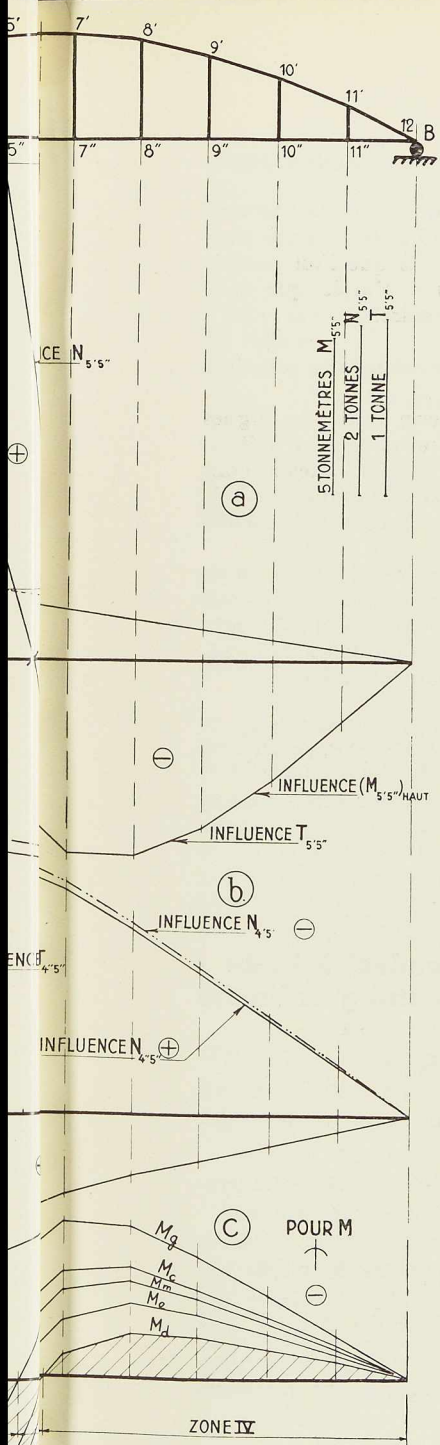


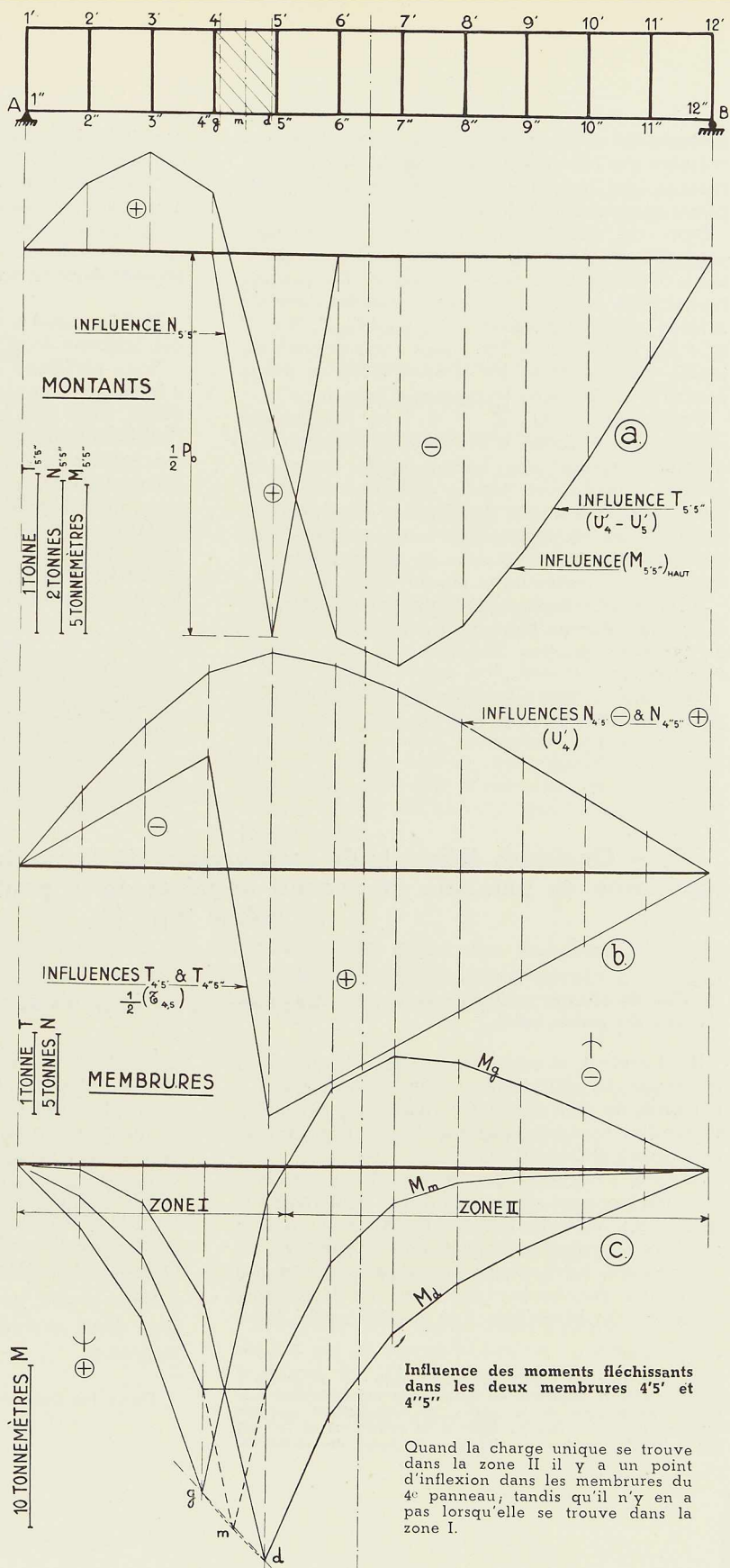
Fig. 196





Influence des moments fléchissants dans les deux membrures 4'5" et 4'5"

Points d'inflexion dans les membrures: Quand la charge unique se trouve dans les zones I et III il y a un point d'inflexion dans les membrures du 4<sup>e</sup> panneau, tandis qu'il n'y en a pas lorsque la charge unique est dans les zones II et IV.



Influence des moments fléchissants dans les deux membrures 4'5" et 4'5"

Quand la charge unique se trouve dans la zone II il y a un point d'inflexion dans les membrures du 4<sup>e</sup> panneau, tandis qu'il n'y en a pas lorsqu'elle se trouve dans la zone I.

Fig. 197

mologie des schémas, mais aussi *l'homologie des raideurs des pièces*, c'est-à-dire qu'il faut que les rapports des moments d'inertie des sections des pièces gardent leur valeur.

Dans ces conditions, comme il est montré page 476, du mémoire d'octobre 1936 de L'OSSE-  
TURE MÉTALLIQUE, lorsqu'on soumet les poutres homologues *aux mêmes charges placées dans les mêmes positions relatives*, tous les **U'**, **Z**, **N** et **T** sont les mêmes dans les pièces correspondantes, tandis que les **W** et les **M** sont modifiés d'une poutre à l'autre dans le rapport d'homologie.

Donc pour les **U'**, **Z**, **N** et **T** les échelles des ordonnées des lignes d'influence à l'aplomb des montants restent les mêmes pour toutes les poutres homologues, tandis que pour les **W** et les **M** les ordonnées des lignes d'influence à l'aplomb des montants sont à lire à une échelle inversement proportionnelle au rapport d'homologie ou à la portée de la poutre.

Il serait donc logique d'établir *par calcul direct* de grands albums donnant un nombre suffisant de types de poutres Vierendeel et leurs lignes d'influence.

Les formules qui précèdent permettent de dresser de tels albums pour tous les cas que l'on esti-

merait intéressants de fixer, parce qu'ils se reproduiraient souvent.

Cependant la *nécessité* de dresser de tels albums n'apparaît pas beaucoup plus impérieuse que pour les poutres isostatiques, depuis que l'on possède une méthode de calcul aussi simple que celle exposée dans le présent mémoire.

M. Vierendeel a dressé sur ces mêmes principes des *tableaux d'influence* <sup>(1)</sup>.

Nous préférons de beaucoup tracer les lignes d'influence complètes, qui reviennent en fait au même, mais sont beaucoup plus concrètes et dont l'utilisation fait partie de la technique générale des calculs modernes et ne permettent aucune interprétation erronée.

Au moyen de ces lignes on voit toute la loi de variation des éléments du problème; on ne voit pas cette loi au moyen des tableaux d'influence. Mais tout ce que les tableaux d'influence donnent, les lignes d'influence le donnent aussi.

<sup>(1)</sup> A. VIERENDEEL, *Calcul des Ponts Vierendeel*, pp. 729 à 734 et pl. XXII, octobre 1931. *Annales des Travaux publics de Belgique*.

A. VIERENDEEL, *Cours de Stabilité des Constructions*, tome IV, 5<sup>e</sup> édition 1935, pl. 5, 8, 9, 10, 11.

## VI. — Quelques éléments de comparaison de la poutre Vierendeel à bride supérieure en parabole du second degré et de la poutre bow-string ordinaire de même type <sup>(1)</sup>

### 18. Cas de charge uniforme complète et notamment du poids mort.

Il est évident, et nous l'avons déjà dit, que, dans le cas où la poutre porte une même charge à l'aplomb de chacun de ses montants, *la poutre Vierendeel travaille exactement comme la poutre bow-string ordinaire*.

Aucune pièce de la poutre ne subit de flexion, sauf les tronçons de la membrure supérieure si celle-ci est réellement tracée en parabole au lieu de l'être en polygone inscrit dans la parabole.

D'ailleurs, en principe, les lignes d'influence des efforts tranchants et des moments fléchissants de toutes les pièces ont une surface nulle, leurs

parties positives neutralisant leurs parties négatives.

La valeur des **U'** est la même dans tous les panneaux, comme il a déjà été remarqué au § 14.

La photo-élasticité confirme remarquablement ce résultat; elle ne fait apparaître de bandes isochromatiques que dans la région voisine des charges concentrées appliquées et d'autre part dans la région d'attache des montants aux brides. Ce sont là des effets purement locaux d'ailleurs évidents et inévitables.

Dans ce cas, pour l'une et l'autre des poutres, on a donc, si  $p$  représente la charge par unité de longueur :

Dans les *montants*, les tractions suivantes :

$$p \cdot b$$

<sup>(1)</sup> Nous appelons poutre bow-string ordinaire, la poutre à bride supérieure cintrée en parabole et à montants sans raideur dans le plan de la poutre, ne transmettant que des tractions et pas de flexion. Ce type de poutre est en fait un arc à tirant, recevant les charges à l'aplomb des montants.



Dans la *membrure inférieure* : la traction vaut approximativement

$$N_{\text{bride inf.}} = \frac{p \cdot l^2}{8f}.$$

Dans la *membrure supérieure* : dans le tronçon du milieu

$$N_{\text{bride sup.}} = -\frac{p \cdot l^2}{8f}.$$

Les autres tronçons subissent une compression ayant la même composante horizontale et qui vaut donc

$$\frac{N_{\text{tronçon du milieu}}}{\cos \alpha'}.$$

Cette compression est donc maximum pour le premier tronçon de bride :  $1 - 2'$ .

#### 19. Effets des charges mobiles

Pour établir la comparaison, nous avons tracé pour le bow-string les lignes d'influence des efforts longitudinaux N, des efforts tranchants T et des moments fléchissants M pour la section de la membrure supérieure immédiatement à gauche du 5<sup>e</sup> montant et nous les avons comparées à celles de la poutre Viereendeel.

Voici ce que nous avons constaté d'après les épures établies par M. Piette :

Rapport des valeurs des éléments suivants du calcul dans les bow-string et dans la poutre Viereendeel :

*Sous l'effet du passage d'une charge concentrée :*

$$N_{4',5'} \text{ maximum} : 1,076$$

$$T_{4',5'} \text{ maximum positif} : 2,750$$

$$T_{4',5'} \text{ maximum négatif} : 1,592$$

$$M_{4',5'} \text{ à l'extrémité de droite, positif} = 12,84$$

$$M_{4',5'} \text{ à l'extrémité de droite, négatif} = 3,66.$$

Tandis que sous l'effet d'une surcharge roulante uniforme, pouvant occuper les positions les plus défavorables :

$$\frac{M_{4',5'} \text{ à l'extrémité de droite (bow-string)}}{M_{4',5'} \text{ à l'extrémité de droite (Viereendeel)}} = 6,21.$$

Il en résulte donc très nettement que l'arc bow-string subit des flexions assurément de beaucoup supérieures à celles que subissent les membrures de la poutre Viereendeel cintrée et qu'il pourra souvent advenir que, malgré parfois sa plus grande difficulté d'exécution, la poutre Viereendeel cintrée soit au total plus économique que le bow-string.

### VII. 20. — Comparaison des calculs de la poutre du pont du Val-Benoît et de cette même poutre mais dans laquelle la membrure inférieure serait huit fois plus raide que la membrure supérieure

Nous avons voulu nous rendre compte, sur le cas particulier soumis au calcul, de l'action que pourrait avoir sur la sollicitation des longerons la raideur du platelage, en supposant que celui-ci ait comme conséquence une notable augmentation de la raideur de la bride inférieure. Dans ce but nous avons soumis au calcul et aux essais photoélastiques une poutre dont les moments d'inertie des sections transversales des brides sont tels que

$$\frac{I''_{\text{bride inférieure}}}{I'_{\text{bride supérieure}}} = 8.$$

La fonction

$$\frac{b}{h_2} \cdot \frac{I}{J_2} = 0,328.$$

Il apparaît de suite (formule XIII et fig. 615) que, malgré la valeur déjà relativement élevée de ce rapport, les points d'inflexion dans les montants ne cessent pas d'être très près du milieu de la hauteur théorique des montants.

Nous avons soumis le cas à un essai photoélastique complet. Cet essai confirme absolument cette conclusion. La figure 198 présente la photographie du panneau encadré par les 5<sup>e</sup> et 6<sup>e</sup> montants.

Il résulte de la comparaison chiffrée, qui a été établie par M. Pappaert, qu'en appliquant pour le calcul des U' les équations XVII (mémoire d'octobre 1936), on constate les faits suivants concernant l'action d'une surcharge roulante uniforme :



1° Les lignes d'influence des  $U'$  ont des ordonnées maximum un peu moindres que pour le pont du Val-Benoît.

Toutefois la surface de chacune de ces lignes doit rester la même.

A titre de contrôle, la surface des lignes d'influence des  $U'$  a été trouvée sensiblement la même que pour l'étude du pont du Val-Benoît ;

2° Les montants sont un peu moins fléchis que si  $\frac{I''}{I'} = 1$ .

3° Les efforts longitudinaux dans les membrures sont un peu moindres que si  $\frac{I''}{I'} = 1$ .

