

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER
éditée par

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

154, avenue Louise, Bruxelles - Téléphone : 47.54.98 - 47.54.99
Chèques post. : 340.17 - Adr. télégr. : « Ossature-Bruxelles »

19^e ANNÉE

N° 2

FÉVRIER 1954

S O M M A I R E

Le viaduc de la South Street à New York	57
Les usines Sochaux de la Société des Automobiles Peugeot	61
L'acier et ses applications	64
Le pont sur la Meuse mitoyenne à Maaseik	65
XV ^e Congrès International des Centres d'Information de l'Acier - Intervention de M. G. Ferrand	67
Les plus beaux ponts construits aux Etats-Unis	68
Centre Technique de Vienne (Isère)	70
Tuyaux-raccords dans des conduites forcées, par G. Schuffert	73
Constructions cellulaires en palplanches plates (2 ^e partie), par L. Descans	77
Les ponts-rails en poutres mixtes acier-béton des C. F. F., par L. Marguerat	85
C. E. C. M. - Conférence du 18 décembre 1953	93
Bibliothèque	104
Chronique	105

La couverture 1954 est une création **Keiffer**.

La polychromie (en haut) donne une vue d'un nouveau hall de la Fabrique de Fer de Charleroi.

Constructeur : **S. A. Baume et Marpent**.

La photographie inférieure du présent numéro représente le pont de la Barge à Gand, construit par les Ateliers Métallurgiques de Nivelles.

Celle du numéro de janvier représentait le pont Mombaerts à la gare de Monceau-Formation.

Constructeur : **S. A. Baume et Marpent**.

ABONNEMENTS 1954 (11 numéros) :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 260,-.

France et Union française : 2.400 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences, GIRARDOT & C^{ie}, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6^e (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions : 7 dollars, payables à M. Léon G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

Autres pays : 350 francs belges.

Tous les abonnements prennent cours le 1^{er} janvier.

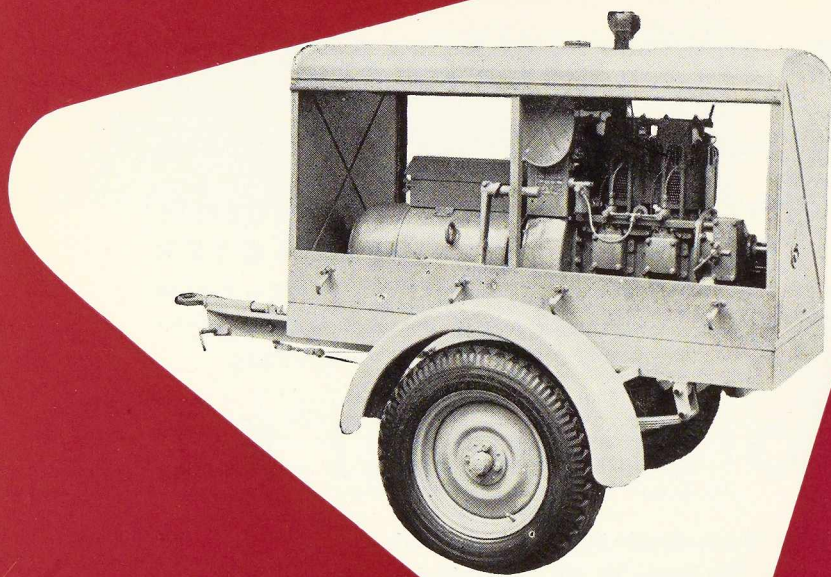
PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 30,-,

France : francs français 250,-, **autres pays** : francs belges 40,-.

DROIT DE REPRODUCTION :

La reproduction de tout ou partie des articles ou des illustrations ne peut se faire qu'en citant **L'Ossature Métallique**.



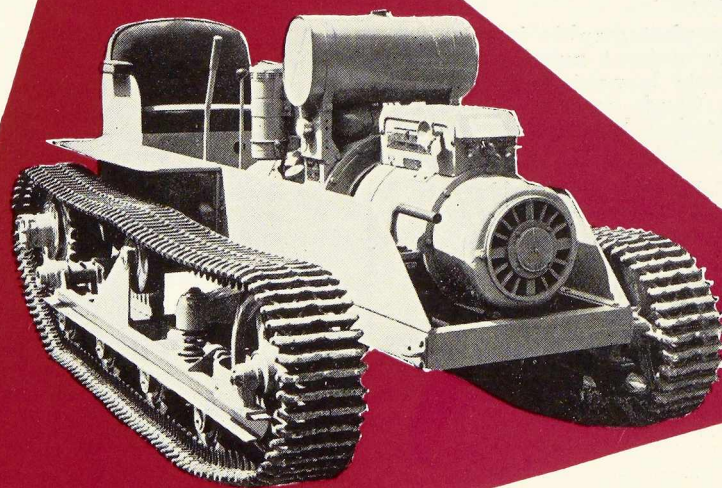
TYPE AS 2
MOTEUR DIESEL 20 HP
MODÈLE T300A



ELECTROGENES

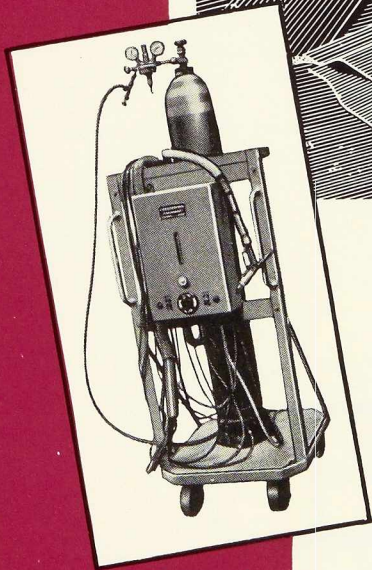
GRUPE DE SOUDURE
AUTO-TRACTEUR 300 A

SOUDOMETAL



MATÉRIEL DE SOUDAGE
83, CHAUSSÉE DE RUYSBROECK
FOREST-BRUXELLES

Soudage à l'ARGON...



...soudage de l'avenir !

Appareillage de divers modèles, ARGON 99,9% et mélanges spéciaux à base d'argon pour souder à l'électrode réfractaire et à l'électrode fusible (proc. Sigma).

**L'OXHYDRIQUE
INTERNATIONALE**

S. A.

Nous sommes à votre disposition pour tous renseignements d'ordre technique et commercial

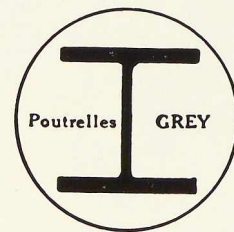
31 RUE P. VAN HUMBEEK, BRUXELLES · TÉL. 21.01.20 (6 lignes)



Bureaux des Ateliers
BAUME & MARPENT,
HAINE-SAINT-PIERRE

Charpente entièrement soudée

POUTRELLES GREY DE DIFFERDANGE



Agence de vente pour la Belgique et le Congo belge :

DAVUM S. A.

22, RUE DES TANNEURS ANVERS

Téléphone : 32.99.17 (5 lignes) — Télégramme : Davumpert

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

19^e ANNÉE - N° 2

FÉVRIER 1954



Le viaduc de la South Street à New York

Les problèmes de la circulation automobile dans les grandes villes se posent avec acuité aux autorités américaines, qui s'efforcent depuis longtemps d'y trouver des solutions satisfaisantes. Une des solutions de ces épineux problèmes semble résider dans la construction de chaussées surélevées.

En raison de sa résistance spécifique élevée, l'acier constitue un matériau tout désigné pour la construction de tels ouvrages, réduisant l'encombrement des éléments portants au strict minimum. Il y a 15 ans déjà l'*American Institute of Steel Construction* (A. I. S. C.) organisait un concours international pour la solution du problème de la décongestion du trafic dans les grandes villes par la construction de chaussées surélevées (1). Ce concours avait obtenu à l'époque un vif succès. Depuis lors plusieurs chaussées surélevées ont été construites à New York et dans d'autres grandes villes des Etats-Unis. Dans cet article on trouvera des détails sur le « South

Street Viaduct », récemment achevé dans la métropole américaine.

(1) Voir *L'Ossature Métallique*, n° 9-1938.

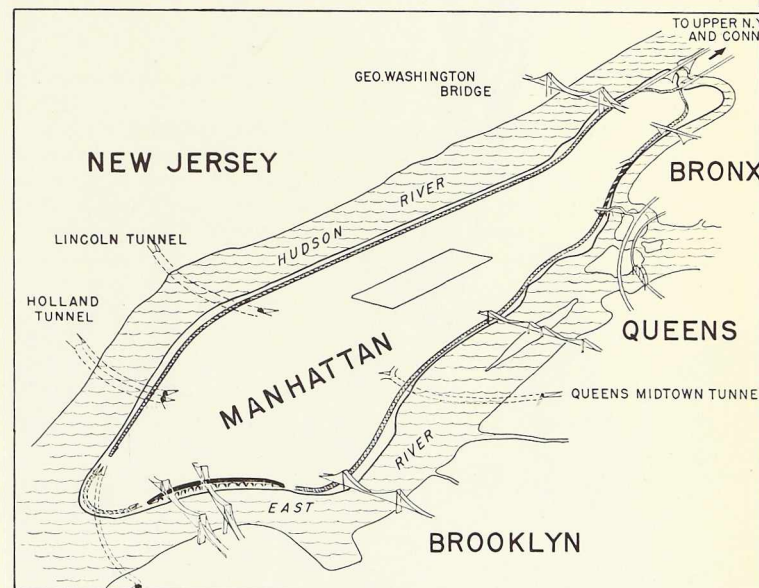
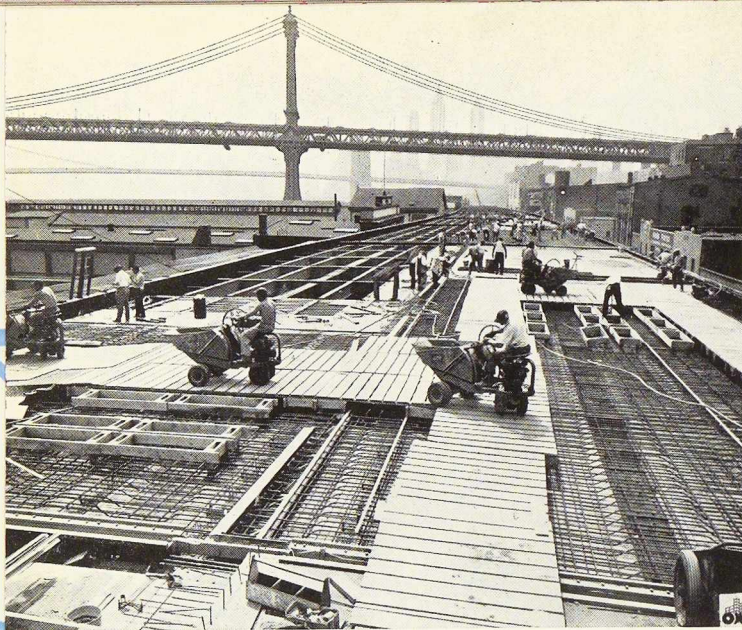


Fig. 2. Plan de la nouvelle autoroute à Manhattan entourant complètement l'île. Le viaduc de la South Street, le long de l'East River, est figuré en gros trait noir. La partie non encore achevée du viaduc se trouve à gauche du Bronx (en pointillé).





Le nouveau viaduc s'étend vers le Sud sous les ponts de Manhattan et de Brooklyn. Son but est de décongestionner le trafic très dense dans cette région de la cité de New York dans le voisinage du célèbre marché aux poissons de Fulton. L'achèvement du viaduc, dont la longueur dépasse 2 1/2 km et le coût atteint plus d'un demi-milliard de francs belges (\$ 11 000 000), ne laissera



Fig. 3. Bétonnage du tablier et des chaussées surélevées. Des chariots motorisés amènent le béton à pied d'œuvre.

plus qu'un tronçon non construit de 3,2 km dans la ceinture de chaussées surélevées qui entoure l'île de Manhattan. Lorsque ce dernier tronçon aura été construit, les automobilistes pourront faire le tour de Manhattan — une distance de près de 40 km — pratiquement sans être arrêté par des signaux lumineux.

Le viaduc de la rue Sud relie l'artère Franklin D. Roosevelt Drive longeant l'East River avec le passage souterrain du Battery Park, inauguré en 1951. Grâce à sa liaison avec le Brooklyn Battery Tunnel et les accès du pont de Brooklyn, le nouvel ouvrage contribuera considérablement à réduire les embouteillages considérés comme les plus sérieux à New York. Une des principales raisons de ces embouteillages dans cette partie de la ville est constituée par l'énorme marché aux poissons de Fulton, vers lequel convergent en grandes quantités les divers produits de la mer tels que homards de la Nouvelle Ecosse, les crevettes de Key West, etc...

Les jours ouvrables (jusqu'à midi) la ville loue aux marchands de poissons une partie de la voie publique pour la manutention de leurs marchandises.

Un autre facteur d'accroissement du trafic réside dans la grande quantité de marchandises débarquées sur les jetées par les cargos qui y font escale. Malgré ces difficultés, les travaux de construction, commencés en mars 1953, progressent sans aléas avec une régularité remarquable. C'est ainsi que des poutres métalliques, dont la longueur dépassait 35 m, ont pu être amenées sans difficulté de la gare de la Hudson River pendant les heures de circulation matinale très intense.

Certaines de ces poutres, fabriquées en Pennsylvanie par la *Bethlehem Steel Co*, avaient une hauteur de 2,60 m. Les poutres étaient expédiées à la Rive New Jersey du fleuve Hudson par rail, et transportées ensuite à pied d'œuvre à bord d'atlèges.

Les ingénieurs de la municipalité de Manhattan, qui étaient chargés de la construction des routes, ont expliqué que les poutres de grande longueur étaient nécessaires dans cette région pour franchir des tunnels de transit et réduire ainsi les

Fig. 4. Mise en place d'éléments de la charpente métallique au moyen d'une grue roulante.



Fig. 5. Superstructure métallique du nouveau viaduc de la South Street aux lignes sobres et nettes.

obstructions au trafic intense des rues et le trafic vers l'entrée des jetées.

Un autre exemple intéressant de coopération, concerne les opérations au marché aux poissons. Etant donné que les marchands de poissons ont un besoin absolu d'espace dans la rue, les équipes de monteurs métalliques ont accepté, lorsque les travaux sont arrivés au voisinage de la rue Fulton, de commencer le travail à midi.

Grâce à la lumière du jour, les monteurs étaient à même de fournir une journée de travail de 8 à 9 heures avant la tombée de la nuit.

Les travaux ont commencé en 1949 par des sondages en vue de déterminer la capacité portante du sol. Les conditions variaient beaucoup d'une semelle à l'autre par suite de la nature du sol. Des pieux en poutrelles H de la *Bethlehem Steel Company* ont été foncés jusqu'au roc. Leur longueur était comprise entre 10 et 60 mètres. Au total, on a battu 9 000 t de pieux métalliques.

Le nombre de pieux par semelle variait entre 3 et 11.

La superstructure métallique comporte au total 90 travées représentant un tonnage de plus de 15 000 t d'acier. Sa longueur atteint quelque 2 350 m. Il a fallu près de 200 000 rivets pour assembler les différents éléments de leur superstructure. Les travées sont du type à portique, les béquilles sont distantes entre elles de 10,7 m et comportent de part et d'autre des porte-à-faux de 6,70 m et 5,50 m respectivement.

Deux rangées de poutres reposent directement sur des colonnes doubles analogues à celles de la route latérale de l'Ouest (*West Side Highway*).

Les travaux avancèrent à raison d'une travée par jour. De cette façon toute la superstructure en acier (à l'exception des garde-corps) fut montée fin août 1953.