4° Les points d'inflexion dans les montants étant dans ce cas ci sensiblement à mi-hauteur, les moments fléchissants dans les deux membrures, à l'aplomb de la même verticale, sont à peu près entre eux comme les  $I$  :

$$\frac{M''}{M'} = \frac{I''}{I'} = 8.$$

Il en résulte donc que, si réellement le platelage raidit la bride inférieure, celle-ci doit être calculée en conséquence, car les effets pourront être sensibles.

Pour les ponts métalliques, à platelage métallique, il semble que l'effet de raidissement dû au platelage ne puisse jamais être élevé ; mais pour les ponts en béton armé et pour les poutres de bâtiments en béton armé, il pourrait bien se faire que les conséquences d'un tel raidissement soient sérieuses en aggravation de la sollicitation de la membrure raidie, tandis que tout le reste s'atténue. Dans ces cas, cette question est donc à considérer très sérieusement.

## NOTE COMPLÉMENTAIRE

VIII. — Comparaison de la poutre cintrée du Val-Benoît avec  $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ , et d'une poutre de hauteur constante de onze panneaux également, à brides de même raideur et  $\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$

Voici les éléments principaux de la comparaison :

21. Equations à appliquer à la poutre droite : ce sont les équations XV (1) :

$$6 \frac{b}{h} \frac{I}{I_r} = 6 \times \frac{7,795}{10,718} \times 0,157 = 0,687.$$

$$6 \frac{b}{h} \frac{I}{I_r} \frac{1}{h} = \frac{0,687}{10,718} = 0,064 \text{ en fonction du mètre.}$$

$$-U'_{r-1} + \left(2 + 6 \frac{b}{h} \frac{I}{I_r}\right) U'_r - U'_{r+1} = 6 \frac{b}{h} \frac{I}{I_r} \frac{\mathcal{M}_r}{h} \quad (\text{XV}_{bis_1})$$

$$W_r = \frac{1}{2} \mathcal{M}_r \quad (\text{XV}_2)$$

$$Z_r = \frac{1}{2} \mathcal{C}_r \quad (\text{XV}_3)$$

$I_r$  est le moment d'inertie des sections des membrures,

$I$  est le moment d'inertie des sections des montants.

Dans le cas de la poutre étudiée :

(1) Voir p. 473 de *L'Ossature Métallique*, n° 10, 1936.

Toutes les équations  $\text{XV}_{1}^{bis}$  en  $U'$  ont donc les mêmes coefficients, elles ont la forme générale :

$$-U'_{r-1} + 2,687 \cdot U'_r - U'_{r+1} = 0,064 \cdot \mathcal{M}_r \quad (\text{XV}_{1}^{ter})$$

On écrit donc cette équation pour chacun des



onze panneaux en posant  $U'_0 = U'_{12} = 0$  et on explicite chaque  $U'$  en fonction du suivant.

A remarquer que si l'on désirait connaître les  $U'_\infty$  il suffirait de poser :

$$(U'_r)_\infty = \frac{\mathcal{P}_r}{h}.$$

Ainsi pour le cas où la poutre porte une charge unique de 10.000 kg en 6'',

$$P_6'' = 10.000 \text{ kg.}$$

On obtient le tableau D'.

Tableau D'

La charge de 10 T est en 6''

Equations (XV <sub>1</sub> <sup>ter</sup> ) :	$U'_{\text{kg}}$	$U'_\infty \text{ kg}$
$U'_1 = 0,373 U'_2 + 507 =$	2.789	1.983
$U'_2 = 0,432 U'_3 + 1.990 =$	6.125	5.950
$U'_3 = 0,441 U'_4 + 3.910 =$	9.570	9.917
$U'_4 = 0,446 U'_5 + 5.993 =$	12.753	13.884
$U'_5 = 0,450 U'_6 + 8.211 =$	15.165	17.851
$U'_6 = 0,448 U'_7 + 9.200 =$	15.485	18.181
$U'_7 = 0,447 U'_8 + 8.675 =$	13.755	14.875
$U'_8 = 0,446 U'_9 + 7.430 =$	11.170	11.569
$U'_9 = 0,446 U'_{10} + 5.850 =$	8.230	8.264
$U'_{10} = 0,446 U'_{11} + 4.140 =$	5.225	4.958
$U'_{11} =$	2.358	1.652

Tel est l'ensemble des calculs à effectuer pour chaque état de charge. Cela n'est guère long et ne comporte aucune difficulté.

## 22. Achèvement de l'étude d'un état de charge fixe déterminé :

Diagrammes des M, N, T. — En reprenant ce qui a été posé au n° 11, on obtient :

Sollicitation d'un montant  $r' \cdot r''$  :

$$\left. \begin{aligned} \text{Effort longitudinal} \\ N_{r',r''} &= -\frac{1}{2} (P'_r - P''_r) \\ \text{Effort tranchant} \\ T_{r',r''} &= U'_{r-1} - U'_r \\ \text{Moments fléchissants} \\ (M_{r',r''})_z &= (U'_{r-1} - U'_r) z \end{aligned} \right\} \text{(XXX)}$$

Sollicitation des tronçons des membrures :

Effort longitudinal :

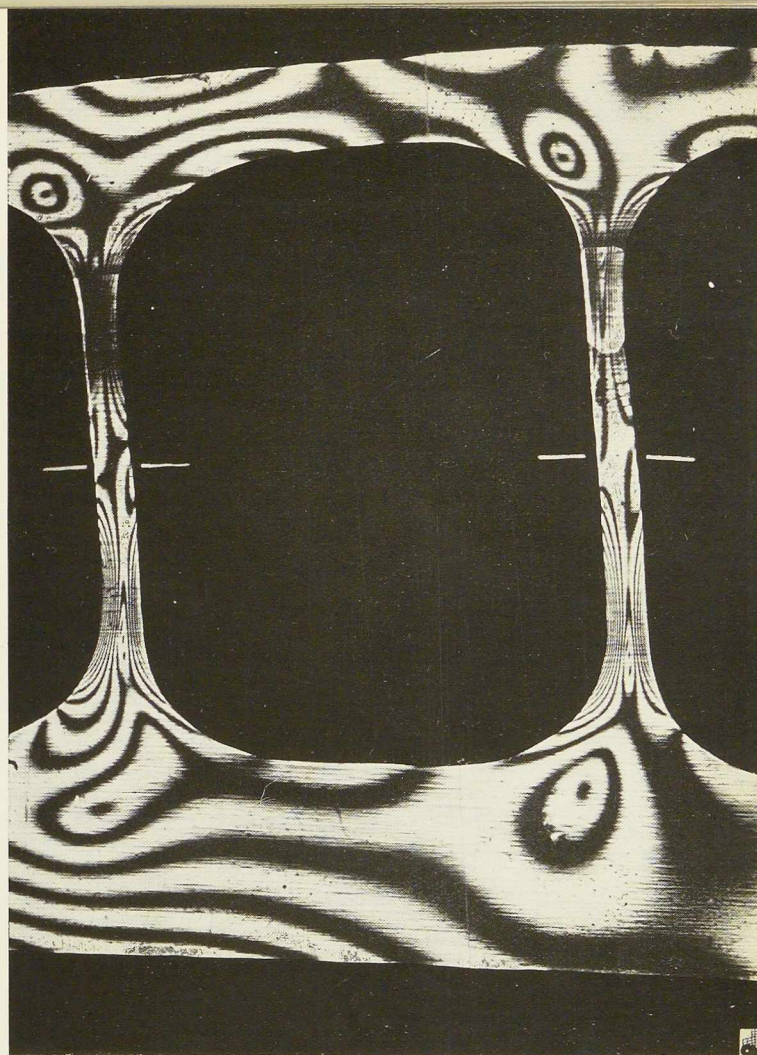


Fig. 198. Photographie des 5° et 6° montants d'une poutre du type Val-Benoît, mais dont la bride inférieure est huit fois plus raide que la bride supérieure :  $\frac{l''}{l'} = 8$ .

Cette figure montre bien qu'il ne peut être question d'appliquer la formule ancienne :

$$\frac{h'}{h''} = \frac{l'}{l''}$$

Membrure supérieure :

$$N_{r',r'+1} = -U'_r$$

Membrure inférieure :

$$N_{r'',r''+1} = +U'_r$$

Effort tranchant :

$$T_{r',r'+1} = T_{r'',r''+1} = \frac{1}{2} \mathcal{P}_r \quad \text{(XXXI)}$$

Moments fléchissants :

$$(M_{r',r'+1})_x = +\frac{1}{2} (\mathcal{P}_x - U'_r \cdot h)$$

$$(M_{r'',r''+1})_x = +\frac{1}{2} (\mathcal{P}_x - U'_r \cdot h)$$



### 23. Charges mobiles - Lignes d'influence

Il résulte de ces diverses expressions, toutes très simples, que le tracé des lignes d'influence est tout à fait élémentaire pour la poutre de hauteur constante, telle que  $\frac{I''}{I'} = 1$ .

Le seul calcul un peu long est celui des  $U'$ .

Pour le cas traité, les lignes d'influence des  $U'$  sont représentées à la figure 194, page 138, qui permet la comparaison avec le cas de la poutre cintrée. Les lignes d'influence des autres éléments du calcul sont représentées à la figure 197.

### 24. Quelques remarques :

Il est évident que, pour la poutre de hauteur constante, on ne dispose plus du contrôle que toutes les lignes d'influence des  $U'$  ont la même surface. D'ailleurs, quel que soit l'état de charge, toutes les pièces de la poutre de hauteur constante sont fléchies :

MONTANTS :

L'effort longitudinal maximum a la même valeur pour tous les montants autres que les montants extrêmes :

$$(N_{r',r''})_{\max} = + \frac{1}{2} (P''_r)_{\max}.$$

Pour les montants extrêmes :

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \times \text{Réaction d'appui max.} - \frac{1}{2} (P''_1)_{\max}.$$

(compression).

Efforts tranchants :

Comme  $T_{r',r''} = U'_{r-1} - U'_r$ , d'après la figure 194, l'effort tranchant dans les 1<sup>er</sup>, 2<sup>e</sup>, 3<sup>e</sup>, 4<sup>e</sup> montants et les montants symétriques est maximum en cas de surcharge mobile uniforme, lorsque la surcharge couvre tout l'ouvrage ; tandis que pour les 5<sup>e</sup> et 6<sup>e</sup> montants le maximum se produit lorsque 5 ou 6 panneaux sont chargés.

On voit d'ailleurs que, sous surcharge répartie, les maximums sont entre eux comme :

$$\begin{aligned} \frac{(T_{1'.1''})_{\max}}{172,6} &= \frac{(T_{2'.2''})_{\max}}{193,5} = \frac{(T_{3'.3''})_{\max}}{171,5} \\ &= \frac{(T_{4'.4''})_{\max}}{132,8} = \frac{(T_{5'.5''})_{\max}}{94,8} = \frac{(T_{6'.6''})_{\max}}{55,7}. \end{aligned}$$

Le 2<sup>e</sup> montant est donc ici le plus sollicité.

Moments fléchissants :

Ces moments sont proportionnels aux efforts tranchants. C'est donc également le 2<sup>e</sup> montant qui ici, est le plus sollicité.

Le rapport du :

$$\frac{\text{Moment max. dans les montants poutre Val-Benoit}}{\text{Moment max. dans les montants poutre de } h \text{ constante}} = \frac{222,5}{1.038} = \frac{1}{4,67}$$

dû à la même surcharge mobile uniforme (états de charges différents).

Mais il est à remarquer que, dans la poutre cintrée, le poids mort ne fléchit pas les montants, tandis qu'il les fléchit fortement dans la poutre de hauteur constante. Ainsi, pour les poids morts et surcharges du pont du Val-Benoit, le rapport :

$$\begin{aligned} &\frac{\text{Moment max. dans les montants poutre Val-Benoit}}{\text{Moment max. dans les montants poutre de } h \text{ constante}} = \\ &= \frac{1,355 \times 222,5}{1,355 \times 1.038 + \frac{6,1}{10} \times 1.038} = \frac{1}{1,45} \frac{1}{4,67} = \frac{1}{6,77} \end{aligned}$$

Les montants de la poutre de hauteur constante sont donc *beaucoup* plus sollicités que dans la poutre cintrée.

MEMBRURES :

Les sollicitations maximum se produisent dans les quelques panneaux voisins des appuis et sont réalisés, aussi bien au point de vue des N que des T et des M, pour la surcharge couvrant tout le pont.

EN RÉSUMÉ :

Pour le pont de hauteur constante comparé au longeron du Val-Benoit, toutes les sollicitations tant des montants que des membrures qui commanderont dans un avant-projet le choix provisoire des profils des pièces, sont réalisées en même temps et pour le cas de surcharge complète.

L'avant-projet ne considère donc que ce cas ; il n'y aura à appliquer qu'une seule fois les équations aux  $U'$  et, par raison de symétrie, leur nombre se trouve réduit à  $\frac{m}{2}$  ou à  $\frac{m-1}{2}$  suivant que le nombre  $m$  de panneaux est pair ou impair.

Il serait intéressant de s'assurer que cette conclusion peut être généralisée à d'autres proportions de poutres.

Les lignes d'influence permettent de trancher la question.



## IX. — Quelques conclusions générales

Le type de poutre Vierendeel à bride cintrée en parabole du second degré et à entretoises localisées à l'aplomb des montants jouit de propriétés qui font que ce type de poutre de pont se répand :

Une des entraves principales au développement de l'emploi de cette poutre a été, et est encore, la réputation qu'elle a d'être difficilement calculable. Cette réputation se base sur les méthodes de calcul utilisées le plus souvent jusqu'ici. On voit surgir, même dans ces tout derniers temps, par exemple aux Etats-Unis, des mémoires fort étendus et qui révèlent une réelle maîtrise analytique, mais qui sont loin de simplifier l'étude de cette poutre. Aussi était-il important de rappeler que l'on dispose aujourd'hui, d'une part, d'un *procédé de calcul rapide*, permettant d'établir avec certitude des avant-projets et, d'autre part, d'une *méthode simple de calcul complet*, donnant aisément les lignes d'influence et permettant donc de se rendre compte de la variation que subissent tous les éléments du problème. La méthode de calcul rapide se dégage d'ailleurs nettement de la discussion de la méthode complète menée une fois pour toute sur le type de poutre étudié.

Voici quelques caractères de la poutre :

1° Convenablement dessinée, adroitement tracée, surtout au point de vue des goussets de liaison des montants et des membrures, et des formes des extrémités, cette poutre peut être très belle et peut présenter un véritable caractère architectural. Cette qualité peut souvent être déterminante de l'adoption de ce type d'ouvrage. Des exemples très réussis existent en Belgique, parmi les ponts construits dans ces dernières années sur le Canal Albert ;

2° Sous poids mort, cette poutre ne travaille pas en poutre Vierendeel mais bien en bow-string ordinaire. Ses éléments ne sont donc pas fléchis ; ils sont ainsi peu sollicités ;

3° Ce n'est que sous l'effet du passage des surcharges que la poutre joue vraiment son rôle de poutre Vierendeel et que ses éléments sont donc fléchis.

Si l'on compare cette poutre au bow-string correspondant, on constate que les moments fléchissants maximum sont de beaucoup supérieurs dans le bow-string que dans le Vierendeel ;

4° Aussi il peut se faire que la poutre Vierendeel cintrée soit plus économique que le bow-string ordinaire correspondant ;

5° Par rapport au bow-string, cette poutre présente assurément une plus grande raideur qui convient particulièrement pour les ponts-rails à circulation lourde et à grande vitesse ;

6° A l'encontre du type cintré, la poutre Vierendeel de hauteur constante est rarement d'un aspect satisfaisant pour un pont. Aussi y a-t-il lieu de la réserver aux cas où la hauteur constante est une condition de fait inévitable (certains pylônes, problèmes de bâtiment).

D'ailleurs les caractères de la sollicitation de la poutre de hauteur constante sont beaucoup moins intéressants que ceux de la poutre cintrée ; notamment les très fortes sollicitations des panneaux d'extrémités et des montants ne lui sont pas favorables.

Au sujet de la **méthode de calcul** nous concluons notamment ceci :

1° Quel que soit le type de poutre Vierendeel et quelle que soit la nature de l'application, son calcul complet peut se faire par la *méthode dite par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures*.

Cette méthode est simple et tout à fait sûre.

Ses principes ont été résumés dans notre premier mémoire d'octobre 1936 ; une application à un grand pont est développée dans le présent mémoire et nous avons l'intention d'en montrer prochainement l'application au calcul des pylônes et des contreventements ;

2° Cette méthode est basée essentiellement sur la *connaissance de la position des points d'inflexion dans les montants*.

L'étude tant analytique qu'expérimentale révèle des caractères importants concernant la position de ces points. Leur connaissance est acquise, établie par des formules datant déjà de quelques années, qui sont confirmées aujourd'hui par d'autres voies analytiques, mais surtout contrôlées par des expériences photo-élastiques que l'on peut considérer comme définitives ;

3° Cette méthode est caractérisée principalement par une *équation des deux ou des trois panneaux séparés par deux montants successifs*.

Cette équation, dont nous avons dans notre premier mémoire généralisé la portée, jouera dans

L'avenir un rôle aussi important pour ces poutres que celui que joue, pour l'étude des poutres continues, l'équation des trois moments sur appuis successifs, de Clapeyron.

Cette méthode permet sans aucune difficulté, sans approximations successives et sans artifice spécial de calcul, la résolution du cas et l'analyse complète des effets des surcharges par les lignes d'influence.

Cette méthode se répandra et, du même coup, fera se multiplier les applications du système constructif dont elle lève si complètement l'étude;

4° Cette méthode conduira en outre, et sans doute bientôt, certains calculateurs à établir définitivement sous leur forme générale les équations fondamentales de la poutre Vierendeel d'un tel nombre de panneaux, donnant directement, par des expressions du premier degré, la valeur de chacune des variables essentielles, en fonction des moments fléchissants isostatiques subis par la poutre ;

5° L'établissement rapide d'un avant-projet déjà très poussé de poutres tant cintrées que de hauteur constante, appuyées aux deux extrémités, se fait très aisément, car il n'exige que l'étude d'un ou de deux états de charge. Une telle solution a d'ailleurs été donnée, par d'autres voies, par M. Vierendeel ;

6° Cela a conduit M. Vierendeel à prétendre, et tout récemment encore, que dans ces problèmes l'emploi des lignes d'influence ne se justifie pas et est beaucoup trop long et fastidieux. Nous ne pouvons nous rallier à cette affirmation.

Nous regrettons depuis longtemps que M. Vierendeel ait systématiquement sous-estimé l'importance de la méthode des lignes d'influence, non seulement pour ceci mais pour tous les ouvrages.

Et cependant dans ses méthodes rapides M. Vierendeel donne *des tableaux d'influence*, ce qui revient en fait au même, sauf à ne pas donner les diagrammes si utiles et si parlant aux yeux.

D'ailleurs pour dresser ses tableaux d'influence l'auteur doit étudier séparément autant d'états de charge qu'il en faut pour établir les lignes d'influence.

Nous ne voyons donc pas en quoi sa méthode

par tableaux d'influence peut être moins longue que celle des lignes d'influence.

Tous les auteurs modernes reconnaissent qu'un problème de poutre n'est correctement résolu que si pour chacun de ses éléments on peut tracer la ligne d'influence. Et cela avec d'autant plus de raison que le système est plus complexe. *C'est la vraie méthode générale d'analyse systématique d'un cas*, toujours applicable.

De cette méthode on ne peut se passer, surtout quand ces lignes sont obtenues très facilement.

Cela n'exclut pas l'intérêt de certaines méthodes particulières, ni de formules simplifiées, qui se dégagent lorsque se répète souvent l'application d'un même type d'ouvrage, restant homologue à lui-même.

Mais pour établir ces formules simplifiées ou les méthodes de calcul rapide, il faut avoir analysé complètement le problème et on ne peut mieux le faire que par les lignes d'influence.

Mais combien n'y a-t-il pas d'autres problèmes, pour la solution desquels une méthode générale est indispensable !

7° Nous terminons en disant combien nous sommes satisfait de l'intérêt que M. Vierendeel a porté à notre mémoire d'octobre 1936. Ce mémoire lui a donné l'occasion de rédiger une note parue dans le numéro de décembre 1936 de L'OSSATURE MÉTALLIQUE. Dans cette note l'auteur ravive la discussion entre la poutre sans diagonales et la poutre à diagonales. A cette occasion, il formule des remarques précieuses, mais aussi des affirmations excessives, auxquelles le lecteur ne sera pas étonné d'apprendre que nous ne pouvons nous rallier.

Dans le mémoire d'octobre 1936 et dans le présent mémoire, nous avons posé d'importantes constatations relatives aux points d'inflexion et aux méthodes de calcul de la poutre Vierendeel. Nous avons aussi nettement attiré l'attention sur certains mérites de ce type de poutre. Mais il ne nous est pas possible d'en conclure que la poutre Vierendeel soit la seule intéressante dans toutes les circonstances et soit toujours la plus économique. C'est une question d'espèce, qui appelle tout le discernement du constructeur et de l'auteur de projets.

L. B.



## Les relations de l'industrie avec le grand public

La revue américaine STEEL <sup>(1)</sup> écrit, sous le titre : *Public Relations*, un intéressant article, dont nous avons extrait les passages suivants :

L'industrie américaine — ou plus exactement la direction de l'industrie — est en froid avec une grande partie des citoyens. Les chefs de l'industrie ont à affronter la tâche difficile de reconquérir l'estime du public, de regagner sa considération et la gratitude pour les résultats acquis et de démontrer que les chefs progressistes de l'industrie ne sont pas opposés aux objectifs sociaux, que l'opinion publique considère comme raisonnables.

Il serait peut-être exagéré d'affirmer que de meilleures relations avec le public sont indispensables pour assurer la prospérité immédiate de l'industrie. On conçoit, en effet, que l'industrie puisse bénéficier d'un important volume d'activité tout en étant en termes peu chaleureux avec l'homme de la rue. Mais, à la longue, l'industrie a instamment besoin de la sympathie et de l'approbation du public, sans quoi elle ne peut pas espérer recevoir un traitement juste et équitable de la part des législateurs qui, en dernière analyse, sont obligés d'agir en conformité avec la volonté du grand public.

La publicité faite par l'industrie n'est qu'un des aspects du problème de ses relations extérieures.

Les complexités des grandes entreprises industrielles font que les chefs sont trop éloignés des contacts personnels avec les travailleurs et avec le public. Ces grandes entreprises deviennent pour le grand public des abstractions et conduisent, comme on l'a constaté depuis la crise, à des critiques du principe même de l'autorité de la direction de ces sociétés.

Si l'on veut que le public aie confiance dans l'industrie, celle-ci doit mettre le public dans ses confidences. Dans un sens large, le public doit être considéré comme un actionnaire de chaque industrie dont il consomme les produits : il est de bonne politique de tenir ses actionnaires informés de la marche de ses affaires.

Si l'on ne donne pas au public américain, comme le disait M. FULLER, l'occasion de connaître et de comprendre l'industrie et sa direction, l'avenir des sociétés ne peut pas être envisagé sans inquiétude. Pour le grand public, ce n'est pas ce

(1) *Steel*, n° 1, 4 janvier 1937, pp. 243-245.

que vous êtes ou ce que vous paraissez être qui compte, mais ce que le public croit que vous êtes. Notre souci doit être de nous conduire, nous et nos entreprises, de manière que le public décide de notre sort, comme le public des arènes romaines, en levant le pouce. Toutes les fois que nous savons que nous sommes dans le vrai, n'hésitons pas à le proclamer à très haute voix.

Suivant, M. WEIR, président de la *National Steel Corporation*, de nouveaux devoirs s'imposent aujourd'hui à l'industrie et à ses chefs. L'activité de l'industrie doit être étendue au delà des problèmes de la production et de la vente. Le chef d'industrie doit non seulement accepter la responsabilité d'être un producteur et un vendeur efficace, mais il doit se rendre compte de l'influence de son action économique dans les domaines sociaux et politiques. La puissance industrielle doit s'employer non seulement à diriger les moyens de production pour mettre à la disposition des hommes les biens dont ils ont besoin, mais à se servir de ces moyens de production pour aider à résoudre les problèmes d'ordre humain de la pauvreté, du chômage et tant d'autres, accrus par la crise.

Les véritables chefs du peuple américain ont toujours été les chefs de son économie. C'est vers ces chefs là — les chefs d'industrie — que le peuple lève les yeux instinctivement pour trouver du travail, pour se procurer des biens, pour mettre son argent à l'abri et pour jouir de la sécurité. Lorsque de grandes masses d'hommes furent privées de travail, d'économies et de sécurité, nombreux furent ceux qui accusèrent les chefs industriels de les avoir trahis et qui doutèrent de la capacité ou du souci des chefs industriels de s'occuper efficacement de leurs devoirs. Ils se tournèrent vers d'autres chefs et d'autres solutions.

Le remède se présente sous divers aspects :

1° L'industrie doit être la première à reconnaître et à corriger tout ce qui pourrait être erroné dans son action et sa politique actuelles;

2° Tout ce qui est bon dans l'action et la politique industrielles actuelles doit être conservé et obstinément défendu contre toute opposition;

3° Dans le cadre de l'industrie et dans les limites des principes sains, les chefs industriels doivent exercer une influence positive sur les fac-



teurs humains qui accompagnent la production:  
4° L'industrie doit tenir le public complètement informé de son action et de sa politique.

M. GARRETT, directeur des relations extérieures de la *General Motors*, écrit : « Nous devons éviter d'être trop vite satisfaits et de croire que l'augmentation du volume d'affaires est la réponse à toutes les questions. »

M. Voss, directeur des relations industrielles de la *Republic Steel Corporation*, insiste sur la nécessité pour toutes les industries, les petites comme

les grandes, d'avoir la sympathie du public. « Pour atteindre ce but, dit-il, il suffit à l'industrie de dire la vérité. Les faits sont assez parlants par eux-mêmes pour justifier, s'il en était nécessaire, la place occupée par l'industrie dans notre vie nationale. »

Les opinions que l'on vient de lire sont toutes imprégnées d'idéalisme anglo-saxon. Ce serait se méprendre que de n'y voir qu'une forme nouvelle de publicité américaine. La formule vaut d'être étudiée dans le bien commun de l'industrie, de ses chefs comme de ses nombreux travailleurs, et de sa clientèle.

### Les travaux des Instituts Jules Bordet et Paul Héger à Bruxelles

Architectes : G. Brunfaut et St. Jasinski

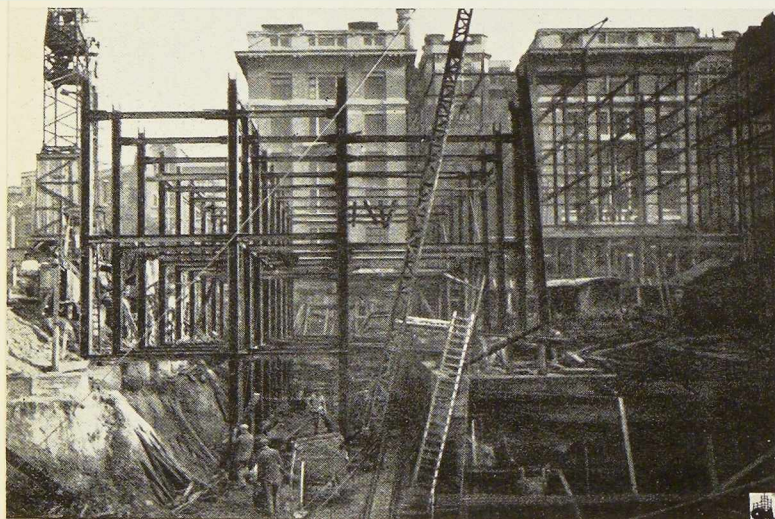
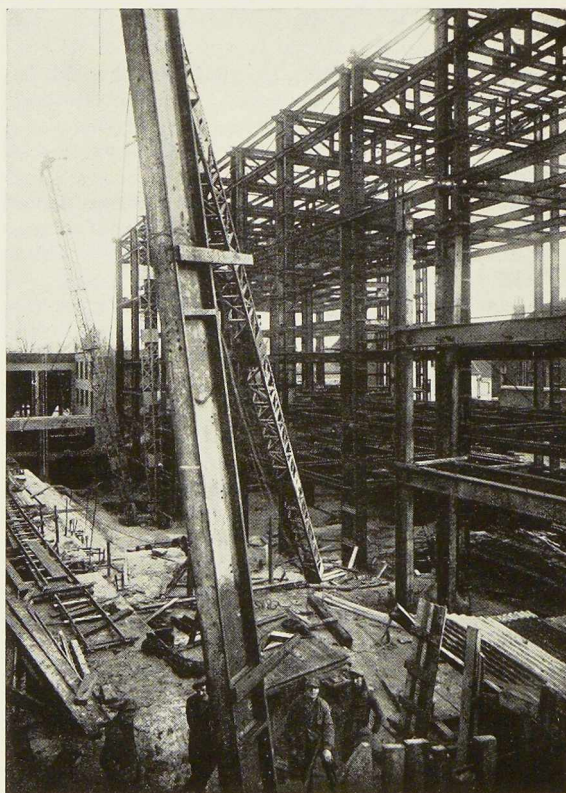


Fig. 199. La photographie ci-dessus, prise dans le courant de janvier 1937 montre l'ossature, en voie de montage, des deux ailes des Instituts Jules Bordet et Paul Héger. (Ingénieurs-conseils : Verdeyen et Moenaert; constructeurs : Ateliers Métallurgiques, Nivelles.)