La route longe le cours d'eau autant que possible sans enlever la lumière et l'air aux immeu-

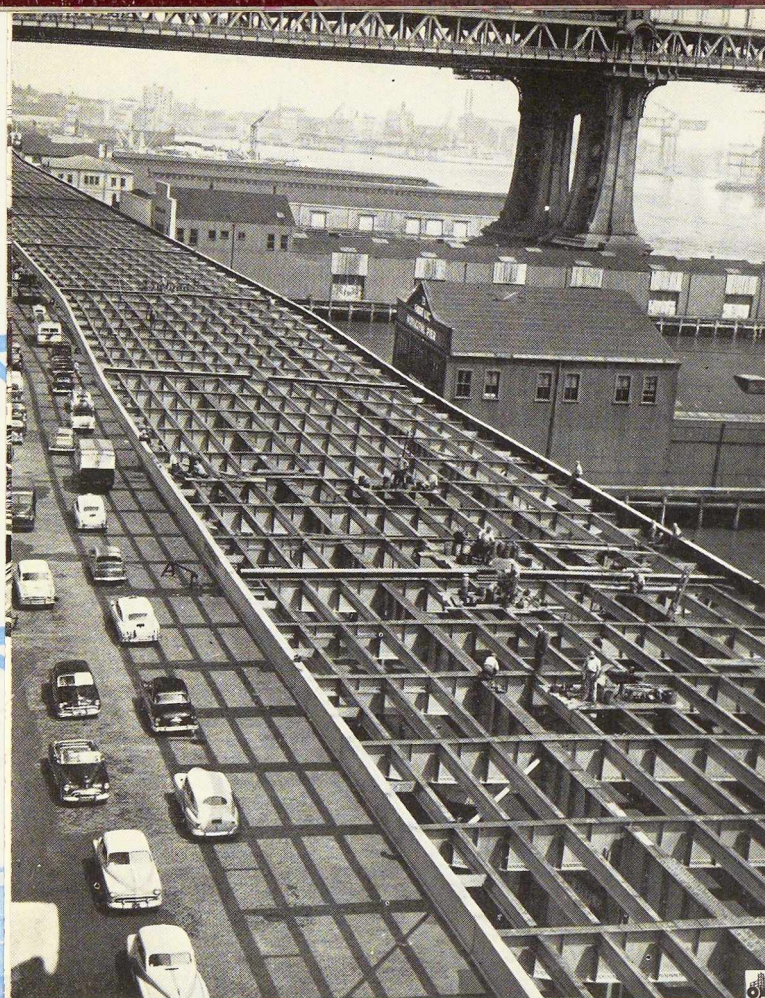


Fig. 6. Vue partielle du viaduc de la South Street, prise au cours des travaux.

de la municipalité de Manhattan, on a donné au viaduc des lignes simples, sans fioritures du style « pain d'épice » qui était populaire au temps de la construction de la route de l'Ouest. Le flot de voitures, grâce à la nouvelle chaussée, s'écoulera facilement sans coups de klaxon et presque sans être interrompu par les signaux lumineux.

La nouvelle autoroute est généralement interdite aux camions, sauf pour une section de quelque 800 m du côté du passage inférieur du Battery Park, où débouche un trafic commercial en provenance de Brooklyn.

En partant du passage inférieur, la route autour de l'île suivra le parcours suivant : tout d'abord, le viaduc de la South Street, ensuite la route emprunte l'avenue Franklin D. Roosevelt, le long de la East River, passe au-dessus du tronçon à construire entre la 125^e et la 155^e rue, vers l'avenue Harlem River drive; puis tourne vers l'Ouest et croise la Henry Hudson Park way. La route continue ensuite vers la West Side Highway et rejoint finalement le passage inférieur de la Battery Park. Le but premier de cet important développement routier, commencé il y a un quart de siècle, était de remédier aux difficultés et embouteillages de cette partie de New York. Sa valeur est illustrée par le fait que la West Side Highway livre passage pendant les jours ouvrables à un trafic de près de 100.000 voitures par 24 heures. Aux heures de pointe la densité du trafic horaire dépasse 7 000 véhicules.

La F. D. Roosevelt Drive est utilisée par 68 000 véhicules les dimanches et par 57 000 les jours de semaine. La circulation horaire maximum atteint ici 4 148 voitures. La vitesse est limitée à 56 km à l'heure. Il résulte de ce qui précède que la nouvelle autoroute de Manhattan constitue une contribution vitale à la conduite des affaires commerciales de la cité. Cette route permet aux touristes de faire un tour circulaire autour de la fameuse ligne des gratte-ciel de New York.

Les travaux ont été conduits sous la direction du Président de la Municipalité M. R. F. Wagner Jr. assisté de M. A. J. Donaigo, Ingénieur en chef et M. J. T. Carroll comme ingénieur des travaux.

Les calculs et plans ont été faits par les services techniques de la municipalité de Manhattan sous le contrôle de M. J. M. Friedland. Les travaux ont été confiés à la *Felhaber Pile Company* et à la *Bethlehem Steel Company*. On prévoit la fin des travaux dans le courant du premier trimestre de 1954.

bles à appartements situés du côté Ouest de la South Street. A la Marginal Street, l'ouvrage décrit une courbe et rase presque les bâtiments construits sur le pier. Cela conduit à procurer un espace couvert pour le débarquement des marchandises amenées par eau. Le but principal de la route reste bien entendu de décongestionner la circulation dans cette partie de la ville.

Le viaduc a une largeur de 22,90 m avec deux voies carrossables séparées par une bande centrale de 1,20 m de largeur. A noter également deux trottoirs de 75 cm de largeur chacun, munis de garde-corps. La chaussée est formée par une dalle de béton de 20 cm recouverte d'un revêtement en asphalte de 4 cm. Par suite des difficultés dues au trafic il n'a pas été possible d'employer des grues pour les travaux de bétonnage. On a eu recours à un mât de levage de 15 m³ de capacité qu'on plaçait en différents endroits et d'où partaient des wagonnets conduisant le béton à pied d'œuvre.

Pour répondre au désir des services techniques



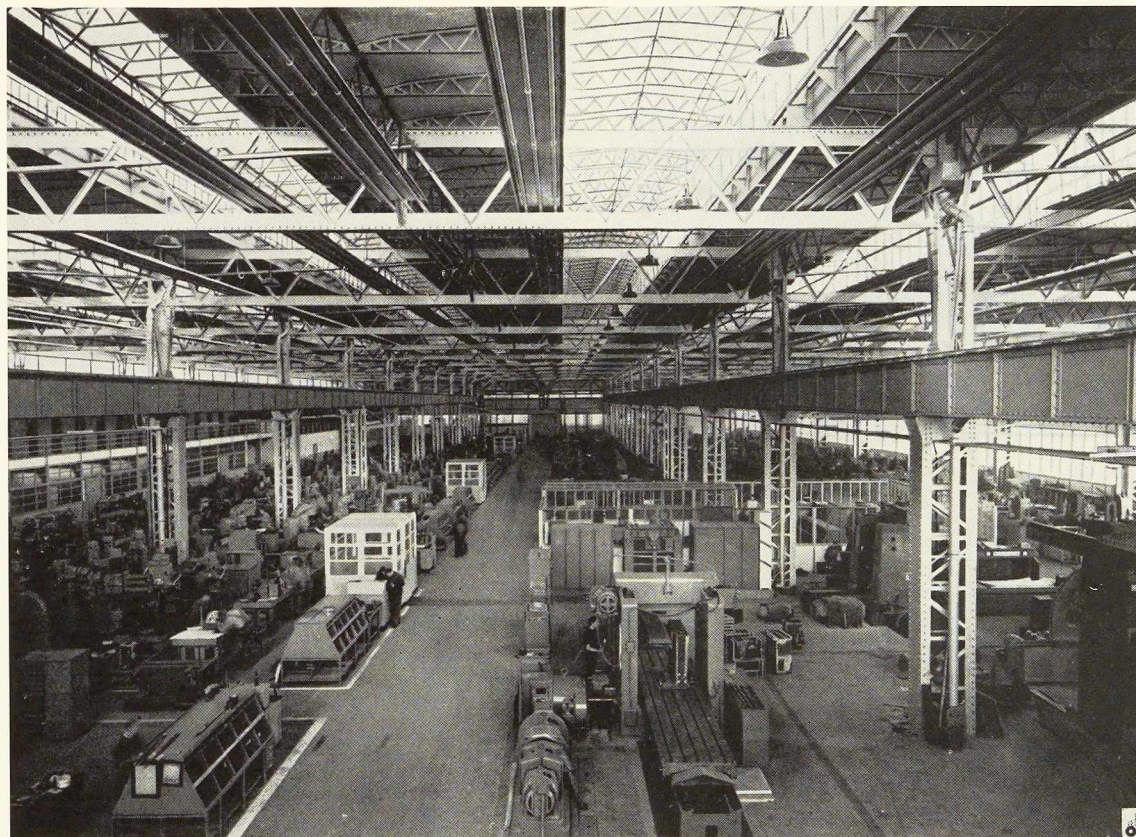


Fig. 1. Vue intérieure du bâtiment de l'entretien de la mécanique. Il comporte trois nefs de 20 m de portée et de 130 m de longueur.

Les Usines Sochoux de la Société des Automobiles Peugeot

La Société des Automobiles Peugeot, dans le cadre de la réorganisation de ses usines, a procédé, au cours de ces trois dernières années, à de nouvelles constructions pour l'agrandissement de son atelier d'emboutissage, de son atelier de mécanique et pour le renouvellement de sa fonderie. De plus elle a procédé à la construction d'un bâtiment complet pour le service électrique central.

a) *Le service électrique central* comprend :

— Trois nefs de 16,00 m de portée et de 100 m de longueur en travées de 9,00 m, avec chemins de roulement pour ponts de 10 t, hauteur sous crochets de 7,00 m.

— Superstructures en terrasse à faible pente (10 cm par m).

Chaque nef est surmontée d'un lanterneau à vitrages verticaux, offrant de larges ouvertures de ventilation commandées mécaniquement par séries.



Fig. 2. ↑

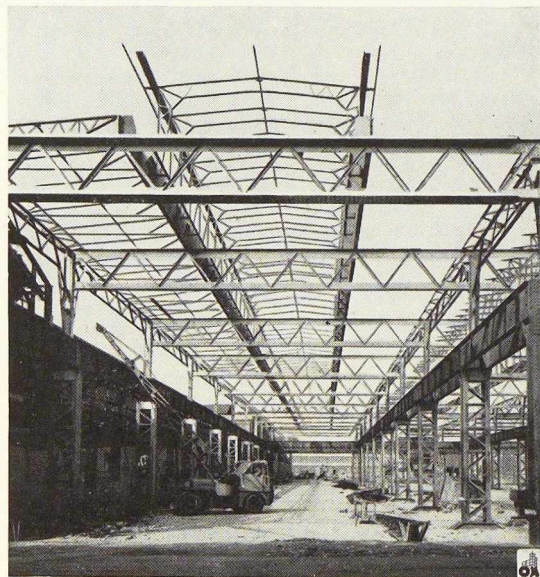


Fig. 3. ↑

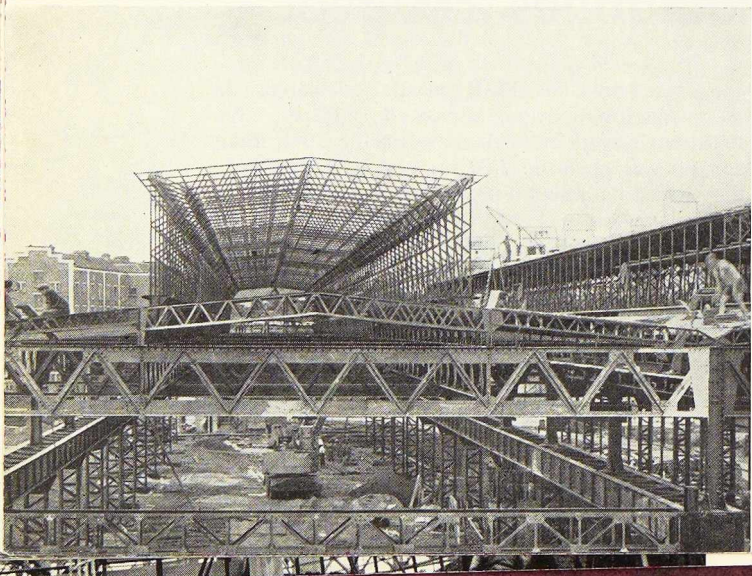


Fig. 4. ↓

Fig. 2. Service électrique central. Les nefs sont surmontées d'un lanterneau à vitrages verticaux.

Les charges sur les terrasses sont constituées par le poids mort des hourdis en terre cuite et la chape d'étanchéité. Les chevrons qui les supportent ont été étudiés dans leur forme pour permettre la création des chéneaux dans la continuité de la dalle de hourdis et de l'étanchéité.

b) Les charpentes destinées aux agrandissements de l'usine d'embouissage sont l'exacte reproduction de celles réalisées pour des halls existants.

Ces halls ont 22,00 m de portée, avec chemins de roulement pour ponts roulants de 50 t, hauteur sous crochet de 10,00 m.

Les halls transversaux ont 15,00 m environ de portée, avec chemins de roulement pour ponts roulants de 20 t, hauteur sous crochet de 7,00 m.

Ce sont des combles à deux pentes couverts en tuiles, avec sous-toiture légère, lanterneaux surélevés, jouées de ventilation.

c) Le bâtiment de l'entretien de la mécanique comporte :

— Trois nefs de 20,00 de portée et de 130 m de longueur, en travées de 13 m.

— Des chemins de roulement pour ponts de 15 t, hauteur sous crochet 7,00 m.

— Les poteaux sont aménagés pour recevoir, à l'un quelconque d'entre eux, un bras pivotant de 6,00 m de portée, charge de 1 500 kg.

Les principes de construction adoptés pour le service électrique central ont été appliqués.

Les portées des nefs permettant, les lanterneaux ont été doublés.

L'extension de l'usine de mécanique réside en :

— Trois nefs de 16,00 m de portée et de 98,00 m de longueur, en travées inégales.

— Des chemins de roulement pour ponts roulants de 10 t, hauteur sous crochets de 7,00 m orientés Est-Ouest, et chemins de roulement pour pont de 20 t orientés Nord-Sud.

Dans l'ensemble, ce bâtiment est analogue à celui du service électrique central; il comporte une disposition de raccordement avec le bâtiment existant dont il reprend les charges d'une travée de sheds de 11,00 m de portée.

Fig. 3. Charpente de l'extension de l'usine de mécanique.

Fig. 4. Toiture et les maîtresses-poutres du service électrique central.

Fig. 5. Vue intérieure du hall central du bâtiment de l'entretien de la mécanique.

d) La fonderie Nord comprend :

— Un hall de fusion orienté Est-Ouest, portée de 22,00 m, longueur de 66,00 en travées de 11,00 m.

— Des chemins de roulement pour pont de 20 t, hauteur sous crochet 10,00 m et pour les appareils de chargement des cubilots.

Bien que le comble ait la forme générale des bâtiments cités plus haut, un lanterneau est conçu pour recevoir les charges dues aux montage et démontage des filtres hydrauliques, et celles de l'appareil de manutention nécessaire à ces travaux.

— Un hall de coulée orienté Nord-Sud, portée de 22,00, longueur de 96,00 m en travées de 12,00 m.

— Chemins de roulement pour ponts roulants de 15-30 et 15 t, hauteur de levée 10,00 m.

— Chemins de roulement pour grues vélocipèdes de puissance 2 t, bras de 6,00 m.

— Planchers intérieurs pour une surcharge de 2 000 kg par m².

Les superstructures sont semblables à celles du bâtiment de l'entretien de la mécanique.

Pour toutes ces constructions les calculs ont été conduits en application des règlements C M 46 et N V 4 du Ministère de la Reconstruction.

Une répétition de pièces semblables dans la composition des superstructures a favorisé l'emploi d'un procédé d'assemblage par soudures par points.

L'ensemble des commandes représente un tonnage de 5 000 t environ.

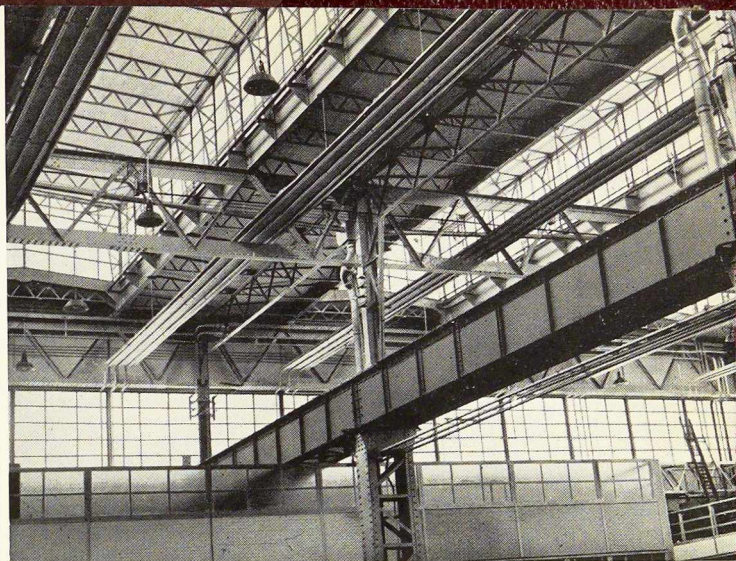
Les projets d'ensemble des bâtiments et leur conception ont été établis par la division d'Architecture de l'Équipement et Technique Industrielle des Usines Peugeot.

Ces documents ont servi de base aux études de détails et de réalisation conduites par la Société des Ateliers de Construction Schwartz-Hautmont.

L'exécution et le montage des charpentes ont été faits par les Ateliers de Construction Schwartz-Hautmont avec la collaboration des Ateliers de Constructions d'Héricourt.

Fig. 6. Vue d'ensemble de la charpente en acier de la fonderie Nord.

Fig. 7. Charpente de la division moulage-outillage de la fonderie Nord.