Fig. 200. La photographie de droite, prise au début de février montre l'ossature en voie d'achèvement du bâtiment du Service Géologique de l'Etat. Cette ossature a été exécutée par Ougrée-Marihaye d'après les plans des ingénieurs-conseils C. et P. Molitor.

### Les travaux des bâtiments du Service Géologique de l'Etat au Parc Léopold à Bruxelles

Architecte : L. De Vestel



# CHRONIQUE

## Le marché de l'acier pendant le mois de janvier 1937

### Physionomie générale

Le marché reste très favorablement orienté. Les producteurs sont couverts au delà de toutes prévisions et les délais s'allongent jusqu'à 15 et même 18 semaines. La situation est dominée par la pénurie des matières premières, minerais et fines à coke. Des haut fourneaux ont dû être couverts dans plusieurs usines. Le ravitaillement des transformateurs se pose de façon aiguë, et, malgré les efforts des Comptoirs, plusieurs laminaires sont fermés ou travaillent au ralenti. Devant l'ampleur de la demande, Cosibel a cessé de coter tant à l'intérieur qu'à l'extérieur pendant le deuxième tiers du mois. Sous la pression des acheteurs de l'intérieur, il a été décidé, le 27 janvier, que les ventes seraient reprises sous certaines conditions quant aux prix, la facturation devant s'effectuer au prix en vigueur le jour de l'expédition. Les Comptoirs ne peuvent en effet coter pour de longs délais en présence de variations probables des prix du combustible, du minerai et de la main-d'œuvre. Cette solution a été diversement commentée par les constructeurs qui craignent de ne pouvoir suivre des affaires à l'étranger devant l'impossibilité de connaître le prix auquel leur seront facturés les aciers.

### Marché extérieur

Dans les circonstances actuelles, il est difficile de détailler l'activité de ce marché. La situation est dominée par une question de délais, car tous les consommateurs sont sur le marché et le problème des prix passe tout à fait au second plan. Les Comptoirs agissent énergiquement comme régulateurs : les hausses décrétées, quoique importantes, ne correspondent cependant pas à la loi de l'offre et de la demande. Ces hausses sont variables avec la destination et la catégorie de produits. On a cessé de coter en fin de mois devant l'importance des engagements pris.

### Marché intérieur

Le début du mois a été marqué par une augmentation des prix dans les différentes catégories

de l'ordre de 10 à 15 %. Cette augmentation n'a produit aucune modification dans l'évolution du marché; ici comme à l'extérieur c'est beaucoup plus une question de délais et d'approvisionnement qu'une question de prix. De toute façon, Cosibel n'accepte que les demandes dûment justifiées et accompagnées de spécifications. Pendant environ une semaine, les Comptoirs ont été hors marché et ce n'est que sous la pression des acheteurs que les commandes ont été de nouveau inscrites, aux conditions de prix que nous avons signalées plus haut.

Les ventes inscrites par Cosibel atteignent, en janvier, 149.000 tonnes, dont 82.000 tonnes pour l'intérieur. Les spécifications attribuées aux usines se montant à 190.000 tonnes dont 32.000 tonnes de demi-produits, 13.000 tonnes de profilés et 94.000 tonnes d'aciers marchands. Précisons que ces chiffres n'ont qu'une valeur de statistique et ne correspondent pas à l'allure du marché.

Un important matériel de transport automobile destiné au Congo a été commandé à nos ateliers. Des ateliers de construction belges ont enlevé une affaire de 600 wagons pour l'Argentine et de 400 pour la Chine.

Le demande a été importante de la part des ateliers de construction mécanique : les aciers spéciaux ont été très demandés. Les constructeurs de matériel roulant réclament des aciers marchands et des tôles; les usines travaillant pour la défense nationale demandent des profilés et des tôles fortes.

### Demi-produits

A l'intérieur, les producteurs font de gros efforts pour satisfaire les transformateurs. Les stocks des transformateurs sont pratiquement inexistantes et certaines usines ont dû ralentir leur production.

Les fournitures à l'extérieur sont réduites au minimum nécessaire pour ne pas perdre entièrement le contact avec la clientèle.

### Produits finis

Tous les compartiments sont très actifs et les usines sont couvertes pour plusieurs mois. Dans

N° 3 - 1937



## Minimum d'encombrement

l'état actuel du marché des matières premières, il est impossible d'augmenter le chiffre de la production et dans certains cas on a même dû le diminuer. Les expéditions de l'Entente Internationale des Feuillards et Bandes à Tubes se sont élevées, en janvier, à 24.000 tonnes.

### Production sidérurgique belgo-luxembourgeoise

La production du mois de janvier 1937 s'est élevée à 484.145 tonnes dont 279.512 tonnes pour la Belgique et 204.633 tonnes pour le Luxembourg.

En janvier 1936, la production s'était élevée à 422.338 tonnes.

### A la Commission des Questions Scientifiques du Comité Central Industriel de Belgique

La Commission des Questions Scientifiques du Comité Central Industriel de Belgique vient de s'agrandir par l'admission de nouveaux membres choisis dans les diverses industries principales du pays. M. Rucquoi, Directeur du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, a été invité à faire partie de cette Commission comme représentant de l'industrie sidérurgique.

## Maximum de sécurité

La séance d'installation de cette Commission élargie eut lieu le 10 février, sous la Présidence de M. L. Graux, Président du Comité Central Industriel, assisté de M. L. Herry, Président de la Commission, de M. P. Goldschmit, Directeur au Comité Central Industriel et de M. P. Beghin, Secrétaire du Bureau des Relations Science-Industrie et du Fonds National de la Recherche Scientifique.

Un des rôles principaux de la Commission des Questions scientifiques fut défini comme suit par MM. Graux et Herry : susciter dans l'industrie des programmes de recherches susceptibles d'améliorer les fabrications et d'étendre les marchés ouverts à notre production nationale tant à l'intérieur de nos frontières qu'à l'exportation.

Le 7<sup>e</sup> Rapport Annuel du Bureau des Relations Science-Industrie, commenté par M. Beghin, fournit d'intéressantes précisions sur l'emploi des 5 millions 325.210 francs de subsides accordés au cours des 8 exercices de 1928-1929 à 1935-1936, Parmi les recherches intéressant l'industrie sidérurgique et au financement desquelles cette industrie a pris une participation plus ou moins importante, signalons :

L'étude du comportement des métaux (fontes et aciers) aux températures élevées (749.000 fr.);

L'étude expérimentale de l'action du vent atmosphérique sur les constructions (550.000 fr.);

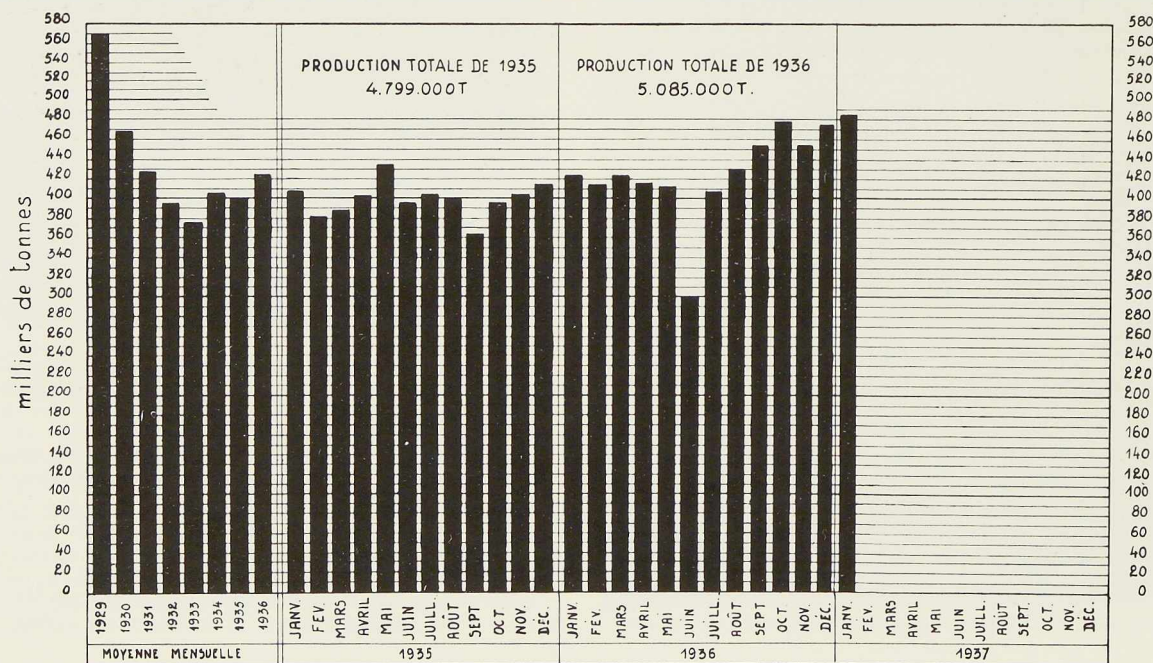


Fig. 201. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises.

## Sauvegardez l'avenir

L'étude de l'influence de certains oxydes métalliques sur l'adhérence des émaux et étude du pouvoir couvrant et du pouvoir opacifiant des émaux de couverture (90.000 fr.);

L'étude de la répartition des sollicitations dans les assemblages soudés (37.500 fr.).

On s'étonnera peut-être de constater qu'au début de l'activité du Bureau des Relations Science-Industrie le fonds de 1 million de francs que le Fonds National de la Recherche Scientifique mettait annuellement à la disposition de l'industrie par l'intermédiaire de cet office ne trouvait généralement pas à s'employer intégralement, faute de demandes recevables en nombre suffisant.

Grâce à son activité, le Bureau des Relations Science-Industrie ne tarda pas à modifier heureusement cet état de choses et c'est ainsi que pour l'exercice passé l'accueil des demandes, jugées à tous égards les plus dignes d'intérêt, épuisa le budget du Fonds au titre « Science-Industrie », et que, pour l'exercice actuel, le montant des demandes retenues à l'instruction dépasse déjà les prévisions budgétaires.

Rappelons que les subsides accordés par le Fonds National ne sont attribués que pour des recherches d'ordre scientifique intéressant un groupe d'industriels. Le Fonds National n'intervient que dans les frais de documentation préliminaire et exige, d'une part, qu'un programme détaillé de la recherche proposée lui soit soumis indiquant les buts scientifiques et industriels poursuivis et les moyens envisagés et donnant des garanties suffisantes de bonne exécution et déclarant d'autre part, que l'industrie intéressée à ces travaux est prête à supporter une participation pécuniaire égale à celle demandée au Fonds National.

Il est signalé en outre que l'O.R.E.C. (Office de Redressement Economique) dispose de fonds destinés à subsidier la recherche industrielle en vue de la mise au point de fabrications nouvelles et de l'amélioration de fabrications existantes.

Les problèmes qui seront soumis à la Commission des Questions Scientifiques feront l'objet de son examen le plus attentif et ses efforts tendront à réunir les conditions requises pour l'octroi des subsides de la part du Fonds National, par l'intermédiaire du Bureau des Relations Science-Industrie, et de la part de l'O.R.E.C.

M. Rucquoi sera heureux d'intervenir en faveur de tout programme intéressant la sidérurgie et la construction métallique et s'efforcera d'obtenir

## Construisez en acier!

que les subsides consentis pour les diverses recherches tiennent compte de la place importante occupée par l'industrie sidérurgique dans notre économie nationale et de la participation considérable de nos sociétés sidérurgiques dans la constitution du capital du F.N.R.S.



**Fig. 202.** On vient d'achever la construction d'un nouveau gratte-ciel de 36 étages et de près de 150 mètres de hauteur, il fait partie du groupe de gratte-ciel connus sous le nom de « Rockefeller Center », à New-York. Ce nouveau gratte-ciel a été construit dans un temps record. Son ossature métallique rivée comportant 9.000 tonnes a été entièrement montée en 43 jours ouvrables.

(D'après *Construction Methods*, janvier 1937, p. 43.)

### Date de clôture de notre Concours d'Architecture

A la demande de plusieurs architectes, le Jury a décidé de reporter du 1<sup>er</sup> mars au 1<sup>er</sup> avril à 17 heures la clôture de notre concours pour l'étude d'un immeuble de rapport en ossature métallique à ériger au dessous des tunnels de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles.

N° 3 - 1937



## *Minimum d'encombrement*

### **Assemblée générale du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier**

L'assemblée générale ordinaire du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, qui doit normalement se tenir le premier mercredi de mars, a été remise au mercredi 24 mars à 17 heures, par suite du calendrier très chargé de plusieurs Administrateurs.

L'ordre du jour de cette assemblée, à laquelle tous les membres du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier sont invités comporte :

1° Lecture du rapport du Conseil d'Administration;

2° Approbation des comptes de l'exercice 1936 et du projet de budget général pour l'exercice 1937;

3° Modification du Règlement d'ordre intérieur en ce qui concerne le taux de la cotisation des Ateliers de Construction;

4° Election de 5 Administrateurs en remplacement de MM. Dumont, François, Isaac, Perot et Roger, sortants et rééligibles.

### **La nouvelle boulangerie coopérative de Winterthur**

Nous tenons à préciser que cette intéressante construction qui a fait l'objet d'une description dans le n° 2-1937 de L'OSSATURE MÉTALLIQUE, page 83, est l'œuvre des architectes Sträuli et Rüeger de Winterthur.

### **Voyage d'étude en Hollande de la Commission belge de Corrosion**

La *Commission d'Etude de la Protection des Aciers contre la Corrosion*, récemment constituée dans le sein de l'Association Belge pour l'Essai des Matériaux, avait convié ses membres à participer à un voyage d'étude en Hollande les 17, 18 et 19 février 1937. La délégation belge comprenait MM. Batta, Camerman, De Cuyper, Erculisse, Goldstein, Legae, Lombaers, Meurice, Michel, Ed. et Em. Oostens, Patterson, Rucquoi et Van Rysselberge.

La délégation fut reçue par la Commission hollandaise pour l'Etude de la Corrosion. Son président, M. W. F. J. M. KRUL, Directeur du *Rijksbureau voor Drinkwater* à La Haye, souhaita la

## *Maximum de sécurité*

bienvenue à ses collègues belges et fit un exposé de l'organisation générale de la Commission.