↑ **Fig. 5.**

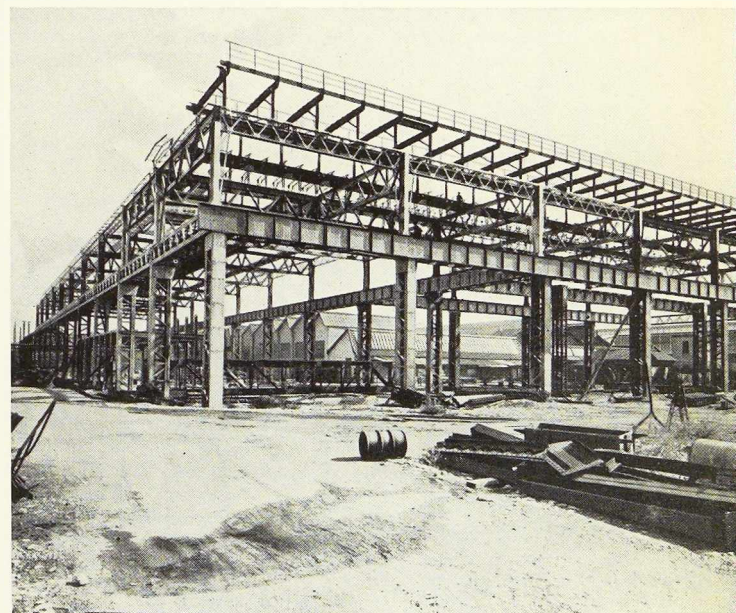
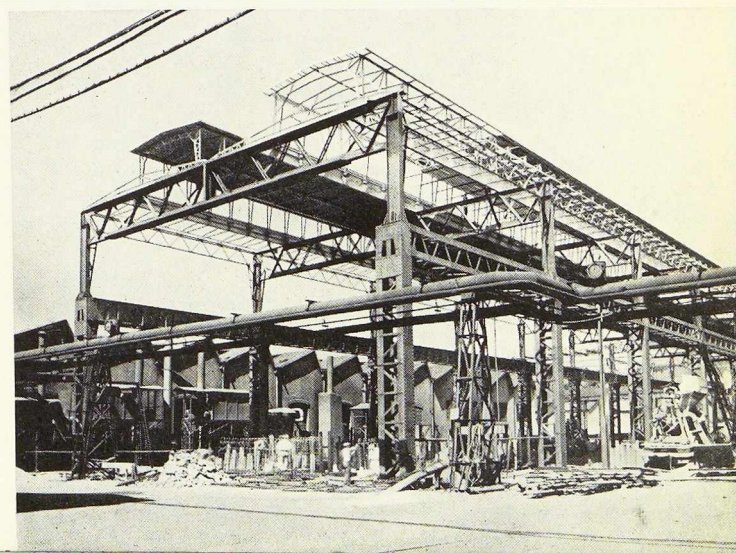


Fig. 6. ↑

↓ **Fig. 7.**



L'Acier et ses Applications

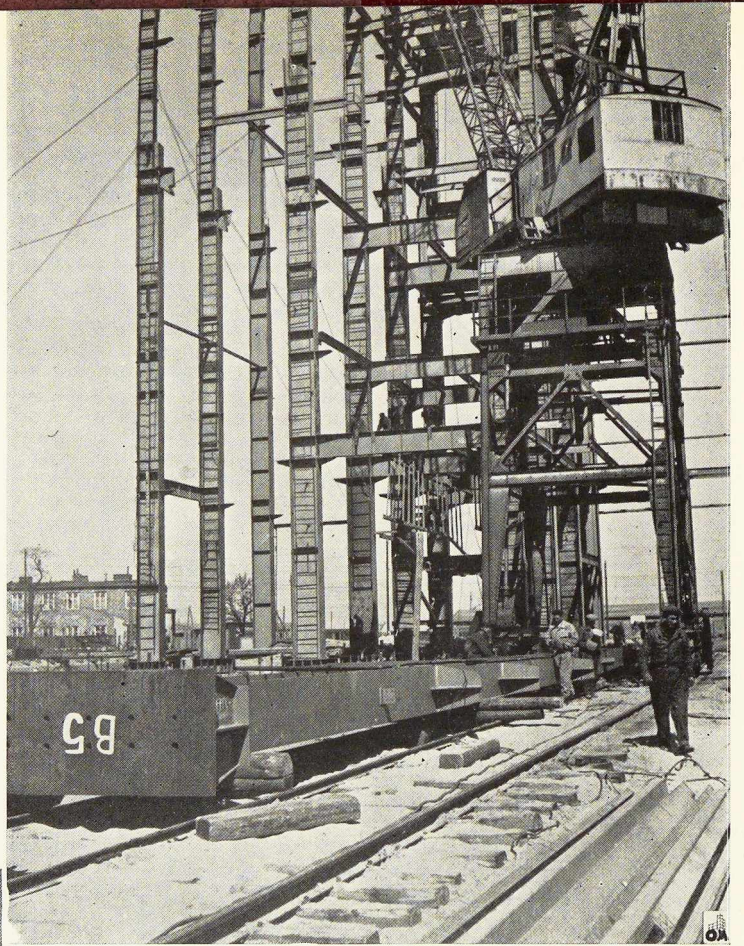


Fig. 1 (ci-dessus). Travaux de montage de la charpente d'acier de la chaufferie de la centrale thermo-électrique Zoran à Varsovie.

Photo « Prasa ».

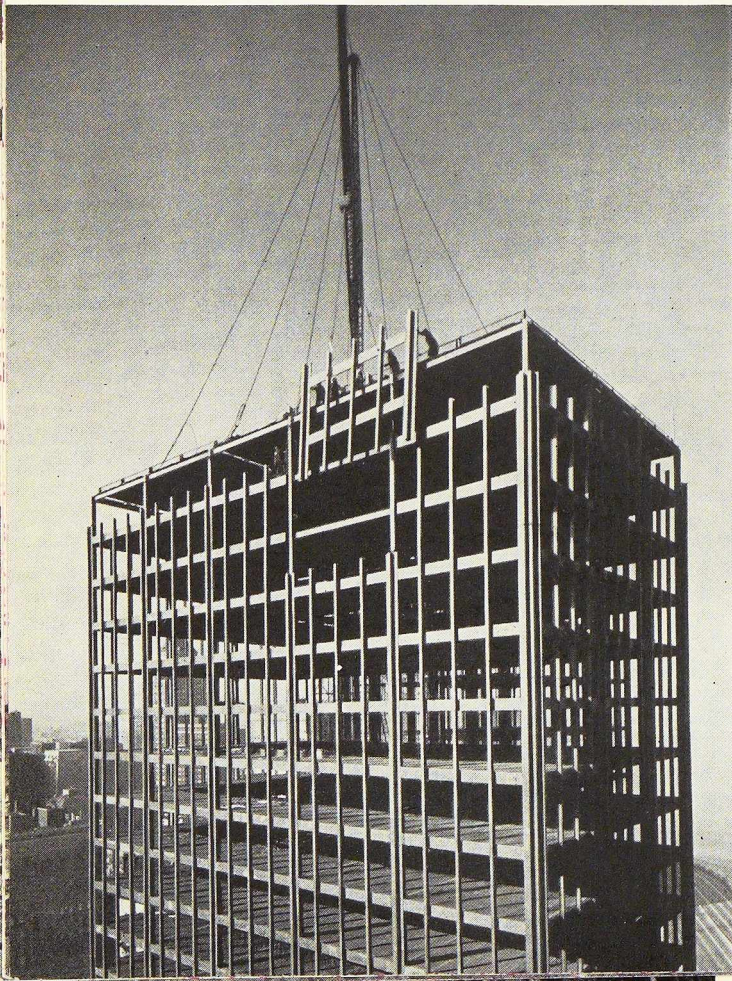


Fig. 2 (ci-contre). Charpente métallique d'un immeuble à appartements à Chicago. La façade de ce building, œuvre de l'architecte Mies van der Rohe, est une heureuse association de l'acier et du verre. Les meneaux métalliques, dans lesquels s'encastrent les panneaux vitrés, ont été assemblés sur le toit et descendus ensuite à leur emplacement.

Pont sur la Meuse mitoyenne à Maaseik

La superstructure métallique entièrement rivée du nouveau pont qui relie les rives belge et néerlandaise de la Meuse mitoyenne à Maaseik, comporte cinq maîtresses-poutres à âme pleine identiques sous voie, continues sur quatre appuis distants respectivement d'axe en axe de 48,10 m, 56,00 m et 48,10 m.

La longueur totale de l'ouvrage, entre axe des appuis extrêmes, est donc de 152,20 m.

Les maîtresses-poutres sont distantes entre elles de 1,75 m et réunies au total par treize entretoises pleines de même hauteur que les maîtresses-poutres : une au droit de chaque rangée d'appuis et trois dans chaque travée, ce qui porte l'entre-distance moyenne des entretoises à ± 12 m dans les travées latérales et à ± 14 m dans la travée centrale.

Les âmes des maîtresses-poutres comportent des raidisseurs verticaux apparents, d'écartement

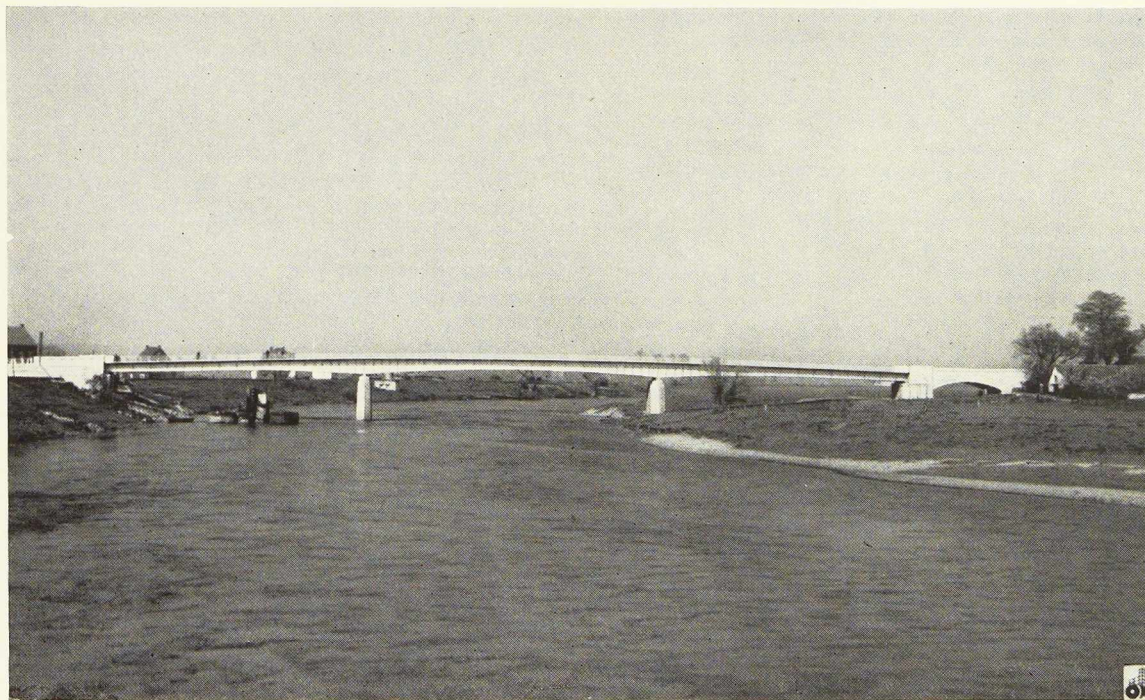


Photo Kaiser.

Fig. 1. Vue d'ensemble de l'élégant pont métallique de 152 m de longueur, qui relie les rives belge et néerlandaise de la Meuse mitoyenne à Maaseik.

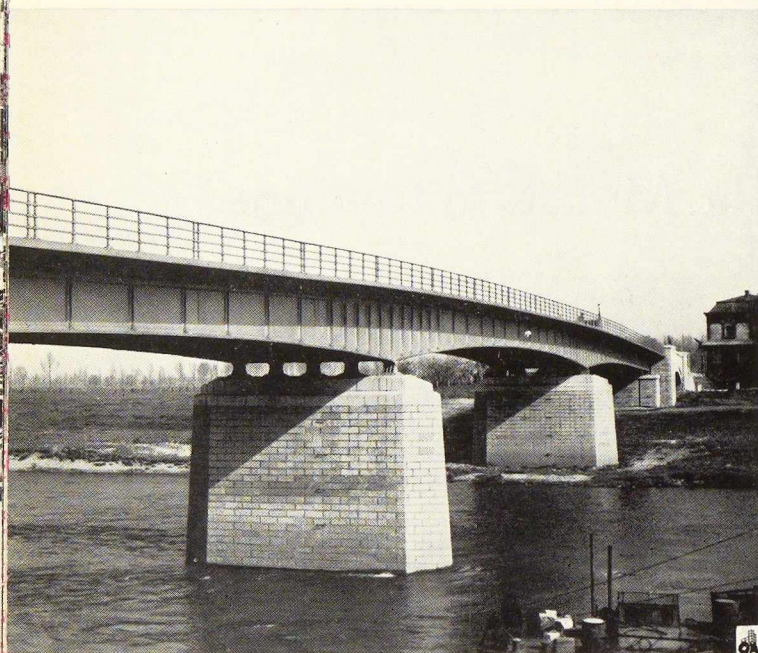
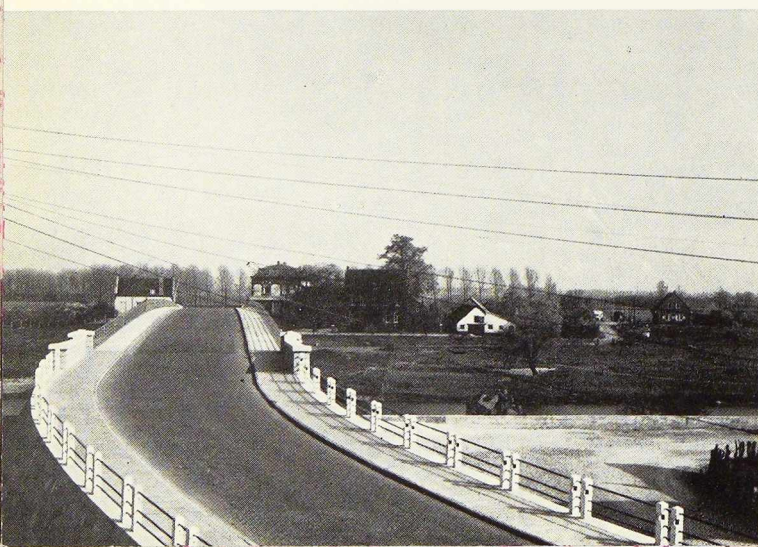


Fig. 2. Superstructure métallique rivée du pont sur la Meuse mitoyenne à Maaseik.

Fig. 3. Vue d'enfilade du pont établissant la liaison entre les rives belge et néerlandaise du fleuve.

Photos Kaiser.



variable avec l'importance des efforts tranchants, et présentent une hauteur variant de 1,33 m au droit des appuis sur culées à 2,492 m dans l'axe des piles et 1,588 m au milieu de la travée centrale. Le rapport $\frac{\text{hauteur d'âme}}{\text{portée centrale}}$ vaut donc

$$\frac{2,492}{56} = \frac{1}{22,5} \text{ au droit des piles et } \frac{1,588}{56} = \frac{1}{35,2} \text{ au milieu de la travée centrale.}$$

Le tablier métallique supporte une dalle en béton armé avec couches d'usure formant une chaussée de 7 m de largeur et se prolongeant de part et d'autre par un trottoir en encorbellement de 2 m de largeur, sans consoles métalliques inférieures.

Le poids total d'acier laminé et rivé s'élève à 693 t, soit 413,5 kg par m² de surface portante.

Mise en adjudication en avril 1949, tandis que se poursuivait l'entreprise des travaux d'infrastructure en béton avec revêtements en pierre de taille et moellons de Vinalmont, la superstructure métallique se trouvait entièrement achevée et montée en juillet 1951, tous les transports des éléments constitutifs à pied d'œuvre ayant été effectués par la route.

Vinrent ensuite les travaux de parachèvement tels que l'établissement de la dalle en béton armé, le placement des garde-corps, l'aménagement des accès et le peinturage des parties métalliques, de sorte que les essais du pont ne purent avoir lieu qu'en mai 1952. Ces essais donnèrent entièrement satisfaction et révélèrent le bon comportement de l'ouvrage.

Le nouveau pont plaît surtout par sa légèreté d'aspect et la simplicité de sa conception, où une part importante est laissée à la confection en série de certaines pièces.

Auteur du projet (1948) :

- Bureau des Ponts du Ministère des Travaux publics (Inspecteur général : **G. De Cuyper**).
- 1^{re} Direction, Ponts métalliques (Ingénieur principal : **R. Fournies**, Ingénieur : **L. Desguin**).

Maître de l'ouvrage et surveillance des travaux à pied d'œuvre :

- Ministère des Travaux publics, Direction des Routes de la Province du Limbourg, à Hasselt (Ingénieur en chef, Directeur : **M. Huyghebaert**).