La *Centrale Corrosie Commissie* dépend du *Sichling voor Materiaalonderzoek* (Institut pour l'Etude des Matériaux) et comprend cinq commissions de travail. Les présidents de chacune de ces commissions avaient bien voulu venir exposer eux-mêmes le programme et les résultats de leurs travaux. Ces cinq commissions sont:

*Corrosie Commissie I* : Commission d'organisation. Président : M. W. F. J. M. KRUL.

*Corrosie Commissie II*, pour l'étude des corrosions des tuyauteries enterrées. Président : M. l'Ingénieur F. F. M. WIRTZ, ancien directeur du Service des Eaux de Rotterdam.

*Corrosie Commissie III*, pour l'étude de la corrosion des câbles enterrés. Président : M. le Professeur Ingénieur J. C. VAN STAVEREN, directeur de l'Association pour l'étude des matériaux électrotechniques à Arnhem.

*Corrosie Commissie IV*, pour l'étude des revêtements protecteurs des constructions en acier. Président : M. le Docteur C. A. LOBRY DE BRUYN, directeur d'un Laboratoire de chimie industrielle à Amsterdam.

*Corrosie Commissie V*, pour l'étude de la corrosion de l'acier sous l'effet de l'eau de mer. Président : M. le Docteur-Ingénieur W. J. MULLER, Ingénieur en Chef de la Société Royale Packetvaart à Amsterdam.

La Commission hollandaise pour l'étude de la corrosion a été fondée en 1931 et a déjà atteint, dans ses divers domaines d'investigations, des résultats très importants. Elle a obtenu un large appui technique et financier de la part des Administrations publiques et de nombreux groupements, administrations privées et sociétés industrielles. Elle doit son succès au travail et à la haute compétence des présidents et des membres de ses commissions ainsi qu'aux travaux, études et recherches de son ingénieur-chimiste le Docteur-Ingénieur H. VAN DER VEEN.

L'après-midi du 17 février fut consacrée à la visite de l'exposition de corrosion dans les locaux de la *Bataafsche Pretroleum Maatschappij*, à La Haye. De nombreux échantillons de métaux soumis à diverses attaques corrosives, des appareils d'essai, des résultats d'essai y sont présentés et constituent une documentation des plus instructive.

Le 18 février eut lieu une visite de la station de corrosion à l'air libre aux Hauts Fourneaux d'Ymuiden, où est exposée depuis l'automne 1935



## Sauvegardez l'avenir

une importante série d'éprouvettes en tôle d'acier recouvertes d'une, deux et trois couches de couleurs de natures et compositions diverses. L'examen de ces éprouvettes, face supérieure et face inférieure, permet déjà de déclarer insuffisantes un grand nombre de peintures essayées. Semblables stations d'essai ont été installées dans divers autres régions du territoire hollandais.

L'après-midi du 18 février eut lieu la visite des vastes et importants laboratoires de la *Balaafsche Petroleum Mij*, à Amsterdam. La journée du 19 fut consacrée à la visite du laboratoire du *Rijksbureau voor Drinkwatervoorziening* à Utrecht, sous la direction du Dr L. H. LOUWE KOOLJMANS, puis la visite à Delft du Laboratoire Technolo-

## Construisez en acier!

gique des Huiles et des Graisses de l'Ecole Supérieure de Delft, sous la conduite de M. le Docteur-Ingénieur VAN LOON.

M. ERGULISSE, Président de la Commission belge de Corrosion, n'ayant pu prendre part aux visites des deux premières journées, c'est M. BATA, Professeur de l'Université de Liège, qui assumera, les 17 et 18 février, les charges de chef de délégation.

Nous tenons à nous associer ici aux chaleureux remerciements exprimés par MM. Batta et Ergulisse à nos collègues de la Commission hollandaise de Corrosion pour les précieux renseignements qu'ils nous ont fournis et pour la cordiale réception qu'ils nous ont réservée.

L. R.

## ECHOS ET NOUVELLES

### La construction navale en Belgique

La construction navale en Belgique est actuellement en pleine activité. La plupart des chantiers sont très occupés et ont de nombreuses commandes en carnet. C'est ainsi notamment que les chantiers *Cockerill* à Hoboken sont occupés à la construction de la malle à moteurs « Prins Albert » pour le service Ostende-Douvres, de 9 cargos, dont 4 de 3.900 tonnes environ et 3 de 8.000 tonnes, et de 2 yachts. Les chantiers *Beliard et Crighton* ont en construction ou en commande 5 chalutiers et 3 cargos de 600 tonnes. Les chantiers *Boel* construisent 2 bateaux-pilotes et 1 cargo de 600 tonnes adapté à la navigation intérieure. Le chantier naval de *Rupelmonde* a en chantier 2 remorqueurs et 1 chalutier.

### Construction de ponts à Tubize

Les travaux de construction des deux nouveaux ponts de Tubize sur la Senne et sa dérivation (route de Bruxelles-Maubeuge) commenceront incessamment. Il s'agit de deux ponts biais à poutrelles métalliques sous chaussée, de 12<sup>m</sup>75 et 6<sup>m</sup>60 de portée moyenne, comportant respectivement environ 99 tonnes et 4 tonnes d'acier. Entrepreneur : *R. Clauses*, Bruxelles. Constructeur : *Ateliers Métallurgiques* à Nivelles.

### Construction de ponts sur la route de Bruxelles à Ostende

Parmi les travaux en prévision, on signale la construction de plusieurs passages inférieurs à tablier métallique et notamment à Gentbrugge et

à Quatrecht. Ces ouvrages seront construits par la Société Nationale des chemins de Fer belges, pour l'Administration des Ponts et Chaussées, à frais communs.

### Construction d'un pont à Malines

On procède actuellement au montage du tablier métallique du pont de Malines sur la dérivation de la Dyle, route de Bruxelles-Anvers. Ce pont à maîtresses poutres rivées à âme pleine de 29 mètres de portée comporte un tonnage de 162 tonnes d'acier. Entrepreneurs : *Janssens & Mees*, Anvers. Constructeur : *Ateliers Métallurgiques* à Nivelles.

### Les ponts sur le canal Albert

En complément de la note parue dans le n° 2-1937 de notre Revue concernant le pont de Wandre, signalons que la travée centrale de ce pont, au dessus de la Meuse, a été construite par la Société *La Brugeoise et Nicaise & Delcuve*. Les *Usines de Braine-le-Comte* ont livré la travée au-dessus du canal Albert et la Société *Cockerill* les deux parties extrêmes de la partie au-dessus de la Meuse.

### Le nouveau pont d'Ougrée

L'adjudication du nouveau pont-route sur la Meuse à Ougrée, qui sera situé à 600 mètres environ en aval du pont existant (et non à 150 mètres en amont, comme nous l'avons imprimé par erreur dans notre n° 1-1937, p. 40), a été fixée au 23 mars 1937.

N° 3 - 1937



# Ouvrages récemment parus

dans le domaine des applications de l'acier <sup>(1)</sup>

## Les Constructions hyperstatiques

par A. DE MARNEFFE

Un volume de 219 pages, format 12,5 × 19 cm, illustré de 46 figures. Editeur G. Thone, Liège, 1937. Prix : 35 francs.

Les constructions hyperstatiques se sont tellement généralisées depuis quelques années qu'aucun constructeur ne peut plus en ignorer le calcul.

Les procédés de calculs, qui sont basés sur des hypothèses simplificatrices, notamment les procédés qui négligent l'influence des encastremements des poutres, ne sont que des approximations grossières. Ils sont dangereux pour la sécurité et défavorables pour l'économie de la construction.

Celui qui veut aborder l'étude de ces constructions est généralement dérouté par la multiplicité des travaux qui existent sur cette question et la diversité de leurs titres. Aussi, lui est-il souvent très difficile de tracer un programme de travail. L'étude de M. A. DE MARNEFFE, qui vient de paraître chez Thone dans la collection de la « Bibliothèque Scientifique Belge », sera accueillie à ce point de vue avec le plus grand intérêt.

L'auteur a réussi, en effet, à coordonner les nombreuses théories existantes en mettant particulièrement bien en évidence leurs principes communs.

L'ouvrage, dont la présentation, la disposition et l'impression sont particulièrement bien soignées, comprend les parties suivantes : Principe de la méthode de calcul des constructions hyperstatiques. — Expressions des déformations. — Simplification du système des équations des déformations. — Systèmes équivalents. — Constructions composées d'éléments droits.

## Mitteilungen aus den Forschungsanstalten des Gutehoffnungshütte-Konzerns (Communications faites par les laboratoires de recherches du « Gutehoffnungshütte-Konzerns »)

Brochure n° 9, nov. 1936, 26 pages illustrées de 29 figures, format A4 (210 × 297 mm), éditée par V.D.I.-Verlag, Berlin. Prix en Belgique : 2,20 RM.

Une partie de cette brochure est consacrée à l'étude de la soudure des aciers pour chaudières, ainsi que des aciers de construction St 37, St 42 et St 52.

Les auteurs y discutent la soudabilité de ces aciers en se basant sur des essais mécaniques (traction, flexion, résilience) et métallographiques.

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre Salle de Lecture, 54, rue des Colonies, Bruxelles.

## Stahlskelettbauten (Constructions à ossature métallique)

Album de photos, format: 20 × 30 cm, édité par la Société « Dortmunder Union Brückenbau », 1936.

Cet album, qui contient un ensemble de photos de gratte-ciel et autres immeubles, met en évidence le rôle important joué par l'acier en tant que matériau de construction moderne.

## Revue

### Arcos, revue des applications de la soudure à l'arc, n° 77, janvier 1937, éditée par La Soudure Electrique Autogène, S. A. à Bruxelles

Sommaire :

Amélioration du joint en T, par M. Charles. — Congrès des Ponts et Charpentes. — Construction soudée d'éléments de bateau, par W. Hoffmann. — Convoyeurs soudés pour mines et carrières. — Un nouveau pont de chemin de fer à Baden-Oberstadt. — Ossature métallique soudée, à Milan. — Ponts en béton, à armature soudée, en Argentine. — Régulateur à distance Arcos, Type SD, par R. Schmerber. — Exemples de constructions soudées en Tchécoslovaquie, par A. Brebera. — Chronique des Travaux.

### Technique de la Soudure et du Découpage, n° 32, novembre-décembre 1936, revue éditée par L'Oxyhydrique Internationale, S. A. à Bruxelles

Sommaire :

Les méthodes d'essai et de contrôle des soudures par fusion, par W. Bonhomme. — Notre générateur « à résidu sec ». — Paniers d'essoreuses en acier inoxydable, soudés au chalumeau oxy-acétylénique. — La soudure oxy-acétylénique aux ateliers de construction, par A. Collard. — Résumé des principales communications présentées au Congrès de la Soudure Autogène (Londres, 1936). — Bibliographie.

### Le Soudeur-Coupeur, revue des applications industrielles de la flamme oxy-acétylénique et de la soudure à l'arc, n° 1, janvier 1937, éditée par L'Air Liquide, S. A. à Liège

Sommaire :

Le poste de découpage sous l'eau, système Picard H.7. — Emmanchement par contraction de manetons de manivelles. — La solidité des soudobrasures. — Les groupes HF. 250 pour soudure à l'arc. — La soudure de l'Inconel. — Une application des brasures au phosphore.





# Documentation Bibliographique

## Résumé des articles relatifs aux applications de l'acier parus dans la presse technique (1)

L'OSSATURE MÉTALLIQUE a publié dans son n° 1-1937, pp. 43-45,  
le tableau d'indexation des matières qui a été adopté pour la présente rubrique

### Généralités

11.2/52. — **Les prescriptions allemandes pour constructions soudées et la pratique.** — G. BIERET, *Sparwirtsch.*, n° 11, nov. 1936, pp. 293-297, n° 12, déc. 1936, pp. 325-330, 12 fig.

L'auteur examine les nouvelles prescriptions allemandes pour constructions soudées.

11.2/53. — **Règlement concernant la construction des ponts-rail.** — *Zentralbl. Bauverwalt.*, num. spéc., annexe n° 32, 1936, pp. 743-855, 52 fig.

Après le rappel des notations usuelles, ce règlement traite du poids mort, des trains de charge ainsi que des coefficients d'impact, de la force centrifuge sollicitant les ponts en courbe et des forces dues au vent. Il donne ensuite différents détails sur le calcul des poutres en treillis et à âme pleine, sur le calcul des contreventements, des assemblages, des appuis, sur les tensions admissibles, sur les flèches des ponts, etc.

14.21/55. — **Détermination de la flèche d'une poutre.** — Odd ALBERT, *Eng. News-Rec.*, n° 24, 10 déc. 1936, pp. 828-829, 3 fig.

L'auteur expose comment on peut déterminer la flèche d'une poutre chargée sans faire usage du calcul intégral. Exemple numérique.

14.30/72. — **Tableaux pour le calcul de couvertures pour abris anti-aériens.** — R. JACKI, *P.-Träger*, n° 3, 15 nov. 1936, pp. 44-46, 2 fig.

En considérant les 4 variables : charge, écartement, portée et type de poutrelle, qui entrent dans le calcul d'un plancher, l'auteur a dressé des tableaux permettant de déterminer directement une inconnue, les trois autres étant fixées.

14.30/73. — **Procédés simples pour la détermination du centre de gravité, du volume et des moments d'ordre supérieur.** — RÖTSCHER, *V.D.I.*, n° 45, 7 nov. 1936, pp. 1351-1354, 23 fig.

(1) La liste des quelque 275 périodiques reçus par notre Association a été publiée dans le n° 1-1937, pp. 46-50, de L'OSSATURE MÉTALLIQUE. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, 54, rue des Colonies, à Bruxelles, ouvert de 8 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis : de 8 à 12 heures).

L'auteur expose des méthodes graphiques simples pour la détermination du centre de gravité d'un corps, de son volume, et de son moment d'inertie.

14.40/16. — **Vérification des soudures par les rayons X dans la construction des ponts.** — *Demag*, n° 3, oct. 1936, pp. B 42-B 46, 12 fig.

Pour découvrir les défauts à l'intérieur des soudures (points où l'adhérence est déficiente, inclusions, soufflures, criques), on dispose actuellement de plusieurs moyens, dont l'examen aux rayons X est le plus employé. L'installation radioscopique mobile Demag permet l'examen des plats d'une épaisseur pouvant atteindre 80 mm.

### Ponts

20.0/69. — **Pont Triborough à New-York.** — *Engineering*, n° 3696, 13 nov. 1936, pp. 519-522; n° 3699, 4 déc. 1936, pp. 601-603, 22 fig.

Le Triborough Bridge, qui vient d'être achevé à New-York, relie les quartiers de Manhattan, de Queens et du Bronx. La longueur totale de l'ouvrage est environ 5,5 km. Les parties les plus remarquables de cette construction sont : un pont suspendu dont la travée centrale a plus de 400 m de portée et un pont levant pesant 2.000 tonnes et ayant 94 m de portée.