Entreprise de l'infrastructure (piles et culées) :

- Construction, Etude et Ouvraison, à Auderghem.

Construction et montage de la superstructure métallique :

- Ateliers Baume & Marpent, à Haine-Saint-Pierre.

Travaux de parachèvement :

- Entreprises Moens, à Meisse.



Congrès International des Centres d'Information de l'Acier (Bruxelles, octobre 1953) ⁽¹⁾

Intervention de M. Georges Ferrand,

Président-Directeur Général de la Société Dauphinoise d'Etudes et de Montages,

à l'occasion de la communication de M. O. L. Bihet

M. Bihet a décrit sommairement le procédé utilisé par A. O. Smith aux Etats-Unis pour la fabrication des tubes en grande série soudés par étincelage. Il n'a cependant pas mentionné ce qui est relatif à l'épreuve hydraulique finale des tubes.

Ceux-ci sont en effet placés dans une machine spéciale comportant un moule d'un diamètre intérieur supérieur au diamètre extérieur du tuyau. Le tuyau est placé à l'intérieur du moule puis on admet à l'intérieur de celui-ci une pression suffisante pour le déformer et l'appliquer en tous ses points contre le moule. On réalise ainsi :

- Un calibrage parfait du tuyau;
- Un essai poussé jusqu'à la déformation plastique de la tôle et de la soudure;
- Une augmentation de possibilités de résistance du tuyau due à l'augmentation de sa limite élastique du fait de la déformation plastique obtenue, augmentation d'autant plus grande que la déformation est elle-même plus grande;
- Une vérification expérimentale du coefficient de sécurité.

Ce procédé est appliqué en France depuis 1937 à la fabrication des tuyaux surpressés pour conduites forcées, c'est-à-dire bien avant que A. O. Smith ait eu l'idée de l'utiliser.

Par ailleurs M. Bencetti a indiqué que l'on soudait maintenant des tôles de 50 kg/mm² de résistance à la rupture.

Depuis 1937 on soude en France des aciers de caractéristiques encore plus élevées que l'on utilise à la fabrication des tuyaux surpressés.

Ce sont des demi-durs supérieurs soudables au Cr-Cu. Ils donnent à l'état normalisé :

Limite élastique minimum 34 kg/mm²;

Résistance à la rupture minimum 54 kg/mm².

Ces chiffres sont portés respectivement à 50 et 61

après un surpressage de 5 % et à 61 et 67 après le même surpressage suivi d'un traitement thermique de vieillissement artificiel pendant 1 heure à 250° et cela sans diminution sensible de la résilience qui passe en valeur UF de 6 à 4 kgm/cm².

De tels aciers utilisés à la fabrication des tuyaux équipant les plus importantes conduites forcées modernes alimentant sous hautes chutes les plus puissantes usines hydro-électriques d'Italie et de France sont tout à fait remarquables. Les opérations d'auto-frettage et de surpressage ne les rendent pas fragiles et ils donnent une sécurité exceptionnelle aux ouvrages sur lesquels ils sont utilisés.

Mais ce qui compte avant tout et plus que tout, ce sont les essais systématiques sous pression hydraulique auxquels sont soumis les tuyaux surpressés au dernier stade de leur fabrication.

L'expérience que nous avons de la question nous permet d'affirmer que l'emploi des tuyaux surpressés donne à l'exploitant la sécurité la plus complète qu'il soit possible d'obtenir en matière de conduites forcées. Le coefficient de sécurité est vérifié expérimentalement par rapport à la limite élastique réelle du métal utilisé qui, on le sait, est toujours supérieure au minimum théorique c'est-à-dire que le coefficient de sécurité réel est toujours supérieur au coefficient de sécurité théorique.

Pour les tuyaux simplement soudés une sécurité analogue est obtenue par une épreuve hydraulique poussée jusqu'à obtenir une déformation permanente de 0,5 à 1 %. On construit des « tuyaux à limite élastique et coefficient de sécurité contrôlés » ainsi appelés pour les différencier des « tuyaux surpressés » sur lesquels la déformation varie selon le résultat à obtenir de 1 à 5 % en général.

⁽¹⁾ Voir *L'Ossature Métallique*, nos 11 et 12-1953.

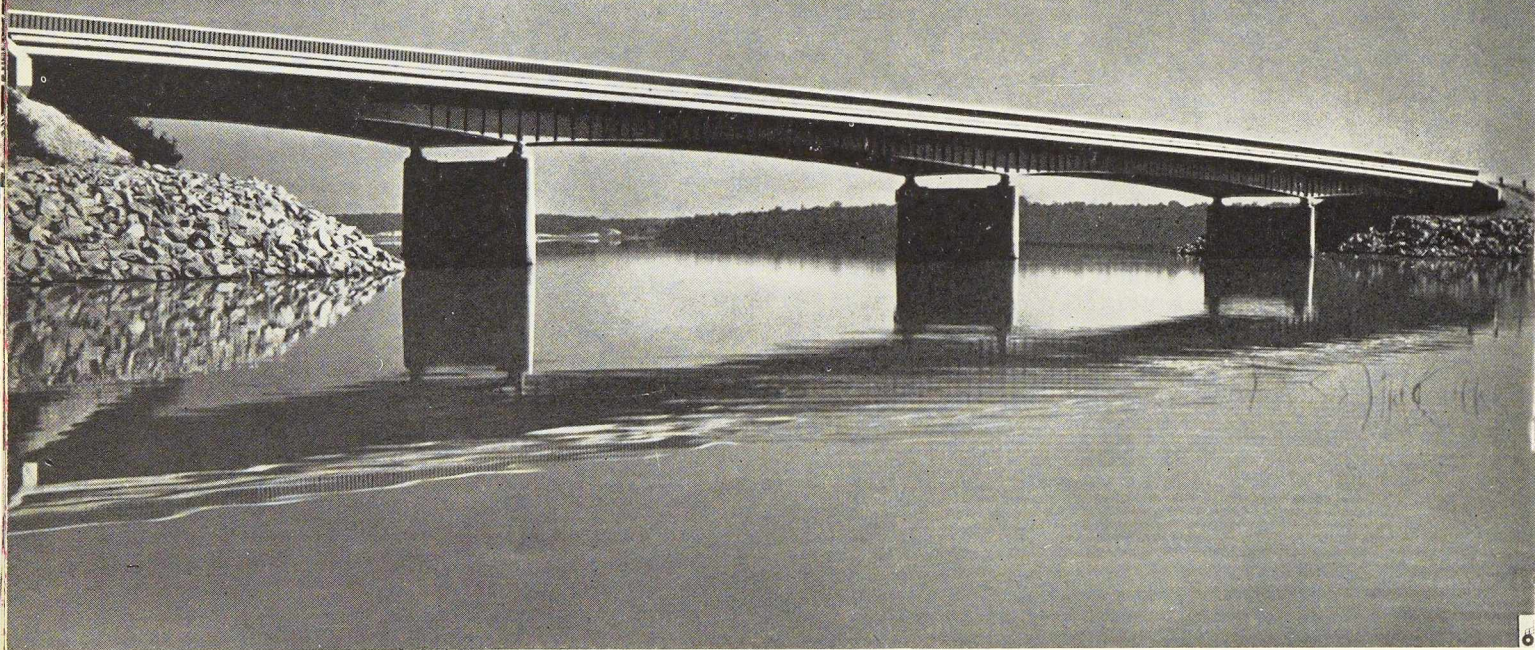


Fig. 1.

Fig. 1. Classe III. (Ponts fixes dont la portée est inférieure à 122 m et dont le coût est inférieur à \$ 500.000.) Pont « Morris Ferry », Franklin County, Tennessee.

Maître de l'œuvre : Commission des routes du Comté de Franklin. Auteur du projet : Corps des Ingénieurs de l'Armée américaine. Constructeur : Nashville Bridge Company.

Fig. 2. Classe II. (Ponts fixes dont la portée est inférieure à 122 m et dont le coût dépasse \$ 500.000.) Pont sur le Necker River, Beaumont, Texas.

Maître de l'œuvre : Etat du Texas. Auteur du projet : Département des Routes du Texas. Constructeur : Bethlehem Steel Company.

Fig. 3. Classe IV. (Ponts mobiles.) Pont de la S. E. 4th Avenue sur le canal de Miami, à Miami, Floride.

Maître de l'œuvre : Comté de Dade, Floride. Auteur du projet : Rader Knappen Tippets Eng. Co. Constructeur : Nashville Bridge Company.



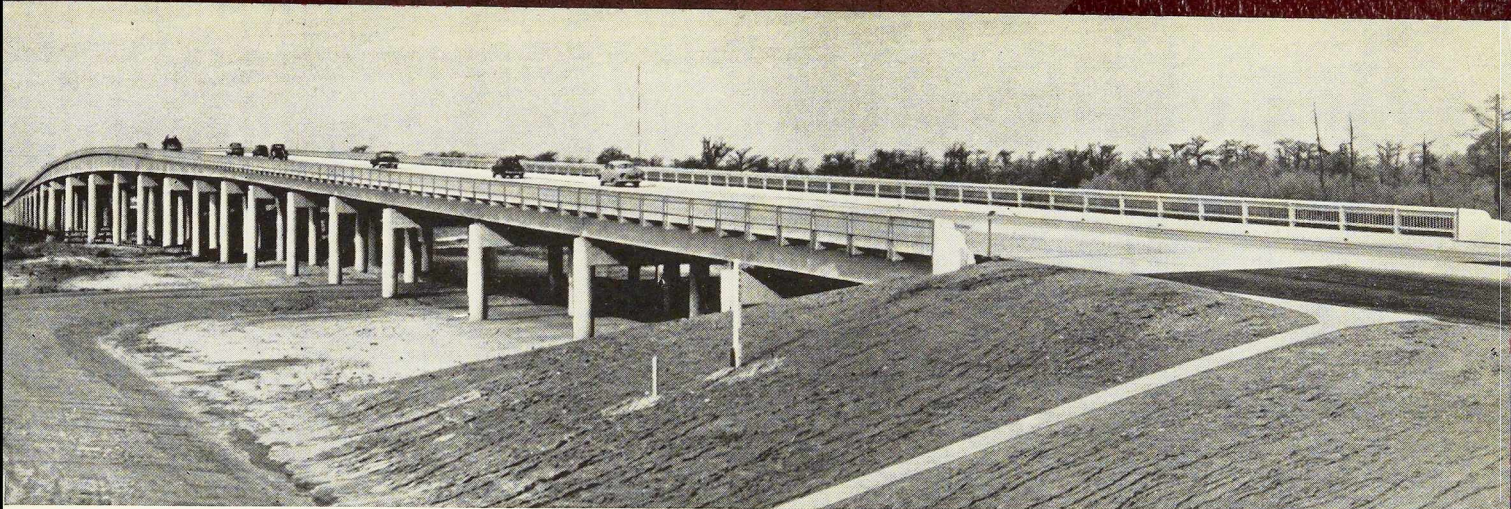


Fig. 2.

LES PLUS BEAUX PONTS MÉTALLIQUES CONSTRUITS AUX ÉTATS-UNIS EN 1952

Résultats du Concours annuel de
l'American Institute of Steel Construction

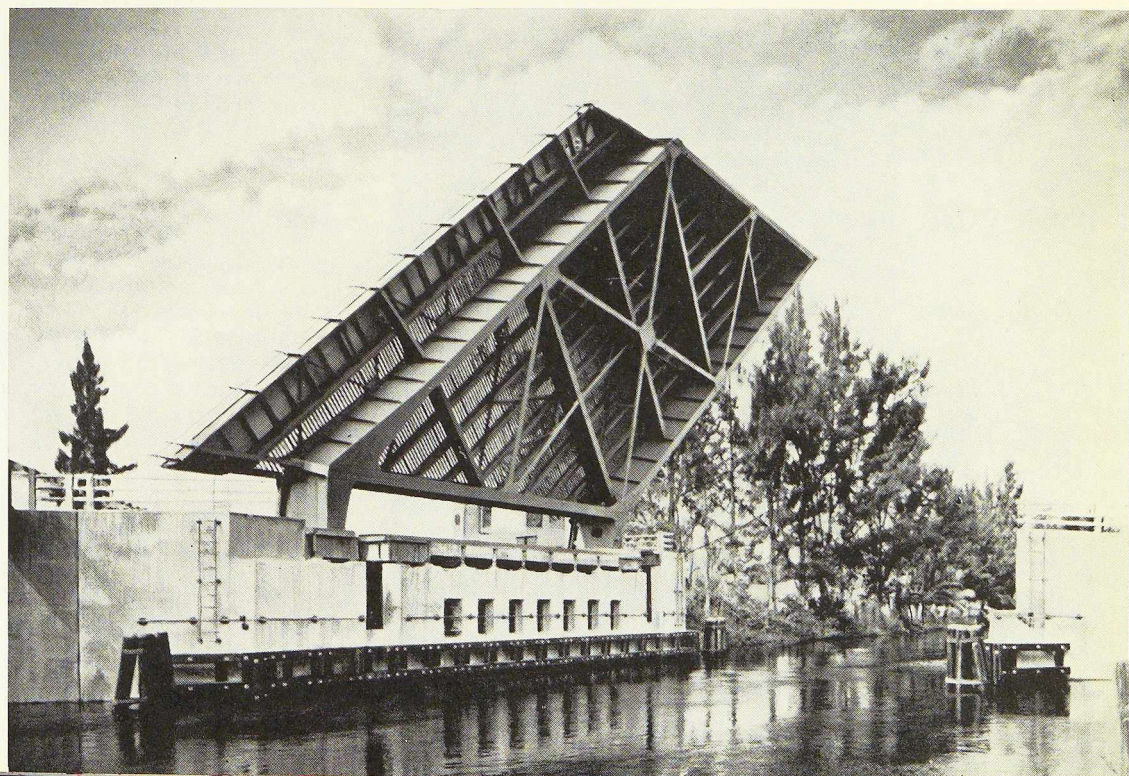
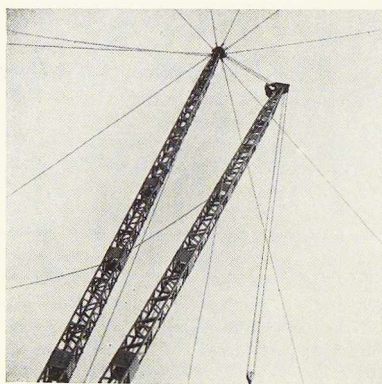


Fig. 3.



Le nouveau bâtiment du Centre Technique de Vienne (Isère)

Le Centre Technique de Vienne (Isère) a fait édifier récemment un bâtiment couvrant une superficie de 6 900 m² (2 fois 46 × 75 m), destiné à abriter les ateliers de la mécanique, du bois, de l'électricité et des textiles, ainsi que les laboratoires.

Les deux directives imposées par le maître de l'œuvre étaient :

- 1° Assurer un éclairage maximum;
- 2° Eliminer au maximum les risques d'incendie, en constituant la charpente de façon telle qu'elle ne présente pas de parties difficilement

accessibles où pourraient se déposer des matières textiles inflammables.

En conséquence, on a adopté une charpente entièrement soudée, par travées en sheds de 7,5 m avec fermes en forme de portiques ne comportant aucune barre transversale (fig. 2).

Le poids de la charpente est de 300 t. Les poteaux, en poutrelles à larges ailes HN 180, sont nets et ouvragés seulement en tête pour recevoir les pieds des fermes. La forme caractéristique de la tête des poteaux est obtenue par découpage de l'âme et l'adjonction d'un gousset trapézoïdal soudé (fig. 8). Ces têtes de poteaux ont été réalisées sur gabarit, les tolérances devant être minimales pour limiter les contraintes résiduelles provoquées par les opérations de soudage des assemblages sur chantier.

Les sablières sont en poutrelles IAP 450, venues directement de forges sur le chantier aux longueurs exactes, avec une tolérance de ± 5 mm. Elles reçoivent au milieu de leur portée, une fausse ferme en poutrelle, assemblée par soudure à la sablière par l'intermédiaire d'une console de forme appropriée (fig. 9). Seules les consoles ont été exécutées en atelier; toutes les autres opérations de soudage ont été réalisées sur le chantier.