20.12 a/70. — **Le pont de la Nouvelle-Orléans sur le Mississippi.** — SKERRETT, *Techn. Trav.*, n° 11, novembre 1936, pp. 605-614, 12 fig.

Il s'agit d'un ouvrage très important qui atteint une longueur de 6.900 m. La plus grande portée entre piles est de 237 m. Le tirant d'air dans la travée centrale est de 40m50. La construction a nécessité l'emploi de 21.100 tonnes d'acier.

20.12 a/71. — **Pont San Francisco-Oakland.** — *Engineer*, n° 4219, 20 nov. 1936, pp. 538-541, n° 4220, 27 nov. 1936, pp. 567-570, n° 4221, 4 déc. 1936, pp. 593-595, 16 fig.

Voir fiche 20.13 a/37.

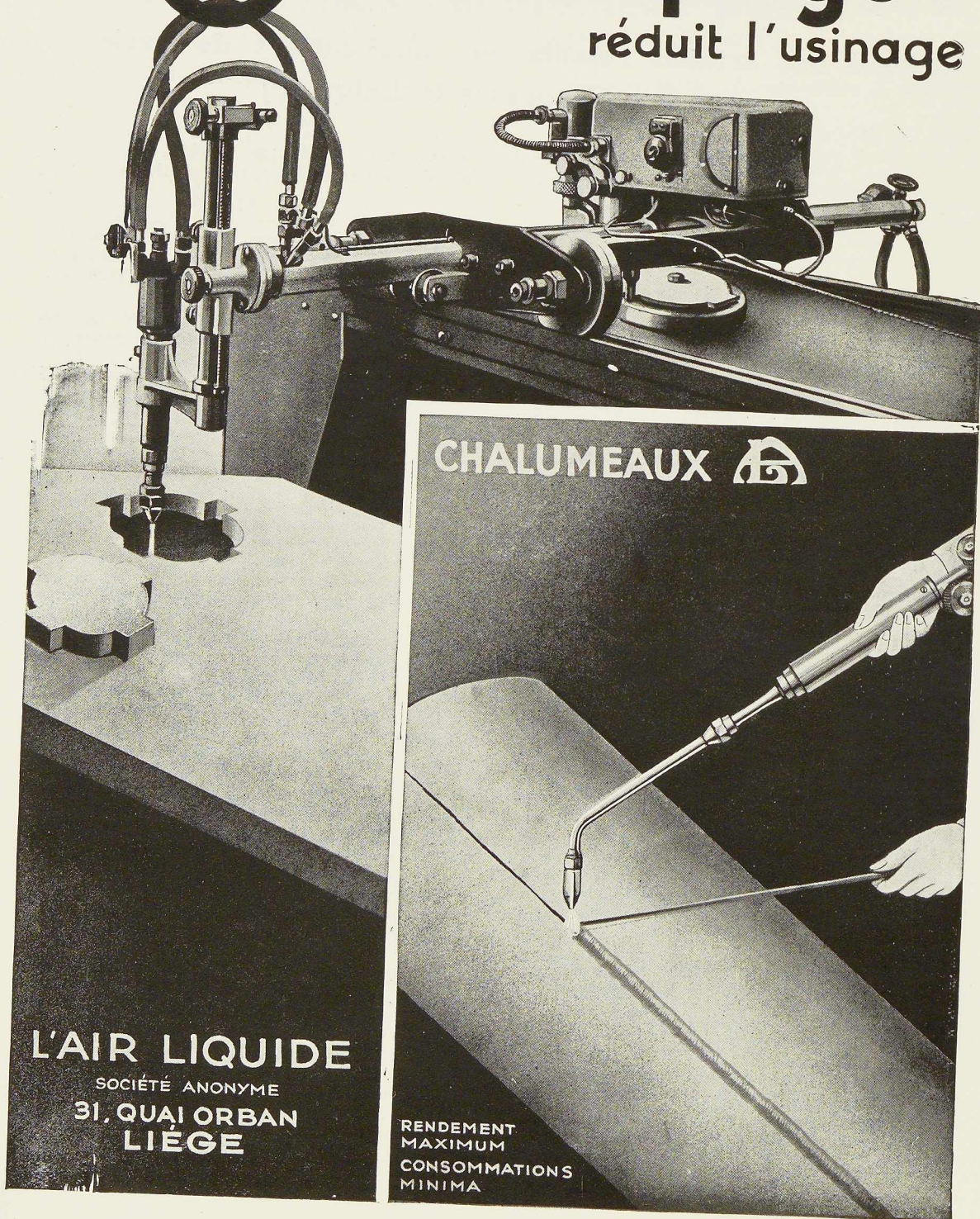
20.12 a/72. — **Pont Cantilever à Saint-Charles sur le Missouri.** — S. M. SMITH, *Eng. News-Rec.*, 12 nov. 1936, pp. 690-692, 3 fig.

N° 3 - 1937



# L'oxy-coupage

réduit l'usinage



CHALUMEAUX 

L'AIR LIQUIDE

SOCIÉTÉ ANONYME

31, QUAI ORBAN  
LIÈGE

RENDEMENT  
MAXIMUM  
CONSOMMATIONS  
MINIMA

## Sauvegardez l'avenir

Un pont cantilever de 83,50 + 190 + 134 m de portée, en treillis, a été dernièrement construit aux Etats-Unis, pour remplacer un vieux pont, construit il y a 50 ans. Détails sur le montage.

20.13 a/37. — **Pont San Francisco-Oakland.** — *Engineer*, n° 4219, 20 nov. 1936, pp. 538-541, n° 4220, 27 nov. 1936, pp. 567-570, n° 4221, 4 déc. 1936, pp. 593-595, 16 fig.

Le 12 novembre 1936, le pont reliant San Francisco à Oakland a été livré à la circulation. Cet ouvrage comprend trois parties essentielles : deux ponts suspendus, un tunnel et un pont cantilever. La longueur totale est de plus de 13 km. Nombreux détails sur la construction des piles. Coût de l'ouvrage 77.600.000 dollars. (Voir également L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 6, 1936, pp. 269-284.)

20.13 a/38. — **Le pont San Francisco-Oakland.** — *Iron Age*, 19 nov. 1936, pp. 82-84, 1 fig.

La construction de ce pont gigantesque a nécessité environ 200.000 tonnes d'acier. Le trafic se fait sur deux voies superposées de 20 m de largeur. Les câbles du pont suspendu sont composés de 17.464 fils. Sous bien des rapports cet ouvrage établit de nouveaux records. (Voir également L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 6, 1936, pp. 269-284.)

20.21 a/6. — **Pont Kincardine-on-Forth.** — *Civil Engineering* (London), n° 365, nov. 1936, pp. 370-373, 2 fig.

La partie principale de cet ouvrage de 800 m est constituée par un pont tournant de 100 m de portée, et pesant 1.600 tonnes. Description de ce pont.

20.22 a/19. — **Nouvelles solutions appliquées au pont levant de Karnin (Allemagne).** — *Linstebr, Bautechnik*, n° 39, 4 sept. 1936, pp. 555-561, 13 fig.

Le pont levant a comme particularité une pile intermédiaire. Lors de la levée et de la descente du pont, la maîtresse-poutre est sur deux appuis; dans la position fermée elle est sur trois appuis.

## Charpentes

30.3/75. — **Charpente de toit en lamelles métalliques.** — *Karig, V.D.I.*, n° 40, 3 oct. 1936, pp. 1211-1213, 6 fig.

L'auteur compare une toiture construite au moyen de tuiles en tôle nervurée à une toiture ordinaire avec fermes. Avantages et inconvénients.

30.3/76. — **Construction de hangars pour avions.** — *GUYON et MESNAGER, Ann. de l'Inst. Techn. du*

## Construisez en acier!

*Bât. et des Tr. Publ.*, n° 3, mai-juin 1936, pp. 22-32, 16 fig.

Les hangars métalliques type Jeumont-Daydé sont des hangars de 70 m d'ouverture. Ils sont différents des hangars construits jusqu'ici par le principe de leur couverture, qui est autoportante.

30.3/77. — **Hangars métalliques d'aviation.** — *M. HOUEL, Travaux*, n° 48, déc. 1936, pp. 549-554, 11 fig.

Ces hangars métalliques sont différents des hangars construits jusqu'à présent par le principe même de leur couverture, qui est autoportante. L'ouverture est de 70 m et la profondeur de 66 ou 55 m. Le poids d'un hangar, non compris les portes roulantes est de 550 tonnes ce qui correspond à environ 115 kg par m<sup>2</sup>.

30.5/33. — **Calcul des pylônes de pont de 214 mètres de hauteur.** — *CLIFFORD E. PAINE, Eng. News-Rec.*, 8 oct. 1936, pp. 497-505, 10 fig.

Calcul des pylônes du pont suspendu de Golden Gate à San Francisco. Utilisation ingénieuse du diagramme de Williot à cet effet. La comparaison de ces pylônes aux pylônes d'autres ponts, montre qu'ils sont les plus importants du monde.

30.6/28. — **Tour lumineuse sur maison à étages multiples à Berlin.** — *WOLF, Stahlbau*, n° 21/22, 9 oct. 1936, pp. 168-172, 10 fig.

L'ossature métallique d'une tour lumineuse, qui a 30 m de hauteur, est formée de cinq cadres enchevêtrés.

30.6/29. — **Tribune en acier de l'Avus, Berlin.** — *Ch. NEUKAM, Stahlb.*, n° 25, 4 déc. 1936, pp. 198-199, 4 fig.

Les tribunes construites pour 5.000 spectateurs ont exigé 100 tonnes d'acier et ont été montées en 5 semaines.

30.7/11. — **Protection contre le péril aérien.** — *HRYCH, H.D.I.*, n° 21/22, nov. 1936, pp. 252-259, 22 fig.

L'auteur indique les mesures prises contre le péril aérien dans différents pays. Dans ces mesures de protection, l'acier joue un rôle important.

31.30/36. — **Le pavillon du Club d'Aviation « Roland Garros » à Buc (Paris).** — *Oss. Mét.*, n° 1, janvier 1937, pp. 5-14, 34 fig.

Les architectes Beaudouin et Lods, chargés de construire un pavillon qui puisse être aisément déplacé et reconstruit ailleurs, ont résolu ce problème en adoptant la construction en tôle d'acier. L'ossature et les panneaux de remplissage sont en tôle d'acier. Les travaux à pied d'œuvre ont consisté presque exclusivement en assemblages à boulons. Nombreux détails de montage et d'assemblages.

N° 3 - 1937



De



*un bon cliché...*

malgré toutes les difficultés techniques, qu'il soit documentaire ou publicitaire, doit reproduire au mieux l'original.

Les ressources actuelles de la photogravure mettent l'imprimeur à même d'obtenir en typographie, par le trait, la simili, les grisés ou leur combinaison, tout ce que vous pouvez désirer.

Des trames et des morsures appropriées permettent l'emploi de n'importe quel papier.

Et comme vous avez choisi vos fournisseurs dans d'autres domaines, choisissez-les pour vos clichés, et choisissez les

É T A B L I S S E M E N T S  
**TALLON & C<sup>ie</sup>**  
SOC. ANON • 22, RUE ST-PIERRE • BRUXELLES

## Minimum d'encombrement

### Transports

40.11/30. — Rôle joué par la soudure dans l'entretien des voies. — F. GOLLING, *Aut. Schw.*, n° 12, déc. 1936, pp. 121-126, 10 fig.

L'auteur expose comment la soudure sert à l'entretien des voies et passe en revue la réparation des bouts de rails, des croisements, etc.

40.11/31. — Nouveau joint de rails. — *Arcos*, n° 76, nov. 1936, p. 1540, 2 fig.

L'auteur décrit un nouveau type de joint de rail. Des joints de ce genre mis en service depuis plusieurs mois ont donné des résultats intéressants.

40.21/10. — Une nouvelle réalisation de la locomotive Franco. — G. DE WULF, *Oss. Mét.*, n° 1, janvier 1937, pp. 23-24, 1 fig.

L'auteur expose la transformation d'une locomotive, d'un type ancien à consommation exagérée de combustible. Un tableau résume les caractéristiques avant et après la transformation (ajoute d'un surchauffeur et d'un réchauffeur).

40.22/40. — Automotrice à 56 places à pneumatiques. — *Engineering*, 14 août 1936, pp. 166-168, 21 avril 1936, p. 210, 27 fig.

Description détaillée d'une automotrice de 56 places, de 275 CV au frein. Le châssis est soudé et en acier doux; il a 16<sup>m</sup>50 de long et pèse 1.150 kg seulement.

40.24/22. — Voitures à impériale pour trains rapides. — E. BERENDT, *Progrès de la techn. allem.*, n° 4, oct. 1936, pp. 83-84, 5 fig.

L'auteur décrit les voitures offrant 300 places assises. Des compartiments pour voyageurs ont pu être placés très bas entre deux bogies. Grâce à cette disposition la voiture a le gabarit usuel des voitures de chemin de fer.

### Divers

54.0/32. — Etude des actions alternées de la corrosion et de la tension statique sur les aciers de construction. — *Techn. Blätt.*, n° 49, déc. 1936, p. 800.

L'étude a porté sur du fer pur, de l'acier Thomas et quatre qualités d'aciers Siemens-Martin à teneur de cuivre différentes. On est arrivé aux conclusions que le cuivre réduit sensiblement la corrosion. Il faut remarquer que les barres non tendues accusaient une corrosion plus importante que les barres tendues.

54.0/33. — Protection des métaux contre la corrosion. — PLÜCKER, *Illustrierte Zeitung für Blechindustrie*, 23 oct. 1936, pp. 1268-1269.

L'auteur passe en revue différents procédés de polissage et spécifie comment le polissage d'une surface doit être exécuté pour présenter une certaine efficacité contre la corrosion.

54.12/18. — Emploi du zinc et du cadmium

## Construisez en acier!

comme protection contre la rouille. — *Techn. Rundsch.*, n° 42, 16 oct. 1936, p. 3.

L'auteur étudie la formation de la rouille et donne les résultats qu'on obtient en revêtant l'acier d'une couche de zinc ou de cadmium.

54.12/19. — Le procédé anti-rouille Webb. — *Engineering*, n° 3680, 24 juill. 1936, p. 89.

Brève description d'un procédé rendant les aciers et autres métaux résistants à la rouille. Ce procédé consiste à déposer par électrolyse une très mince couche d'un alliage non corrosif, qui n'altère en rien les dimensions de la pièce. La couche ne se fissure pas et adhère bien lorsque la pièce est soumise à des actions mécaniques.

54.12/20. — Applications récentes de la métallisation. — *Soud.-Coup.*, n° 8, oct. 1936, pp. 1-8, 11 fig.