Un dispositif particulier a permis de mettre en œuvre, sans aucun autre usinage, les poutrelles livrées par les forges, tout en assurant l'exactitude des entr'axes. On a utilisé à cet effet des plaques de 20 mm d'épaisseur, découpées à l'oxy-

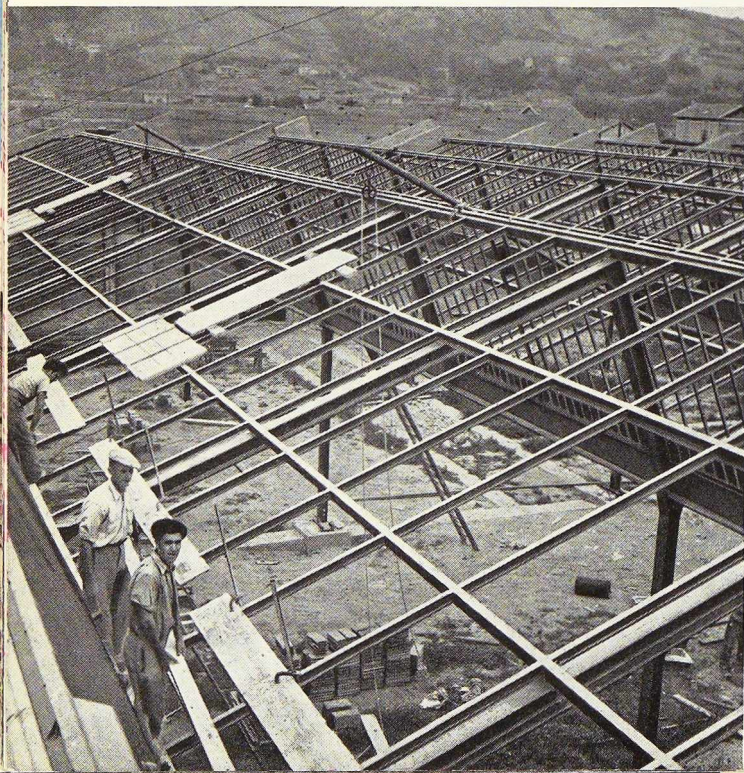


Fig. 2. Charpente de la toiture en sheds du nouveau Centre Technique de Vienne (Isère).



Fig. 3. Mise en place d'un élément de l'ossature métallique du Centre Technique de Vienne.



Fig. 4. Vue partielle, prise au cours des travaux, du bâtiment couvrant une superficie de 6900 m² destiné à abriter les ateliers et les laboratoires.

tone au gabarit exact des IAP 450 et soudées sur les têtes des poteaux (fig. 5, 6 et 7).

Ce dispositif a en outre facilité dans une large mesure le montage et le réglage de l'ouvrage, les sablières reposant dans leur logement avec une marge de 20 mm.

Le montage qui a comporté trois phases successives, a été effectué à l'aide d'un mât derrick de 36 m de hauteur avec flèche de 24 m, desservant sans déplacement une travée de 46 × 7,5 m et le

réglage a été assuré au moyen de gabarits longitudinaux et transversaux.

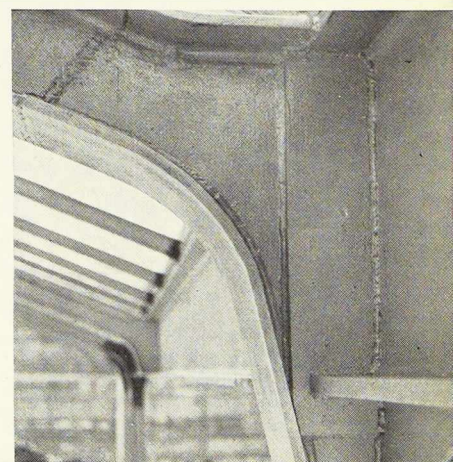
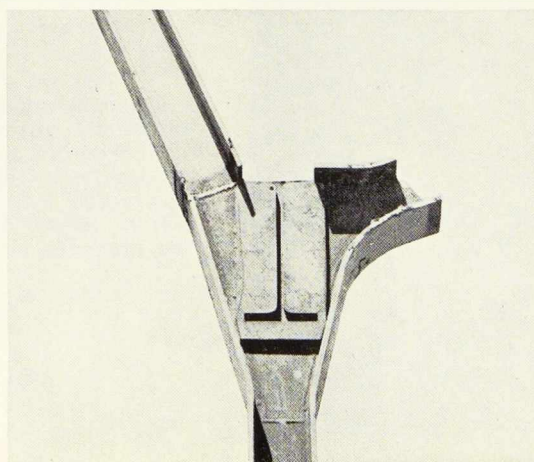
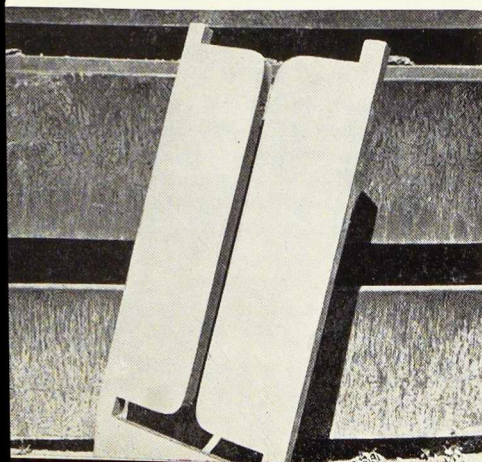
La couverture est en tuile sur bardeaux en céramique.

Les calculs ont été exécutés d'après les Règles françaises CM 46 et NV 46, et contrôlés par le Bureau Sécuritas.

Le constructeur estime qu'une telle charpente, caractérisée par un usinage extrêmement simplifié en atelier et par des opérations sur chantier

Fig. 5 à 7. Détails constructifs montrant les plaques de 20 mm d'épaisseur, découpées à l'oxytène au gabarit exact des poutrelles à ailes parallèles IAP 450 et soudées sur les têtes des poteaux.

Photos R. Chaumartin.



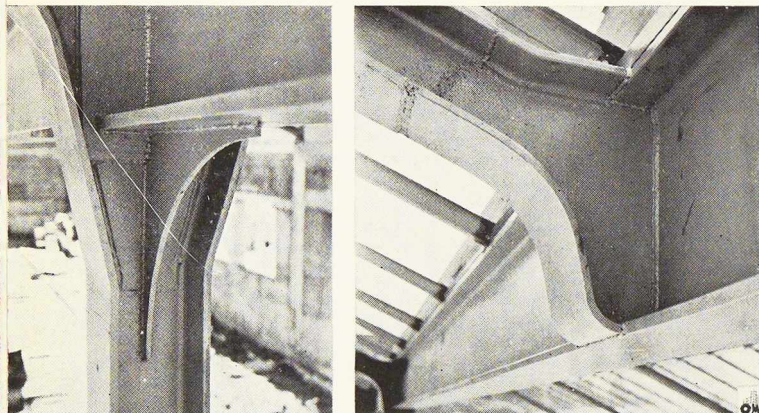


Fig. 8 et 9. Gousset trapézoïdal soudé à la tête des poteaux (à gauche) et console assurant l'assemblage des sablières aux fermes (à droite).

comportant, outre le montage proprement dit, la confection de certains assemblages relevant habituellement du travail d'atelier est, tous comptes faits, économique, à conditions d'être très soigneusement préparé et surveillé, tant à l'atelier que sur le chantier.

Le nouveau bâtiment du Centre Technique de Vienne est l'œuvre de M. Pin, Architecte. Les travaux ont été confiés aux Etablissements Lesœur, à Vienne.

Photos R. Chaumartin.



Nouveau gratte-ciel à Pittsburgh (U. S. A.)

On construit actuellement à Pittsburgh un gratte-ciel qui sera le plus léger du monde.

L'immeuble comporte une ossature en acier et des revêtements extérieurs en aluminium. Son poids sera notablement inférieur à celui des buildings de sa taille, construits suivant les procédés classiques.

G. Schuffert,
Ingénieur diplômé,
Attaché au Service
des Etudes Scientifiques
de la Société B. Seibert
à Sarrebruck

Tuyaux-raccords dans les conduites forcées

Les dérivations des tuyaux dans les conduites forcées sont constituées en général par un assemblage d'éléments tubulaires. Les poutres de raidissement sont placées le long des joints d'assemblage (1).

En calculant la section de ces poutres on néglige habituellement la largeur intéressée de la virole pour simplifier les équations qui seraient autrement trop complexes pour être résolues par nos procédés de calcul.

Le calcul exact n'est possible que dans le cas où la dérivation est en forme de sphère.

Nous avons réalisé une telle dérivation pour une installation chimique (fig. 1). La pression de service est de deux atmosphères, la pression d'essai est de trois atmosphères. La réalisation et les résultats des calculs sont décrits ci-après.

La grande sphère a un diamètre de 5,0 m et une épaisseur de paroi de 20 mm. Elle est équipée de deux petites tubulures d'un diamètre de 1,8 m et d'une grande de 2,5 m. Elle comporte une cloche de fermeture, est divisée en son milieu et assemblée par deux brides boulonnées.

Les deux petites sphères ont un diamètre de 2,5 m et une épaisseur de paroi de 15 mm. Elles sont équipées de deux petites tubulures d'un diamètre de 1,5 m et d'une grande de 1,8 m. Elles sont en une seule pièce et ne comportent aucun équipement intérieur (fig. 5).

Les raccords méritent une attention particulière. Ceux-ci sont sollicités par la pression intérieure, le poids propre, le vent et la chaleur. Pour le calcul nous nous bornons à la pression intérieure formant le facteur le plus important. On n'y admet que des contraintes assez petites afin d'avoir des réserves pour les autres charges.

Des conduites simples et des sphères fermées ne sont sollicitées par la pression intérieure qu'à la traction. Ces contraintes de membrane subissent une perturbation à l'endroit des raccords des tubulures. Pour nous en faire une idée, nous

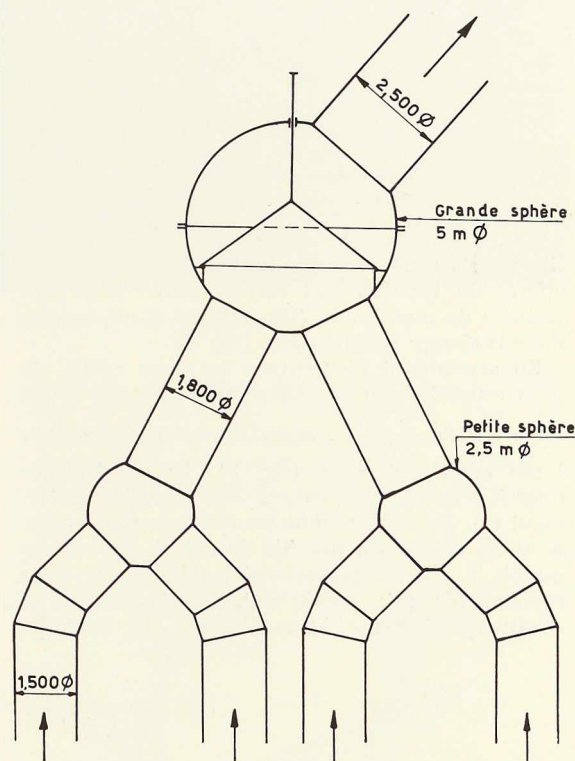


Fig. 1. Schéma d'une installation de tuyaux-raccords.

décomposons le système en deux corps simples : la tubulure et la sphère avec son ouverture (fig. 2a).

A la coupure se produisent des efforts axiaux,

(1) Voir M. Esslinger, Tuyaux-raccords à deux branches, *L'Ossature Métallique*, n° 5-1950.

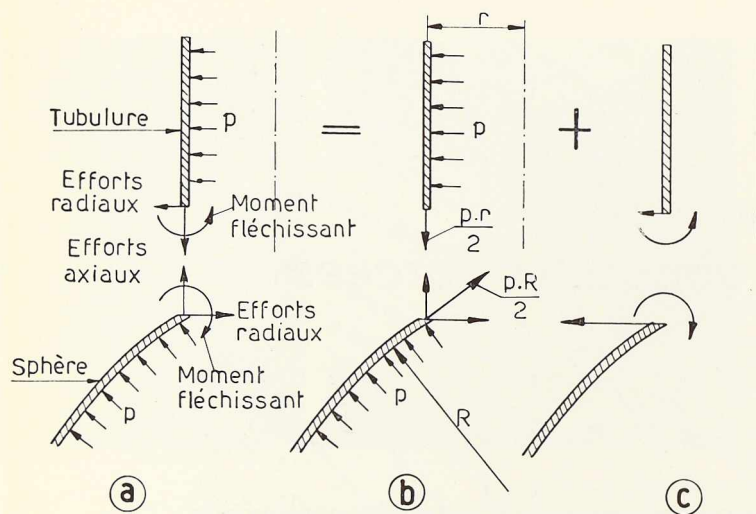


Fig. 2. Décomposition des forces.
 a) Résultante des sollicitations b et c; b) contrainte de membrane; c) charge perturbatrice.

des efforts radiaux et des moments fléchissants. Ces efforts sont décomposés d'une part, dans les efforts de traction qui correspondent aux contraintes de membrane (fig. 2b), et d'autre part, dans la charge perturbatrice (fig. 2c).

En assemblant de nouveau les deux corps, on peut constater que la charge perturbatrice est la force radiale $\frac{p \times a}{2}$, répartie uniformément sur toute la circonférence (fig. 3). Les contraintes dues à cette charge peuvent être calculées exactement (1). Nous donnerons les résultats sans entrer dans les détails du procédé de calcul. Les efforts dus à la charge perturbatrice décroissent assez rapidement; par conséquent, les tubulures ne s'influencent guère l'une l'autre. On peut les

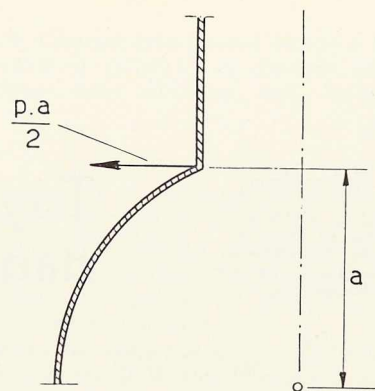
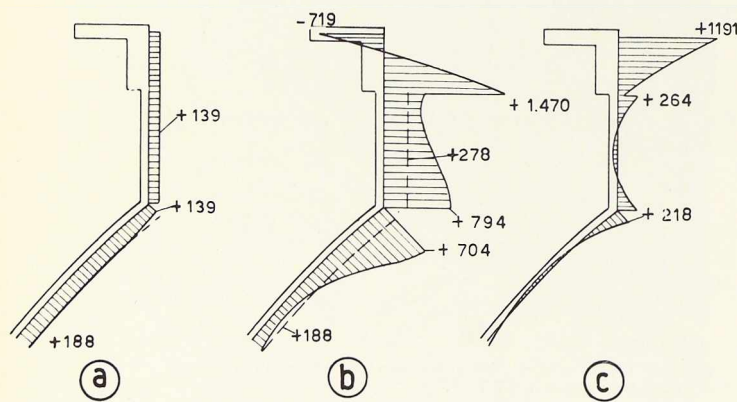


Fig. 3. Charge perturbatrice.

calculer séparément. Il suffit de calculer la tubulure la plus grande de chaque sphère; les plus petites étant construites de la même façon, mais sont moins sollicitées.

Nous commençons par la grande tubulure de la petite sphère. La figure 4a montre les efforts méridiens. Dans la tubulure, ils sont indépendants de la charge perturbatrice et donc constants sur toute la longueur. Dans la sphère, ils décroissent un peu vers le joint.

La figure 4b montre les efforts tangentiels. En négligeant la perturbation due à la bride (2), qui ne fait pas partie de cette étude, on trouve le maximum à l'endroit du joint. On se doutait de cela pour la charge de la figure 3. La figure fait ressortir clairement le décroissement. La figure 4c montre les moments fléchissants. On y trouve également le maximum au joint si l'on néglige la perturbation de la bride. Les moments décroissent bien plus rapidement que les efforts tangentiels et deviennent alors quelque peu négatifs.

La figure 6 montre les contraintes. L'influence du moment de flexion est considérable. Nous avons mesuré les allongements pendant l'épreuve de pression dans nos usines. Ces mesures ont bien confirmé les contraintes calculées.

(1) ESSLINGER, M., *Statische Berechnung von Kesselböden*, Springer-Verlag, 1952.

(2) MEYER, K. und ESSLINGER, M., *Ein Vorschlag für das Dimensionieren von grossen Flanschen (Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1944)*.

Fig. 4. Efforts intérieurs à l'appui de la sphère de 2,50 m de diamètre pour une pression intérieure de 3 kg/cm².

a) Efforts méridiens (en kg/cm); b) Efforts tangentiels (en kg/cm); c) Moments fléchissants (en kgcm/cm).



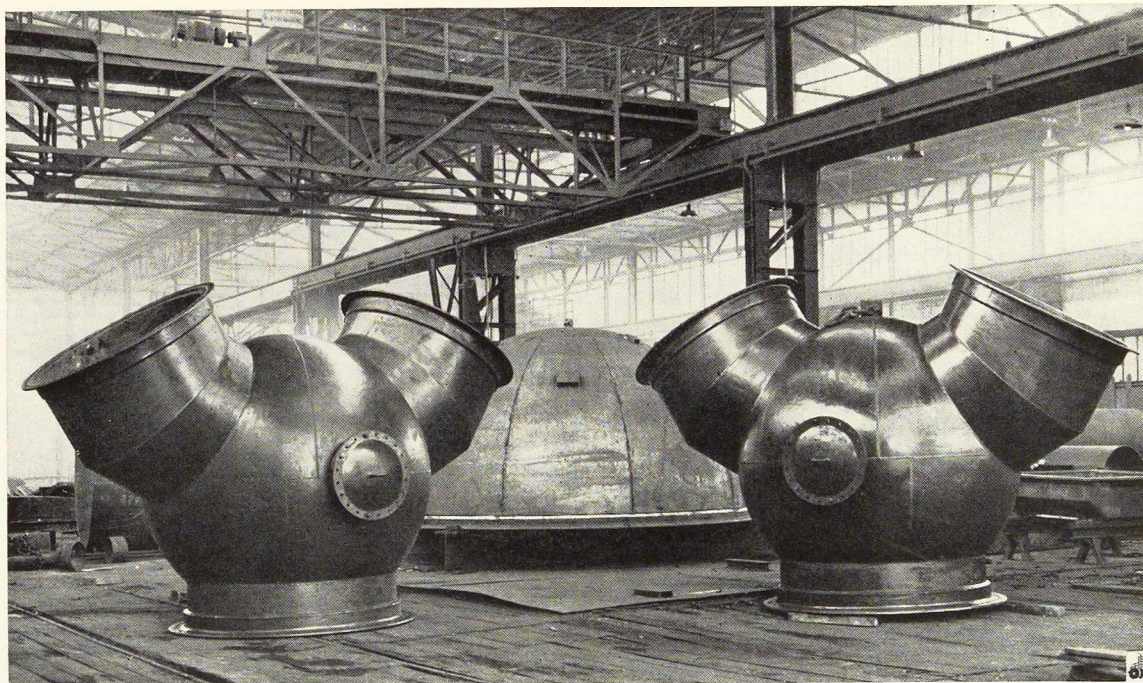


Fig. 5. Vue des sphères de 2,50 m de diamètre.

Pour la grande tubulure de la grande sphère on a besoin d'un renforcement. La figure 3, représentant la charge perturbatrice montre clairement que le renforcement pratique est un anneau haut dans le plan de la ligne du joint. Mais placer

l'anneau exactement dans ce plan est assez difficile au point de vue de la soudure. Pour cette raison, nous avons étudié comment une petite excentricité influence les efforts perturbateurs.

La figure 7 montre les moments fléchissants

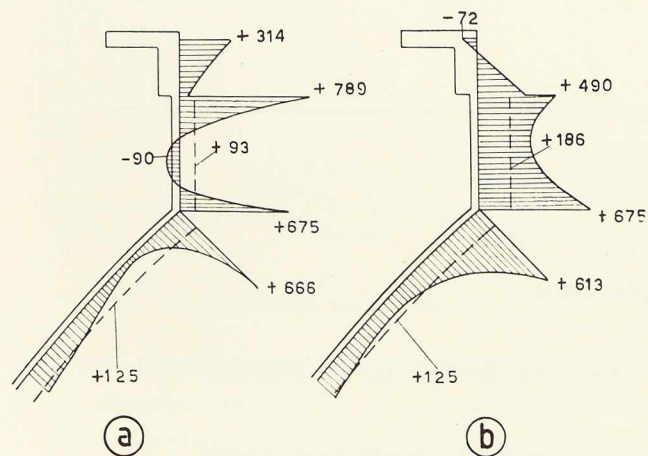


Fig. 6. Tensions à la fibre extérieure de la sphère de 2,50 m de diamètre pour une pression intérieure de 3 kg/cm² (en kg/cm²).
a) Tensions longitudinales; b) Tensions tangentielles,

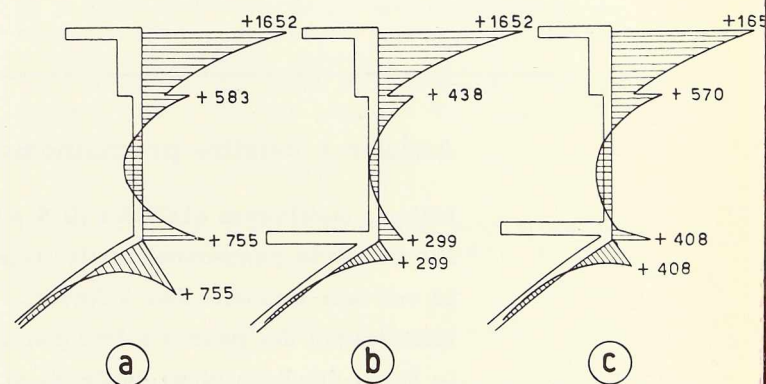


Fig. 7. Moments fléchissants à l'appui de la sphère de 5 m de diamètre pour des pressions intérieures de 3 kg/cm² (en kgcm/cm).

a) Non renforcé; b) Renforcé dans le plan du joint; c) Renforcé dans un plan excentré par rapport à celui du joint.

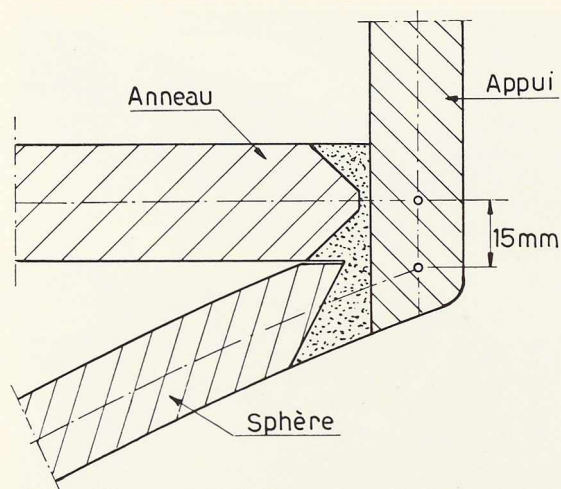


Fig. 8. Détail constructif de l'exécution de l'assemblage de l'appui.

qui se produisent dans le raccord de tubulure non renforcé, renforcé exactement dans le plan du joint et renforcé excentriquement. On peut se rendre compte que l'influence de l'excentricité sur le moment de flexion est considérable; mais qu'un renforcement excentrique est mieux qu'aucun renforcement du tout. Les efforts tangentiels ne sont guère influencés par l'excentricité.

La figure 8 montre le cordon de soudure du raccord de la tubulure. On a assemblé d'abord par soudure la tubulure et l'anneau; ensuite, on a posé la tubulure dans la sphère. Ainsi on

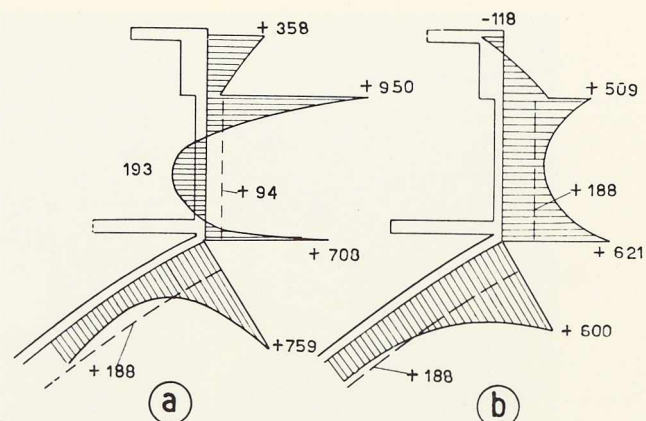


Fig. 9. Tensions à la fibre externe (en kg/cm^2).
a) Tensions longitudinales, b) Tensions tangentielles.

obtient un cordon comportant relativement peu de métal d'apport avec 15 mm d'excentricité seulement.

La figure 9 montre les contraintes qui correspondent à cette excentricité. Le diagramme des contraintes est analogue à celui de la petite sphère.

Les contraintes perturbatrices sont à l'endroit du joint un multiple des contraintes de membranes. Il faut les calculer toujours quand il s'agit d'une conception nouvelle pour laquelle on ne dispose pas d'expériences suffisantes.

G. S.

Articles à paraître prochainement :

Maisons métalliques « LURIA » (U. S. A.).

Les nouveaux ponts-routes sur le Danube (Autriche).

La nouvelle raffinerie Esso à Anvers.

Plastification des poutres à âme pleine en acier doux, fléchies, par A. LAZARD.

Le Palais des Expositions de Charleroi.

Une simplification de la méthode de Cross pour les cadres symétriques soumis aux déplacements latéraux, par G. B. GODFREY.



Constructions cellulaires en palplanches plates

L. Descans,

Ingénieur principal honoraire
des Ponts et Chaussées,
Membre
de l'Institut royal
colonial belge

Etude détaillée de la sollicitation des parois circulaires

CHAPITRE II (1)

FLEXION VERTICALE DES PALPLANCHES

7. Déformée verticale de la paroi

Le calcul des effets de flexion verticale des palplanches n'est pratiquement possible que si (fig. 20) on admet que les poussées actives du remblai varient suivant une loi rectiligne AB. Cette assimilation est admissible avec une approximation suffisante si les poussées réelles correspondent à l'hypothèse de Coulomb des talus plans d'éboulement. L'approximation est moins satisfaisante si par suite des déformations de la paroi les poussées réelles diffèrent plus ou moins, en certains points des valeurs données par cette hypothèse usuelle.

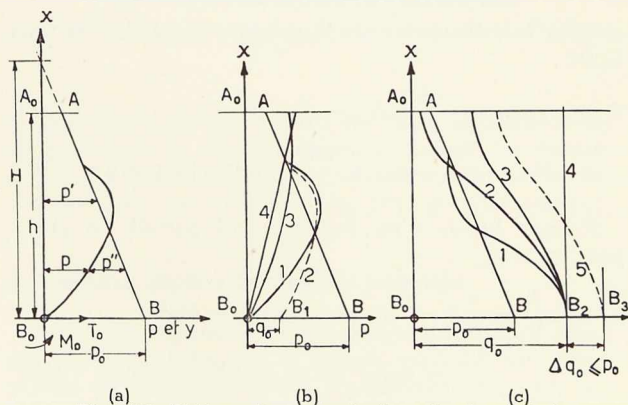


Fig. 20. Déformées verticales de la paroi.

En cas de déformation libre, une poussée p provoque une dilatation radiale $\left(\frac{p}{k}\right)$ si on appelle k le coefficient de raideur radiale, défini et calculé au paragraphe 6 du chap. I. Nous supposons k constant ce qui est admissible dans les conditions normales d'une cellule construite rationnellement attendu que, pour un

(1) Voir le début de cette étude dans le n° 1-1954 de *L'Ossature Métallique*.

Les figures 1 à 19 se trouvent dans cette partie du mémoire.

tel ouvrage, les effets de flexion verticale n'affectent qu'une hauteur limitée de la partie inférieure de la cellule où les variations du coefficient k en fonction de la poussée p restent relativement faibles.

Si les anneaux superposés de la paroi pouvaient se dilater librement, les palplanches resteraient droites et non fléchies suivant un tracé représenté par AB à une échelle convenable.

L'anneau inférieur B, fixé dans le sol de fondation, ne peut subir aucune dilatation. L'extrémité inférieure de la palplanche doit donc être ramenée en B_0 et y être plus ou moins encastree, par l'action d'un effort tranchant T_0 et d'un moment fléchissant M_0 (fig. 20a). La poutre AB fléchit et toute déformation y'' d'un de ses points provoque, en réaction de la dilatation radiale correspondante de la paroi, l'application à la poutre d'une pression unitaire p'' égale à $(-k \cdot y'')$. La déformée verticale de la palplanche à partir de AB, est donc donnée par l'équation différentielle :

$$\varepsilon \frac{d^4 y''}{dx^4} + k y'' = 0 \quad (17)$$

en posant $\varepsilon = EI$, produit du module d'élasticité du métal par le moment d'inertie I de la palplanche correspondant à la flexion verticale.

La poussée p' des terres du remplissage (loi AB) pouvant s'écrire avec les notations de la figure 20 :

$$p' = p_0 \left(1 - \frac{x}{H}\right)$$

la poussée p qui reste appliquée à la paroi et qui en provoque la dilatation radiale définitive a pour expression :

$$p = p_0 \left(1 - \frac{x}{H}\right) - p'' = p_0 \left(1 - \frac{x}{H}\right) + k y'' \quad (18)$$

La déformée verticale de la paroi est donnée par $y = \frac{p}{k}$. L'équation (17) est identique à l'équation différentielle de la déformée d'une poutre posée sur un sol élastique de coefficient de raideur k . Son intégrale générale s'écrit :

$$y'' = Ch \varphi (A \cos \varphi + B \sin \varphi) + Sh \varphi (C \cos \varphi + D \sin \varphi)$$

en posant

$$\varphi = \frac{x}{\Lambda}$$

et en appelant Λ la longueur caractéristique :

$$\Lambda = \sqrt[4]{\frac{E I}{4 k b}} \quad (19)$$

I désignant le moment d'inertie et b la largeur de la palplanche.

Les quatre constantes d'intégration se déterminent en fonction de M_0 et de T_0 (solicitation de la section de pied B_0) par les conditions $M = 0$ en Λ et M_0 en B et $T = 0$ en Λ et T_0 en B . Les valeurs de M_0 et de T_0 se déduisent ensuite des conditions d'extrémité en B_0 .

Nous avons considéré à la figure 20a le cas normal d'une cellule qui n'est affectée d'aucune tension interne, de pose, lors de son achèvement. La flexion verticale se produit vers l'extérieur de la cellule. Le sol de fondation n'est, en général pas apte à résister convenablement aux effets d'un moment d'encastrement du pied de la palplanche⁽¹⁾. Nous admettrons donc l'hypothèse d'un simple appui en B_0 , c'est-à-dire la condition $M_0 = 0$.

Si par suite d'une mauvaise exécution des travaux, la paroi est affectée d'une contrainte de pose au moment de son achèvement, la dilatation radiale correspondante peut être considérée comme résultant d'une poussée q_0 en B_0 , égale à la traction qui sollicite la paroi (par unité de hauteur) divisée par son rayon. Il faut donc que, pour $x = 0$, la poussée sur la paroi (définie par l'équation 18) soit égale à la poussée q_0 correspondant à la contrainte de pose. En cas d'exécution correcte q_0 est nul.

Pour une poussée de pose q_0 plus petite que la poussée active p_0 , la déformée verticale de la paroi prend son origine en B_1 au lieu de B_0 (fig. 20b). Au pied de la cellule, la flexion se produit encore vers l'extérieur. Le moment M_0 reste nul.

La poussée de pose q_0 peut dépasser (parfois même largement) la poussée active p_0 . Dans ce cas (fig. 20c) la déformée verticale a son origine en un point tel que B_2 . La flexion se produit vers l'intérieur de la cellule de sorte que, au pied, la déformation angulaire de la palplanche est combattue par les butées du remplissage. Les pressions verticales sont importantes à ce niveau, dans ce remblai. Les butées peuvent donc bloquer et annuler la déformation angulaire de la palplanche. Il y a encastrement au pied et il faut que, dans ce cas, la rotation $\frac{dy}{dx}$ ou (ce qui revient au même) la dérivée $\frac{dp}{dx}$ soit nulle pour $x = 0$.

(1) Le pied d'une cellule posée sur le rocher peut recevoir par suite des frottements développés par des forces verticales un effort tranchant T_0 tandis que le moment M_0 ne peut naître. Il y a simple appui en B_0 .

Si les palplanches sont fichées dans un sol de fondation plus ou moins meuble la déformation angulaire correspondant à une flexion verticale vers l'extérieur, ne peut être freinée par des butées de terres que sous le niveau du sol. Elle reste appréciable à ce niveau et le moment M_0 est sensiblement nul.

L'une des deux conditions servant à calculer M_0 et T_0 sera donc toujours que, pour $x = 0$, la poussée p soit égale à la poussée de pose q_0 . Si q_0 est plus petit que p_0 , il y a simple appui en B_0 et la deuxième condition exige que M_0 soit nul. Si, au contraire, q_0 est plus grand que p_0 , il y a encastrement en B_0 et il faut, comme deuxième condition, que $\frac{dp}{dx}$ s'annule pour $x = 0$.

Les moments d'inertie I et les longueurs caractéristiques Λ sont indiqués au tableau de la figure 19 pour divers profils de palplanches. Si nous étudions (fig. 15) un gabion de hauteur h égale à 10 m on constate que, sauf pour les palplanches ordinaires à grand module (dont l'emploi n'est pas recommandable en constructions cellulaires) le rapport $\frac{h}{\Lambda}$ est supérieur à 5.

On sait, par l'étude des poutres sur sol élastique, que dans ces conditions, les constantes d'intégration de l'équation (17) peuvent se calculer en supposant la hauteur h infinie. Les effets de la flexion verticale s'atténuent rapidement à mesure qu'on s'élève au-dessus du pied de la cellule et deviennent pratiquement nuls avant qu'on atteigne le sommet de la cellule.