Le procédé de métallisation consiste essentiellement dans la pulvérisation et la projection violente, sur les corps à protéger, de tous métaux ou alliages, préalablement mis en fusion et vaporisés. Différentes applications intéressantes sont relatées dans cet article, et, entre autres, la métallisation au plomb du pont Lépine à Paris, pour constituer une protection contre la corrosion causée par les fumées sulfureuses des locomotives et la métallisation au zinc réalisée à bord de *Normandie*, ayant pour but la protection contre l'oxydation marine.

54.12/21. — Métallisation à l'acier inoxydable 18/8. — REIB, *Weld. Engineer*, n° 6, juin 1936, pp. 25-26, 3 fig.

Les Américains appliquent au pistolet un acier 18/8 résistant à la corrosion et à l'abrasion. Des résultats satisfaisants ont été obtenus avec des tiges et pistons de pompe pour huiles chaudes ainsi qu'avec des soupapes de conduite.

54.12/22. — Méthodes de nickelage. — *Techn. Rundsch.*, n° 41, 9 oct. 1936, pp. 8-9.

L'auteur expose les précautions à prendre pour le nickelage et donne la composition de quelques bains qui ont donné satisfaction.

54.14/33. — Considérations sur la valeur des peintures nouvelles en Allemagne. — HEBBERLING, *Bautechnik*, n° 21, 15 mai 1936, pp. 280-281, 3 fig.

On utilise actuellement, en Allemagne, de nouveaux produits au sujet desquels les connaissances sont assez limitées : des essais pressants s'imposent.

54.14/34. — Peinture pour les besoins de l'armée. — F. J. PETERS, *V. D. I. Zft.*, n° 49, pp. 1469-1474, 10 fig.

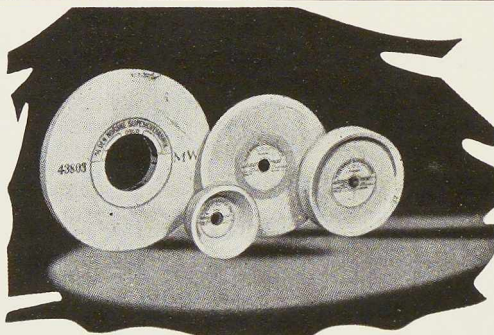
L'auteur remarque que les matières premières étrangères servant dans la peinture peuvent être remplacées par des matières alle-



MEULES RADIAC  
A TRONÇONNER  
TOILES  
PAPIERS ABRASIFS

**SCHMÉDER**  
49, rue Schmitz  
BRUXELLES

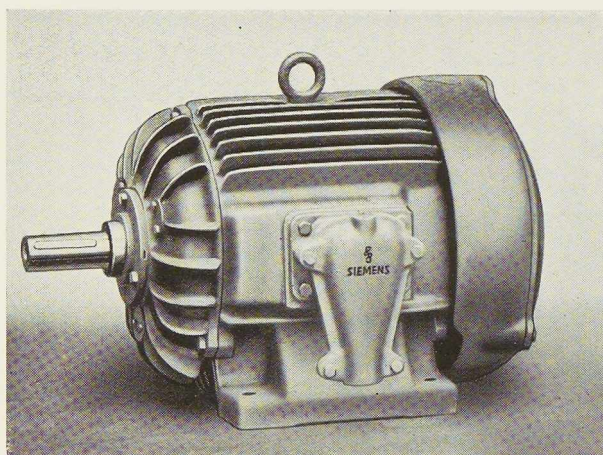
Téléphone : 26.36.44



**M E U L E S**  
POUR TOUS TRAVAUX

**vitriifiées - 25 m/s**  
**B A K É L I T E**  
à grandes vitesses

**M E U L E U S E S**  
**P O R T A T I V E S**



  
**SIEMENS**

**ISOLEMENT**  
**A LA DURIGNITE**

**Grande résistance**  
**aux actions de la température**

Insensibilité

aux surcharges de longue durée · aux démarrages difficiles et fréquents  
aux élévations de température dues à l'ambiance ou au rayonnement

**SOCIÉTÉ ANONYME SIEMENS**

DEPARTEMENT SIEMENS-SCHUCKERT

116, CHAUSSEE DE CHARLEROI, BRUXELLES · TELEPHONE 37.31.05

Pour la protection des métaux contre la corrosion  
ADRESSEZ-VOUS AU SPÉCIALISTE

**PARKER**

la **PARKÉRISATION**, la protection parfaite du fer et de l'acier contre la rouille.  
la **BONDÉRISATION**, pour l'accrochage des peintures.  
l'**UDYLITE**, le cadmiage parfait.

POUR TOUS RENSEIGNEMENTS S'ADRESSER A :

**M. CARL KONING**  
**68, RUE FRANS MERJAY**

**BRUXELLES**  
TÉLÉPHONE : 44.34.75

## Maximum de sécurité

mandes et indique de nouvelles méthodes d'essai.

54.14/35. — **Protection de l'acier contre la corrosion (peinture).** — BRODERSEN, *Bautechnik*, n° 43, 2 oct. 1936, pp. 642-645.

Après avoir attiré l'attention sur les causes multiples de la corrosion, l'auteur passe en revue les méthodes usuelles de protection telles que : métallisation, peinture à l'huile de lin, peinture à base bitumineuse. Considérations sur des peintures nouvelles.

54.14/36. — **Composition des peintures.** — KLOSE, *T. Z. prakt. Metallb.*, nos 17-18, sept. 1936, pp. 652-658.

Après avoir décrit les constituants essentiels des peintures, l'auteur indique la composition des peintures et laques employées par l'industrie.

54.14/37. — **Corrosion et pigments métalliques.** — GREIGOV, *Peintures*, n° 10, oct. 1936, pp. 202-203.

Le Comité de Corrosion de l'« Iron and Steel Institute » a publié un rapport sur les métaux féroxy. De cet exposé, il faut retenir qu'une première couche au minium de plomb doit servir de support aux enduits ultérieurs. L'emploi des sels de calcium comme pigment est préconisé. En Europe, l'utilisation de peintures métalliques l'emporte. L'aluminium pulvérisé semble s'imposer comme pigment.

54.31/4. — **Recherches sur la corrosion du fer et de l'acier.** — *Engineering*, 6 nov. 1936, p. 512.

Les aciers au cuivre résistent mieux à la corrosion atmosphérique que les aciers ordinaires. Sur la corrosion des aciers au chrome-cuivre à haute résistance, on ne peut encore se prononcer. Comme protection contre la corrosion marine, il faut faire appel à une bonne peinture. L'avantage des aciers au cuivre est douteux.

54.31/5. — **Corrosion atmosphérique.** — J. C. HUDSON, *Korrosion und Metallschutz*, n° 12, déc. 1936, pp. 345-346.

En quatorze endroits répartis sur le globe terrestre et présentant les climats les plus divers, on a exposé des éprouvettes d'acier doux, dont la teneur en cuivre se limitait à des traces ou bien à une teneur de 0,2 à 0,5 %. Les essais ne sont pas encore terminés, mais l'état actuel des éprouvettes permet de tirer quelques conclusions, qui sont en faveur des aciers au cuivre et d'une bonne peinture.

54.32/6. — **Recherches sur la corrosion du fer et de l'acier.** — *Engineering*, 6 nov. 1936, p. 512. Voir fiche 54.31/5.

54.32/7. — **Tôles d'acier soudées soumises à**

## Construisez en acier!

**l'action de l'eau de mer.** — R. H. MYERS, *Korrosion und Metallschutz*, n° 12, déc. 1936, p. 347.

L'amirauté anglaise a fait faire des essais sur la corrosion des tôles soudées et conclut que l'emploi de la soudure dans les constructions navales n'amène pas d'accroissement notable de la corrosion.

54.33/9. — **La protection des conduites souterraines contre les courants vagabonds.** — G. NOUROUX, *Oss. Mét.*, n° 11, nov. 1936, pp. 516-524, 16 fig.

Après avoir expliqué l'action corrosive des courants vagabonds sur les conduites souterraines, l'auteur indique les moyens de protection appliqués sur différents réseaux. Le système de défense par joints isolants est le plus utilisé et son efficacité est toujours assurée. Il faut considérer encore comme moyen de défense le drainage, la protection cathodique et l'enrobage des canalisations par bandes spéciales décrites dans l'article.

54.33/10. — **Protection des conduites souterraines contre les courants vagabonds.** — O. SCARPA, *Metall. Ital.*, n° 6, juin 1936, pp. 257-267 ; n° 9, sept. 1936, pp. 425-443 ; n° 10, oct. 1936, pp. 487-501, 46 fig.

L'auteur présente un article bien documenté et abondamment illustré sur le problème de la protection des conduites souterraines contre les courants vagabonds provenant des réseaux à courants continus et examine les mesures à prendre pour empêcher la corrosion, telles que : drainage des courants vagabonds, protection cathodique, joints isolants et revêtements spéciaux des conduites. Ce dernier système a été essayé pour les conduites de l'aqueduc de Cornappo et les résultats obtenus sont très satisfaisants.

55.1/2. — **Matériaux de protection contre le feu.** — PESTALOZZI, *Schweiz. Bauz.*, n° 19, 7 nov. 1936, pp. 204-207.

En se référant à différents incendies, l'auteur montre que les constructions qui résistent le mieux sont les constructions métalliques enrobées.

60/5. — **Passerelles et dispositifs de sécurité dans les installations d'appareils de levage.** — JACOBI, *Stahlbau*, n° 11, mai 1936, pp. 84-86, 3 fig.

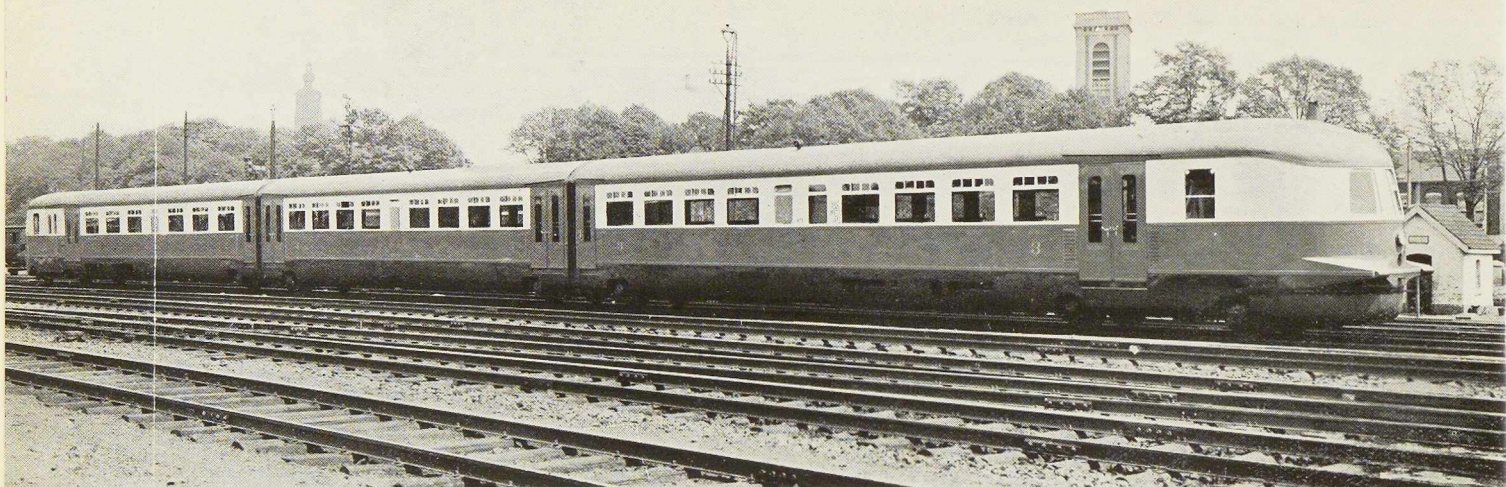
L'auteur cite quelques accidents et préconise des mesures devant empêcher les accidents dans les installations d'appareils de levage.

61/22. — **L'architecture des constructions métalliques.** — N. S. STRELECKIJ, *Akademija Arkhitektury*, n° 3, 1936, pp. 3-20, 32 fig.

Article général passant en revue les grandes et remarquables constructions métalliques existant dans le monde.

N° 3 - 1937





A PROFILS MODERNES

FINISSAGE MODERNE

Finissage COLUX, c'est-à-dire suivant les nouveaux procédés que Colorin a mis au point pour la peinture extérieure et intérieure des véhicules. Le fini COLUX donne aux véhicules un aspect plus riche, simplifie l'entretien à l'extrême et offre une résistance inouïe à l'usure par influence atmosphérique, chimique ou mécanique. Les procédés COLUX sont adoptés par tous les grands ateliers de construction. DEMANDEZ UNE DÉMONSTRATION COLUX A

**COLORIN**

DÉPARTEMENT PEINTURES INDUSTRIELLES : 434, AVENUE DE VILVORDE, HAREN-BRUXELLES

**AEG**

NOS  
**REDRESSEURS**  
DE  
**SOUDURE**

VOUS OFFRENT LES AVANTAGES DU COURANT CONTINU  
TOUT EN CONSERVANT LES QUALITÉS  
DU TRANSFORMATEUR STATIQUE  
IL EST DANS VOTRE INTÉRÊT DE VOUS INFORMER !