Dans cette même hypothèse, l'équation intégrée prend une forme simple et on trouve finalement :

1° Dans le cas du simple appui au pied, c'est-à-dire pour $q_0 < p_0$: pour la loi des poussées qui provoquent la dilatation radiale de la cellule :

$$p = p_0 \left(1 - \frac{x}{H}\right) - (p_0 - q_0)(\text{Ch } \varphi - \text{Sh } \varphi) \cos \varphi \quad (20)$$

et pour la sollicitation de la palplanche en flexion verticale :

$$T = -(p_0 - q_0) \frac{b\Lambda}{2} (\text{Ch } \varphi - \text{Sh } \varphi) (\cos \varphi - \sin \varphi) \quad (21)$$

$$M = -(p_0 - q_0) \times \frac{b\Lambda^2}{2} (\text{Ch } \varphi - \text{Sh } \varphi) \sin \varphi \quad (22)$$

2° Dans le cas d'un encastrement parfait au pied, pour $q_0 > p_0$:

$$p = p_0 \left(1 - \frac{x}{H}\right) - \left[(p_0 - q_0)(\sin \varphi + \cos \varphi) - p_0 \frac{\Lambda}{H} \sin \varphi \right] \times (\text{Ch } \varphi - \text{Sh } \varphi) \quad (23)$$

$$T = -\frac{b\Lambda}{2} \times \left[2(p_0 - q_0) \cos \varphi - p_0 \frac{\Lambda}{H} (\sin \varphi + \cos \varphi) \right] \times (\text{Ch } \varphi - \text{Sh } \varphi) \quad (24)$$

$$M = +\frac{b\Lambda^2}{2} \times \left[(p_0 - q_0)(\cos \varphi - \sin \varphi) - p_0 \frac{\Lambda}{H} \cos \varphi \right] \times (\text{Ch } \varphi - \text{Sh } \varphi) \quad (25)$$

Les valeurs les plus intéressantes de p , T et M pour diverses valeurs de $\left(\varphi = \frac{x}{\Lambda}\right)$ sont indiquées au tableau de la figure 21. Le diagramme joint donne les tracés des déformées verticales de la paroi pour $q_0 = 0$ (pas

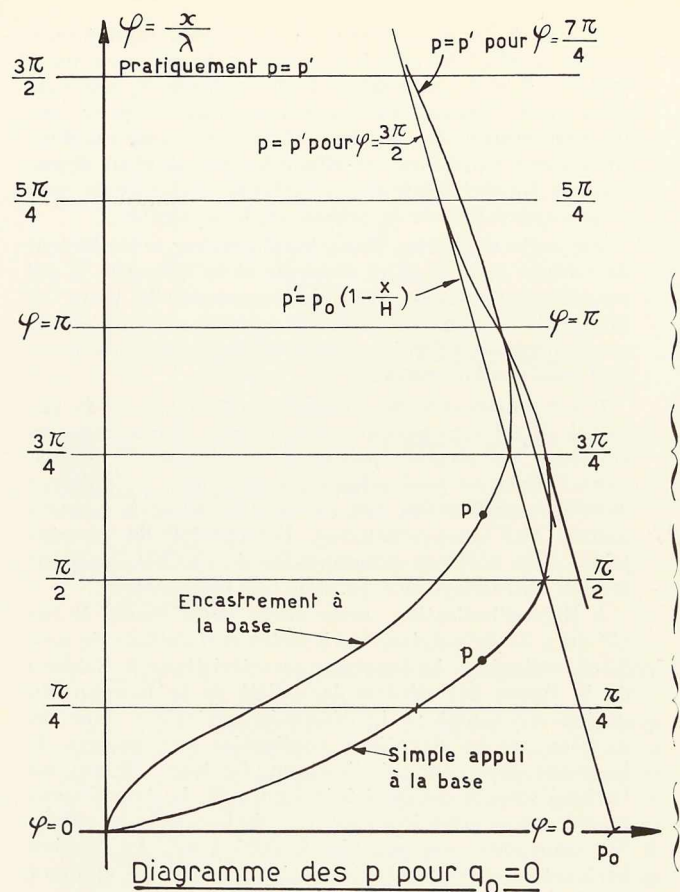


Fig. 21. Poussées appliquées à une paroi fléchie.

de contrainte de pose) dans les deux hypothèses du simple appui et de l'encastrement parfait (ce dernier à titre documentaire puisque l'encastrement ne se réalise que pour des valeurs de q_0 plus grandes que p_0).

8. Tensions dues à la flexion verticale

Nous avons appliqué les équations ci-dessus au calcul des effets produits par la flexion verticale sur divers profils de palplanches, en considérant (fig. 15) un gabion de 5 m de rayon et 10 m de hauteur, à l'intérieur duquel les poussées actives varient, en loi rectiligne, de 0 à 10 t/m². Les principaux résultats sont traduits aux diagrammes de la figure 22.

Pour les palplanches plates à contact unique (courbe 1) le bombement cesse, pratiquement à une hauteur au-dessus du pied égale à

$$\frac{3\pi}{2} \times \lambda = \frac{3\pi}{2} \times 0,62 = 2,94.$$

Le maximum de dilatation se produit à 1,47 m de hauteur. La poussée correspondante, égale à 9,22 t/m² provoque une augmentation de rayon de 3,8 mm et donne

Poussées p		Moments fléchissants	
Encastrement	Simple appui	Encastrement	Simple appui
$p = p'$ pour $\varphi = \frac{7\pi}{4}$	$p = p'$ pour $\varphi = \frac{3\pi}{2}$		
$p = p_0 \left(1 - \frac{\pi\lambda}{H}\right) + 0,043(p_0 - q_0)$	$p = p_0 \left(1 - \frac{\pi\lambda}{H}\right) + 0,043(p_0 - q_0)$		M = 0
$p = p' = p_0 \left(1 - \frac{3\pi\lambda}{4H}\right)$	$p = p_0 \left(1 - \frac{3\pi\lambda}{4H}\right) + 0,069(p_0 - q_0)$		
$p = p_0 \left(1 - \frac{\pi\lambda}{2H}\right) - 0,208(p_0 - q_0) + 0,208 p_0 \frac{\lambda}{H}$	$p = p' = p_0 \left(1 - \frac{\pi\lambda}{2H}\right)$	$M = -\frac{b\lambda^2}{2} \times 0,208(p_0 - q_0)$	
$p = p_0 \left(1 - \frac{\pi\lambda}{4H}\right) - 0,64(p_0 - q_0) + 0,32 p_0 \frac{\lambda}{H}$	$p = p_0 \left(1 - \frac{\pi\lambda}{4H}\right) - 0,32(p_0 - q_0)$	M = 0	(max) $M = -\frac{b\lambda^2}{2} \times 0,32(p_0 - q_0)$
$\frac{\partial p}{\partial \varphi} = 0$	$p = 0$ M = 0	$M = +\frac{b\lambda^2}{2} \times [(p_0 - q_0) - p_0 \frac{\lambda}{H}]$ (max)	M = 0

Efforts tranchants T	$\varphi = 0$	$T = -\frac{b\lambda}{2} \times [2(p_0 - q_0) - p_0 \frac{\lambda}{H}]$	$T = -\frac{b\lambda}{2} \times (p_0 - q_0)$
	$\varphi = \frac{\pi}{2}$	$T = +\frac{b\lambda}{2} \times 0,208 p_0 \times \frac{\lambda}{H}$	$T = +\frac{b\lambda}{2} \times 0,208(p_0 - q_0)$
	$\varphi = \frac{3\pi}{4}$	$T = +\frac{b\lambda}{2} \times 0,136(p_0 - q_0)$	

lieu à une tension horizontale maxima dans le cercle de la cellule égale à 13,4 kg/mm². Le moment maximum de flexion verticale ne dépasse pas (-0,62 t.m) et donne, pour un module de flexion de 107 cm³ par mètre de largeur de paroi une extension verticale maxima (sur l'extrados de la cellule) égale à

5,8 kg/mm². La tension circulaire maxima est légèrement réduite par la flexion verticale de la paroi. Le bombement et les tensions verticales sont faibles.

Pour les palplanches plates à contacts multiples (courbe 2 de la figure 22) les effets du bombement s'étendent sur 4,20 m de hauteur. La poussée maxima, à 2,10 m de hauteur au-dessus du pied, est réduite à 8,59 t/m² mais elle provoque une tension horizontale maxima de 19,2 kg/mm² (correspondant à un effort X de 43 t dans le diagramme de la figure 17). La dilatation radiale au même point est de 15,4 mm. Le moment maximum de flexion verticale s'élève 1,27 t.m et donne une tension verticale de 11,8 kg/mm².

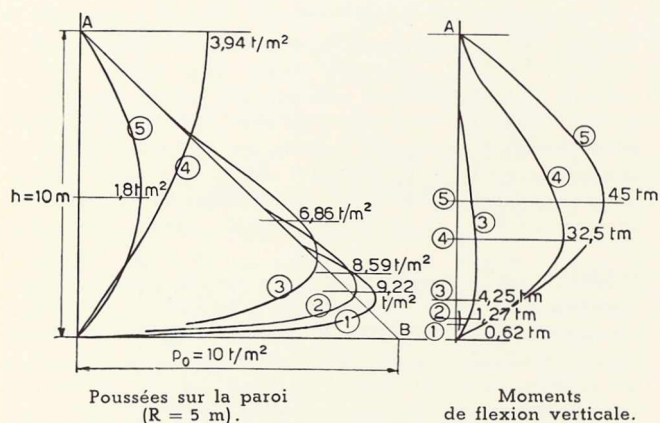


Fig. 22. Effets de flexion verticale pour divers types de palplanches.

1. Palplanches Belval $t = 0$; $e = 0$.
2. Palplanches plates à contacts multiples $t = 0$; $e = -4$ mm.
3. Palplanches ondulées $t = +$ et -30 mm; $e = -4$ mm.
4. Palplanches ordinaires de grand module, simplement appuyées au pied.
5. Comme en 4 mais avec appui supplémentaire à la tête.

L'excentricité des contacts dans les palplanches américaines amplifie donc notablement les effets de bombement de la cellule.

Ces effets augmentent encore si la cellule est réalisée en palplanches ondulées à contacts multiples (courbe 3 de la figure 22). Pour des ondulations de 30 mm de part et d'autre du polygone des cordes des éléments, on trouve que la flexion verticale fait sentir ses effets sur 7,65 m de hauteur. Le moment de flexion verticale atteint ($-4,25$ t.m) et donne des tensions verticales de 19,8 kg/mm². La poussée maxima sur la paroi à 3,83 m de hauteur au-dessus du pied est réduite à 6,86 t/m² mais le diagramme de la figure 17 montre que même pour la valeur de X ramenée à $6,86 \times 5 = 34,3$ t, la tension horizontale dépasserait largement la limite d'élasticité du métal. Sous les poussées considérées, la cellule réalisée en palplanches ondulées ne peut donc pas trouver son état d'équilibre sans subir des déformations permanentes dans ses parties les plus sollicitées.

Si la limite élastique est dépassée pour certaines tensions circulaires horizontales, le module d'élasticité E

diminue et les déformations horizontales augmentent, ce qui produit d'après les calculs présentés aux paragraphes 2 et 4 une réduction de la flèche f_0 qui subsiste après flexion. La tension σ diminue pour une poussée donnée. Les tensions horizontales peuvent donc finalement équilibrer les effets des poussées en dépassant la limite élastique en certains points mais sans trop s'approcher de la résistance à la rupture.

Par suite des fortes dilatations radiales, le coefficient de raideur k de la paroi diminue et la longueur Λ qui caractérise la flexion verticale augmente. Le point de dilatation maxima se relève; la poussée maxima sur la paroi diminue, ce qui provoque une nouvelle réduction des tensions horizontales.

Il est impossible de suivre ces effets successifs par calcul. Il est très possible que la paroi tienne mais en subissant en certains points des déformations permanentes. Cela ne peut aller sans désordres, notamment dans les agrafes. Des risques de déboitements peuvent naître, qui compromettront l'étanchéité de certains joints. Des torsions permanentes de crochets peuvent rendre l'arrachage des palplanches très pénible.

A titre d'indication, nous avons enfin étudié le cas (5° du § 3) de palplanches à fortes ondulations de profils Z ordinaires. La longueur caractéristique Λ (tableau de la figure 19) dépasse la moitié de la hauteur du gabion. Le calcul de la déformée verticale a donc dû se faire par les équations applicables aux poutres de longueur finie sur sol élastique. Le tracé obtenu est indiqué sous le chiffre 4 à la figure 22. Le bombement maximum se produit au sommet de la cellule et atteint 394 mm sous une poussée de 3,94 t/m². La tension horizontale correspondante serait excessive. Le moment de flexion verticale s'élève à 32 t.m ce qui pour un module de 1 300 cm³ environ donne une tension de 25 kg/mm².

De telles conditions de travail sont inacceptables. La situation ne peut être améliorée qu'en appuyant la tête des palplanches sur un anneau circulaire résistant au sommet de la cellule. Dans cette hypothèse (courbe 5 de la figure 26) la poussée dilatant la paroi se réduit à 1,8 t/m² et le moment vertical de flexion s'élève à 45 t.m. Les tensions correspondantes sont encore trop élevées mais on pourrait les réduire en adoptant un profil plus résistant et par conséquent plus lourd. Un ouvrage ainsi conçu perd le caractère d'une construction cellulaire à paroi mince et ne présente plus d'intérêt au point de vue économique.

Les courbes 1 à 5 de la figure 22 montrent comment évolue la déformée verticale de la paroi à mesure que la longueur caractéristique Λ augmente parce que la résistance de la paroi aux déformations radiales diminue ou (et) que la raideur des palplanches en flexion verticale augmente. En dernières phases le bombement maximum se produit au sommet de la cellule. Dans le cas extrême d'une raideur relativement infinie à la flexion, la palplanche resterait droite et les poussées y appliquées suivraient une loi rectiligne telle que leur moment total autour du pied de la cellule soit égal à zéro. On reconnaît facilement que la poussée appliquée au sommet de la paroi serait alors égale à

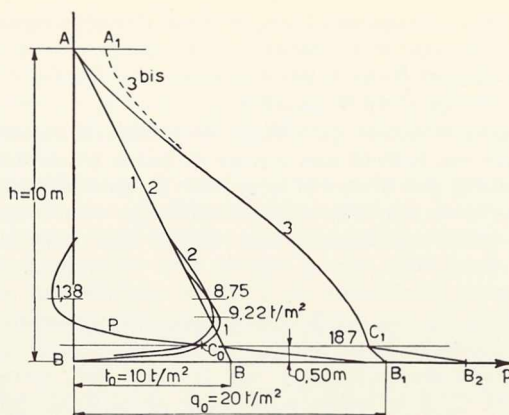


Fig. 23. Poussées dilatant la paroi, en cas de malfaçon.

Poussées actives du remblai : AB.
 Poussées finales sur la paroi, sans précontrainte de pose :
 - Palplanches plates : 1.
 - Palplanches surpluées : 2.
 Poussées finales avec précontrainte de pose :
 - Avant remblai : P.
 - Après remblai : 3.

la moitié de la poussée active maxima au pied (courbe 4 de la figure 20b).

Les tracés schématisés de la figure 20b montrent l'évolution de la déformée dans le cas d'une poussée de pose nulle ou inférieure à p_0 . Si la poussée de pose q_0 dépasse la poussée active maxima p_0 le pied B est encasté parfaitement. Pour une valeur assez petite de la longueur A la déformée verticale a l'allure de la courbe 1 de la figure 20c. Dans le cas extrême d'une très grande rigidité relative à la flexion, la palplanche resterait verticale (droite 4). On peut donc, dans les cas intermédiaires, rencontrer des tracés des types (2) ou (3).

Lorsqu'on procède au remplissage d'une cellule, il peut se faire que son anneau de base, quoique fiché dans le sol, se dilate plus ou moins sous l'effet des poussées du remblai intérieur. S'il n'y a pas de tension de pose, l'origine de la déformée se déplacera de B_0 à B_1 (p. ex.) toujours à gauche de B et les effets de flexion verticale se réduiront. Si la cellule est affectée d'une poussée de pose q_0 la poussée totale en B dépasse q_0 (point B_3 de la figure 20c). La déformée de la paroi peut alors prendre l'allure d'une courbe telle que celle marquée 5. Les effets de flexion verticale augmentent.

CHAPITRE III

CONSÉQUENCES POSSIBLES D'UNE MAUVAISE EXÉCUTION ÉVENTUELLE DES TRAVAUX

9. Cambrures de pose et tensions internes

Nous avons cru intéressant de rechercher quelles pourraient être les conséquences, au point de vue des tensions dans la paroi de certaines malfaçons éven-

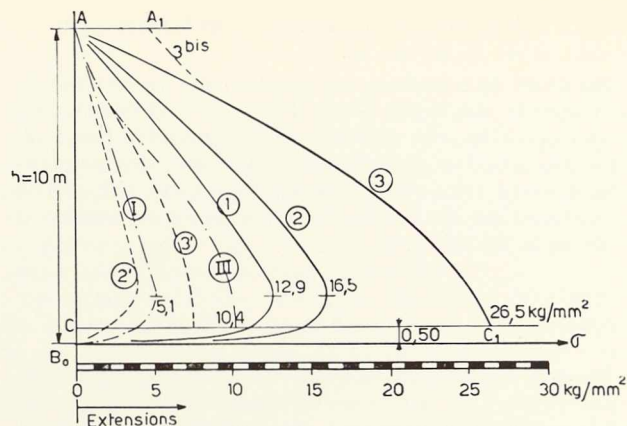


Fig. 24. Tensions horizontales dans la paroi ($R = 5$ m), en cas de malfaçon.