**SOCIÉTÉ LUXEMBOURGEOISE **AEG** D'ENTREPRISES ÉLECTRIQUES**

**40, RUE SOUVERAINE**

**BRUXELLES**

**TÉL. 11.81.40**



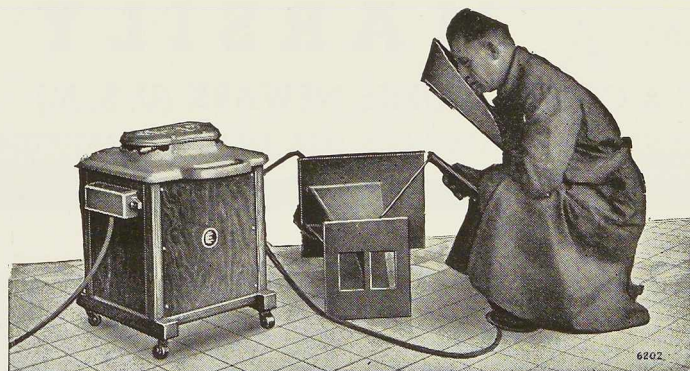
**A TELIERS DE  
CONSTRUCTION**

**P. BRACKE**

**30-40, R. DE L'ABONDANCE  
BRUXELLES (3)**

Charpentes et ossatures métalliques · Ponts · Pylônes  
Ponts roulants · Monorails · Transporteurs  
Mâts d'éclairage, de ligne, de traction · Appareils de levage

**POUR UNE SOUDURE PARFAITE :**



LE POSTE  
"ECONOMARC"



LES ÉLECTRODES



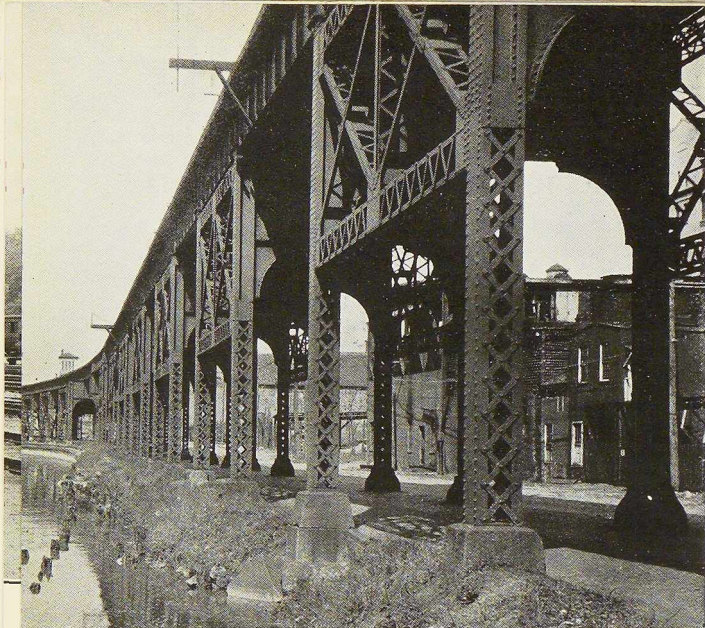
**S. A. ÉLECTROMÉCANIQUE S. A.**  
19-21, RUE LAMBERT-CRICKX. TÉLÉPHONE 21.00.65 (4 LIGNES). **BRUXELLES**  
Télégrammes "Electromecanic-Bruxelles,,

**RENÉ GILLION**

**ENTREPRISES GÉNÉRALES**  
64-66-68, rue de Bosnie  
**BRUXELLES. Tél. 37.31.70 (4 lignes)**

RÉFÉRENCES :

HOTEL COMMUNAL DE FOREST ;  
NOUVELLE MAISON DE L'I. N. R., PLACE SAINTE-CROIX ;  
BIBLIOTHÈQUE DE L'UNIVERSITÉ DE GAND ;  
MUSÉE ROYAL D'HISTOIRE NATURELLE AU PARC LEOPOLD ;  
HOTEL ATLANTA, G. SCHEERS. ETC.



66, rue de l'Harmonie  
ANVERS · Tél. 738.83

ACME WHITE LEAD & COLOR WORKS NEWARK (U. S. A.)

DEMANDEZ LA NOTICE EXPLICATIVE N° 66. ELLE VOUS SERA ENVOYÉE GRATUITEMENT

PROTÉGEZ VOS  
CONSTRUCTIONS  
MÉTALLIQUES EN  
UTILISANT LES PRODUITS  
DES

ETABLISSEMENTS  
DE **CRANE**  
&  
**MARSILY**

643 MAGASINS

32 BRASSERIES

11 CHARBONNAGES

207 USINES DIVERSES

14 CENTRALES ÉLECTRIQUES

35 S/S DE TRANSFORMATION

et de nombreuses Administrations Communales - Ministères -  
Services Publics - Banques - Compagnies d'Assurances  
Institutions et Firmes les plus diverses.

DONNENT UN APERÇU DE L'IMPORTANCE DU CARNET DE  
RÉFÉRENCES QUE TIENNENT À VOTRE DISPOSITION LES

**E<sup>TS</sup> L. BAYET-SCHAKEWITS**

BRUXELLES-MIDI

16-17, avenue Fonsny

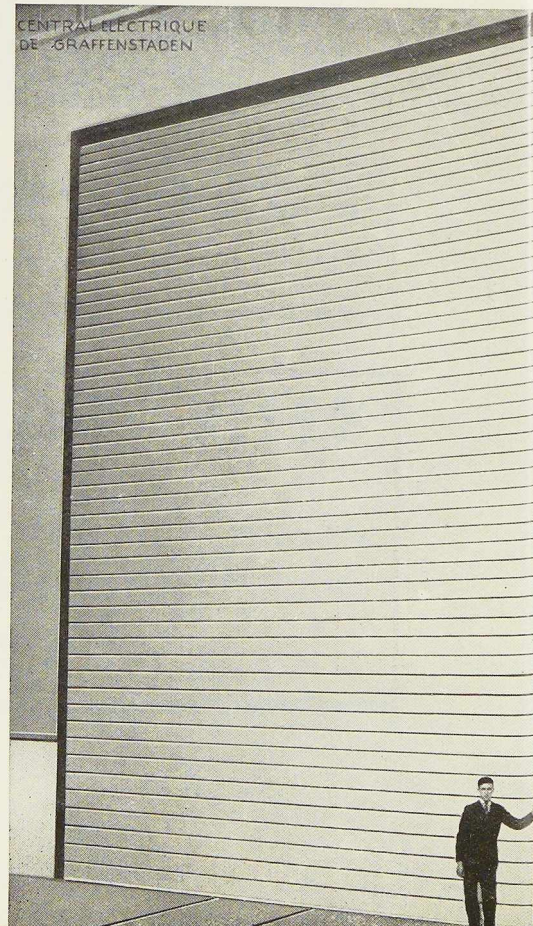
Tél. 11.22.89 - 11.35.72

Concessionnaires Exclusifs de la Société Anonyme Belge

« **L'INVULNÉRABLE** »

Demander notre Catalogue J. 37.

CENTRAL ÉLECTRIQUE  
DE GRAFFENSTADEN



*Cette revue est tirée  
par l'Imprimerie*

**GEORGES  
T H O N E**  
A L I E G E

### Nous rachetons

le numéro 1 de l'année 1932 au prix de 25 francs l'exemplaire et le numéro 1 de l'année 1936 au prix de 10 francs l'exemplaire. Prière d'indiquer sur votre envoi, vos nom et adresse et le numéro de votre compte chèques postaux.



### L'Ossature Métallique

54, rue des Colonies Bruxelles  
Téléphones : 17.16.63 (2 lignes)

### USINES REGNAC

FONDERIE DE CUIVRE & ATELIER DE PARACHEVEMENT

(Fondées en 1825)

**CHARLEROI**

MAGASINS & BUREAUX : 82/84, rue de Marcinelle

FONDERIE & ATELIER : 40, quai de Sambre

Grande spécialité pour coussinets de trains de laminoirs pour les cas les plus difficiles. Les résultats obtenus à ce jour sont merveilleux : ainsi pour un train de 900 à forte production (40/50 tonnes par heure en longueur de 80/100 mètres) de **poutrelles, largets, palplanches, rails**, etc. les coussinets en bronze phosphoreux sont à remplacer après une production de 8.000 tonnes, parfois 9.000 tonnes tandis que les nôtres en « **BI METAL CARO** » arrivent jusqu'à plus de 22.000 tonnes.

Le rendement est donc de 145 à 175 o/o plus élevé pour un prix de 10 à 15 o/o plus élevé.

Références  
sur demande



# INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
<b>A</b>		<b>H</b>	
A.C.M.T. (Ateliers de Construction Méca- nique de Tirlemont) . . . . .	9	Ciments d' <b>Harmignies</b> . . . . .	8
Société Luxembourgeoise <b>A. E. G.</b> pour Entreprises Electriques . . . . .	32	Tuileries et Briqueteries d' <b>Hennuyères et de Wanlin</b> . . . . .	15
<b>L'Air Liquide</b> . . . . .	29	<b>M</b>	
<b>A.R.B.E.D. - Columeta</b> . . . . .	12 et 13	<b>Marigrée</b> , Société Commerciale d'Ou- grée . . . . .	6 et 7
<b>Arcos</b> , « La Soudure Electrique Auto- gène » . . . . .	26	<b>O</b>	
<b>Ateliers Métallurgiques de Nivelles</b> . . . . .	5 et 28	<b>L'Ossature Métallique</b> . . . . .	35
<b>B</b>		<b>Ougrée-Marihaye - Société Commerciale d'Ougrée</b> . . . . .	6 et 7
<b>Baume et Marpent</b> . . . . .	22	<b>P</b>	
Etablissements <b>L. Bayet-Schakewits</b> . . . . .	34	<b>Parker</b> . . . . .	31
<b>P. Bracke</b> . . . . .	33	<b>R</b>	
<b>La Brugeoise et Nicaise &amp; Delcuve</b> . . . . .	20	<b>Usines Regnac</b> . . . . .	35
<b>C</b>		<b>S</b>	
<b>Chamebel</b> . . . . .	17	<b>Schindler et C<sup>ie</sup></b> . . . . .	16
<b>Colorin</b> . . . . .	32	<b>Schméder</b> . . . . .	31
<b>Columeta - A.R.B.E.D.</b> . . . . .	12 et 13	<b>Siemens S. A.</b> . . . . .	31
<b>D</b>		<b>Soméba</b> . . . . .	10
<b>Davum</b> (Poutrelles Grey) . . . . .	23	<b>T</b>	
<b>De Crane et Marsily</b> . . . . .	34	Etablissements <b>Tallon</b> . . . . .	30
Anciens Etablissements Paul <b>Devis</b> . . . . .	37	Imprimerie <b>Thone</b> . . . . .	35
<b>E</b>		Usines à <b>Tubes de la Meuse</b> . . . . .	21
<b>Electricité et Electromécanique</b> . . . . .	33	<b>Tuileries et Briqueteries de Notre-Dame</b> . . . . .	24
Société Métallurgique d' <b>Enghien-Saint- Eloi</b> . . . . .	38	<b>U</b>	
<b>E.S.A.B.</b> . . . . .	14	<b>Ucométal</b> (Union Commerciale de Métal- lurgie) . . . . .	19
<b>F</b>		<b>W</b>	
<b>Francart</b> . . . . .	24	Anciens Etablissements Paul <b>Würth</b> . . . . .	25
<b>G</b>			
<b>Gillion</b> . . . . .	33		

---

En écrivant aux annonceurs, veuillez citer **L'OSSATURE MÉTALLIQUE.**

---



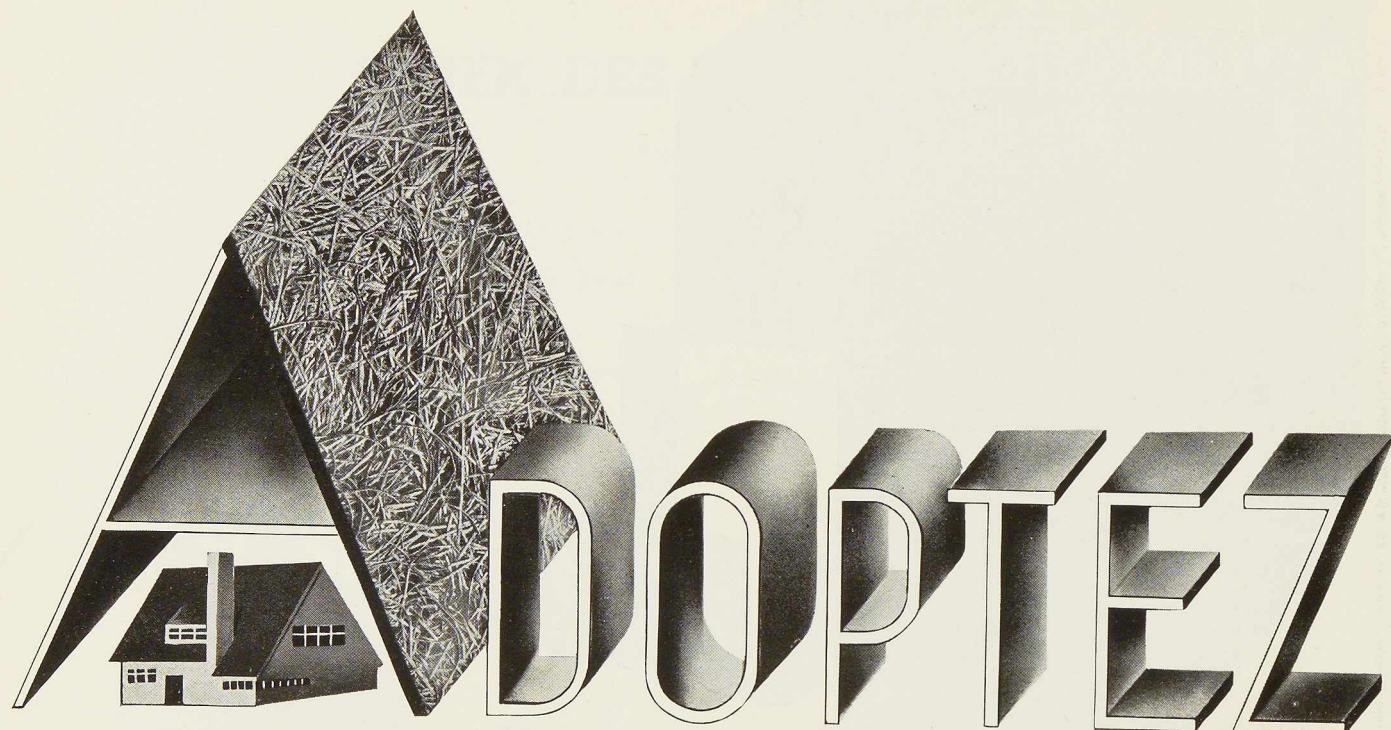
# Tubize

- Planchers transportables en briques creuses** armés d'aciers ronds (système breveté).
- Briques de façade** en tous formats.
- Briques creuses** pour maçonneries légères (format 8 x 16 x 30).
- Tuiles et accessoires** en divers modèles.
- Tuyaux de drainage**, etc.

**BRIQUETERIES ET TUILERIES DU BRABANT • S.A.**  
**ÉTABLISSEMENTS L. CHAMPAGNE** TÉL : TUBIZE 55 ET 260

DEMANDEZ NOTRE NOUVELLE BROCHURE ILLUSTRÉE

STUDIO SIMAR-STEVENS BRUXELLES.



## **ARDENNITE**

**LE MEILLEUR MATERIAU BELGE**

LÉGER · ISOLANT · ININFLAMMABLE · IMPUTRESCIBLE  
POUR LA CONSTRUCTION DE VOS ATELIERS · HALLS · BUREAUX · ETC.  
COMME SOUS-TOITURES ISOTHERMIQUES · CLOISONS ·  
PLAFONDS ISOLANTS · SÉCHOIRS · CHAMBRES FROIDES · ETC. · ETC.

**DEMANDEZ LA DOCUMENTATION N° 2 AUX**

**ÉTABLISSEMENTS**

# **LÉON LHOIST**

**CARRIÈRES · FOURS A CHAUX · CIMENTERIE**

**BUREAUX : 15, AVENUE ROGIER · LIÈGE**

**TELÉPHONE : 249.05 · 249.06 · 244.09**

**USINES A JEMELLE**

---

---