Tensions moyennes sur la fibre neutre de l'âme après (remblai) :
 - Sans précontrainte de pose : I.
 - Avec précontrainte de pose : III.
 Tensions maxima :
 - Exécution correcte : 1 (sur l'extrados).
 - Palplanches surpluées : de 2' à 2 (sur l'intrados).
 - Idem avec précontrainte : de 3' à 3 (sur l'intrados).

tuelles résultant de la méconnaissance des règles de bonne pratique de la mise en œuvre des palplanches plates.

Considérons encore une fois la cellule de la figure 15 de 5 m de rayon soumise à des poussées de remblai variant de 0 à 10 t/m² sur 10 m de hauteur.

Si l'exécution a été faite correctement, à l'aide de palplanches plates avec griffes à contact unique, sans excentricités, les courbes 1 des figures 23 et 24 donnent (rapportées à AB_0) l'une le diagramme des poussées qui provoquent la dilatation finale de la paroi; l'autre les tensions horizontales circulaires maxima correspondantes. Ces tensions se produisent à l'extrados de la cellule.

Voyons les effets d'une première malfaçon possible. Admettons que le gabarit de montage ne soit que rudimentaire, dépourvu des repérages et guidages nécessaires et que, mal instruite, l'équipe de battage se soit efforcée (§ 3) de coller les deux extrémités de chaque palplanche sur le gabarit. Les palplanches ont été déformées et nous supposons pour fixer les idées, qu'elles aient, en général, une cambrure de pose t de 6 mm, soit seulement 2 mm de plus que le C_0 correspondant au rayon de la cellule. Nous supposons encore que par suite du forçage et des désaxements dans les agrafes, les contacts s'y fassent avec une excentricité positive e de 4 mm vers l'intérieur de la cellule.

Les courbes 2 des figures 23 et 24 donnent les poussées p et les tensions horizontales maxima σ correspondant à cet état de choses. Les tensions maxima se produisent maintenant à l'intrados de la cellule.

Le forçage des palplanches n'aura pas été uniforme. Si nous admettons que certaines palplanches ont été maintenues plates tout en s'agrafant avec l'excentricité de 4 mm, nous trouvons, pour ces éléments, des exten-

sions à l'intrados de la cellule, représentées par la courbe 2' de la figure 24.

Par suite du surpliage des palplanches, les extensions maxima se sont déplacées de l'extrados à l'intrados de la cellule. Elles ont sensiblement augmenté. Des irrégularités dans la préparation inadéquate des palplanches peuvent faire varier, les tensions d'une palplanche à l'autre, dans des limites étendues entre les courbes 2 et 2' de la figure 24.

*
**

Passons à l'examen d'une deuxième malfaçon possible. Faute d'un guidage suffisant dans le sens vertical les palplanches peuvent être battues avec une certaine obliquité vers l'extérieur. La partie inférieure de la cellule reçoit de ce chef un diamètre plus grand que prévu de sorte que après épuisement des jeux dans les joints, la paroi ne se ferme qu'en étirant plus ou moins ses éléments dans le sens de leur largeur. Dès son achèvement, et avant son remplissage, la cellule est affectée d'une certaine tension de pose dans sa partie inférieure.

Le même inconvénient peut résulter d'un mauvais programme de battage. La bonne pratique exige que la paroi soit entièrement montée et fermée en ne donnant aux palplanches qu'une fiche aussi faible que possible. Lors de l'enfilage, les petits hors plombs accidentels et autres irrégularités des joints disparaissent lorsque, à l'approche de la fermeture, les dernières palplanches descendent en déplaçant légèrement s'il le faut, les voisines qui ne sont qu'à peine engagées dans le sol.

Cette règle peut être méconnue. Pour accélérer son travail et pour éviter des déplacements de sonnette, l'équipe de battage peut ficher à fond deux fractions importantes de la paroi en ne laissant ouvert entre leurs extrémités qu'un panneau de largeur trop faible. Si les joints extérieurs de ce panneau ne sont pas exactement aux verticales voulues, les quelques palplanches réservées pour la fermeture ne pourront pas modifier la position des palplanches déjà battues à fond. En général l'ouverture conservée sera plus large en bas qu'en haut à cause de l'avancement des têtes de palplanches en cours de battage. Les éléments de fermeture se mettront en tension horizontale à mesure qu'ils descendront. Une précontrainte de pose apparaîtra à la base de la cellule.

Pour fixer les idées, nous supposerons qu'à la fin du battage une tension de pose correspondant à l'effet d'une poussée de 20 t/m^2 affecte la partie enterrée des palplanches. Cette partie élargie de la cellule se raccorde au cylindre supérieur supposé libre de précontrainte, dans les conditions étudiées au paragraphe 7. La loi de variation des poussées provoquant la dilatation de la paroi est donnée par l'équation (20) en y faisant $p_0 = 0$ (la cellule n'est pas remblayée), $q_0 = 20 \text{ t/m}^2$ (poussée de pose) et en adoptant pour Λ la longueur de 0,82 indiquée au tableau de la figure 19 pour les palplanches surplées à 6 mm. La cellule étant

vide, rien ne s'appose à une flexion verticale vers l'intérieur et on doit admettre l'hypothèse du simple appui au pied B. La poussée p s'annule à 1,30 et à 3,90 de B (courbe P de la fig. 23).

Supposons encore que, avant de remblayer la cellule, on coule sur le fond une couche de béton BC de 0,50 m de hauteur. Au niveau C la poussée de pose p n'est que $0,445 \times 20 = 8,9 \text{ t/m}^2$. Le remplissage vient ajouter sur la paroi une poussée active de $9,8 \text{ t/m}^2$ environ. La paroi étant libre de se dilater vers l'extérieur, nous trouverons finalement en C, après remblai, une poussée totale de $8,9 + 9,8 = 18,7 \text{ t/m}^2$ correspondant au point C_1 de la figure 23 (1).

La ligne des poussées p sur la paroi doit raccorder le point C_1 à la partie supérieure de la ligne AB des poussées actives. Comme la déformée verticale, elle doit présenter une tangente verticale en C_1 , la butée des terres du remplissage créant un encastrement en ce point en s'opposant à la flexion vers l'intérieur.

En cas de mauvaise exécution, le coefficient k de raideur radiale de la paroi n'est pas constant. Vers la base, là où les palplanches ont été serrées dans les agrafes et étirées à mesure qu'elles descendaient k a probablement la valeur théorique calculée au paragraphe 6. Au sommet les palplanches assemblées au diamètre prescrit conservent un certain jeu dans les agrafes. Les cerces horizontales du gabarit sont tracées à un diamètre plus petit que prescrit afin que chaque palplanche puisse être amenée à sa position correcte par des cales appropriées; ce calage peut avoir été insuffisant ou même négligé. Au total, des dilatations assez grandes sont possibles sous des poussées assez faibles dans la région supérieure de la cellule. Le coefficient k diminue et la longueur Λ augmente dans des proportions et suivant des lois qu'il est impossible de chiffrer (2).

Nous admettrons, comme il a été dit au paragraphe 8, que la ligne des poussées sur la paroi se termine en A ou en un point voisin A_1 et nous la tracerons, à titre d'indication (courbes 3 et 3bis de la figure 23) suivant une parabole du 3^e degré à tangente verticale en C_1 et tangente en A à AB ou à A_1B . Les tensions horizontales correspondantes sont représentées par les courbes 3 et 3bis de la figure 24 pour les palplanches surplées et par la courbe 3' pour les palplanches qui seraient restées droites à côté d'autres forcées à la pose.

On a admis que la courbe 3 de la figure 23 donnait la loi des pressions qui provoquent la dilatation de la paroi. On doit remarquer que les poussées du remblai ne sont plus les poussées actives figurées par la droite AB car la paroi en fléchissant verticalement vers l'intérieur de la cellule refoule les terres du remplis-

(1) Au niveau du sol, la dilatation supplémentaire de la paroi, sous la poussée du remplissage est plus ou moins entravée par la butée des terres, de sorte que la poussée totale finale au niveau B correspondra à un point B_2 , écarté de B_1 d'une certaine fraction de la poussée active du remblai en B.

(2) La pratique du calcul des poutres sur sol élastique montre que pour Λ voisin de 0,7 à 0,8 h la poutre se comporte sensiblement comme si elle était infiniment rigide, sa déformée devient pratiquement assimilable à une droite.

sage et remplace leurs poussées actives par des poussées passives plus ou moins voisines de la butée maxima possible. Il est pratiquement impossible de chercher à calculer ces poussées pour les mettre en rapport avec les forces qui produisent la flexion verticale des palplanches.

Il est intéressant de noter qu'une mauvaise exécution des travaux peut modifier notablement, en les accroissant, les poussées exercées par le remblai du remplissage sur la paroi.

10. Grandeurs et diversité des tensions horizontales dues à une mauvaise exécution des travaux

Nous trouvons sur la figure 24 les lois suivantes de variation des tensions horizontales circulaires :

1° La droite I qui figure le cas idéal d'une cellule exécutée en palplanches cintrées à la courbure de la paroi, sans excentricités de contact aux agrafes. Ces tensions ont la même valeur à l'extrados et à l'intrados de la cellule, valeur égale au quotient de l'effort $X = pR$ par la section de l'âme;

2° La courbe 1 correspond au cas d'une exécution correcte en palplanches plates avec griffes à contact unique. Les tensions maxima figurées se produisent à l'extrados; les tensions moyennes sur la fibre neutre de l'âme sont encore données par la droite I;

3° Les courbes 2 et 2' donnent les limites des extensions maxima (qui apparaissent maintenant à l'intrados de la cellule) lorsque les palplanches sont forcées à la pose et reçoivent une cambrure comprise entre 6 mm et 0. Il est admis qu'il n'y a pas de tension de pose. Pour chacune des deux courbes 2 et 2' les tensions

Fig. 25 (ci-contre) et 26 (ci-dessous). Plan de situation et vue d'ensemble des ouvrages de défense (achevés en 1953) au débouché du canal maritime de Bruxelles dans le Rupel à Wintam. Le duc d'Albe circulaire - rive droite - et le musoir - rive gauche - sont en palplanches plates Belval B.P. 9. Les ducs d'Albe en palplanches Z sont identiques à ceux qui, érigés près de l'écluse de Zeebrugge, ont été décrits au n° 11-1951 de l'Ossature Métallique.

moyennes sur la fibre neutre restent celles qu'indique la droite I;

4° Les courbes 3 et 3' correspondent au cas d'une cellule exécutée en palplanches surpléées comme il vient d'être dit, et affectée de plus d'assez fortes tensions de pose dans sa partie inférieure. La courbe III des tensions moyennes sur la fibre neutre correspond aux poussées appliquées à la paroi. Celles-ci dépassent les poussées actives du remblai par suite de la propagation des tensions de pose vers le haut.

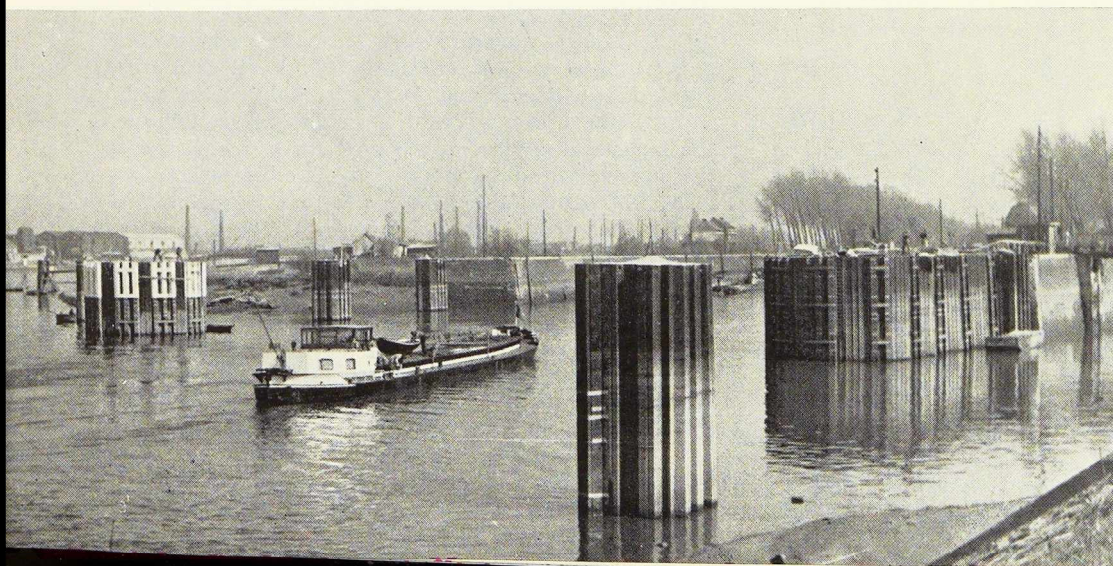
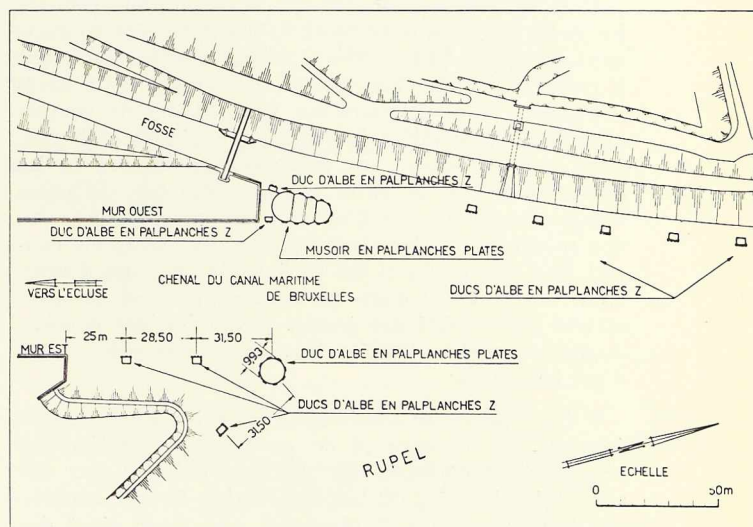
Les résultats d'une mauvaise exécution éventuelle des travaux se révèlent importants. Il est indispensable de les éviter. Il est facile de le faire en suivant des règles simples, connues, que nous rappelons à la fin des conclusions du chapitre IV.

CHAPITRE IV

CONCLUSIONS

11. Conditions de bonne tenue d'une paroi circulaire

La bonne tenue des parois d'une construction cellulaire en palplanches plates peut être compromise par



la naissance de tensions exagérées dans le métal ou par l'apparition de déformations inacceptables. De telles situations défavorables peuvent résulter, soit d'un mauvais profil des palplanches, en particulier de leurs crochets, soit d'imprudences, commises en cours d'exécution des travaux. L'analyse



présentée ci-dessus de ces erreurs éventuelles permet de conclure que :

1° Il est essentiel de réduire au minimum possible les excentricités qui peuvent se produire aux contacts dans les agrafes. Les griffes à contact unique répondent à cette condition. Par contre, les griffes à contacts multiples créent toujours des excentricités de contact appréciables, de valeur incertaine et variable, mais toujours préjudiciables. Les tensions horizontales et les déformations de la paroi augmentent. Ces dernières comprennent, en plus d'un bombement vertical accru, des rotations relatives importantes des pièces en contact dans les agrafes et des torsions de certaines d'entre elles. Ces troubles dans les crochets peuvent compromettre l'étanchéité des joints, provoquer des déboîtements et rendre difficile l'arrachage des palplanches d'un batardeau;

2° Il ne peut être admis que, par suite d'un manque éventuel de repérage et de guidage des palplanches lors de leur enfilage, des ouvriers puissent par des actions locales plus ou moins brutales, forcer, cambrer ou désaxer certains éléments et provoquer ainsi des excentricités imprévues dans les contacts;

Fig. 27. Remplissage du musoir en palplanches plates de la figure 25.

3° On abaisse au minimum possible les tensions horizontales circulaire maxima de la paroi en cintrant avant la pose, au rayon de la paroi, tout ou partie des palplanches à mettre en œuvre; les palplanches ayant été laminées plates, avec griffes à contact unique. Pour un élément ayant la largeur normale de 400 mm, la cambrure donnée par le cintrage ne dépasse pas 8 mm pour un rayon de 2,50 m et 4 mm pour un rayon de 5 mètres;

4° Des cambrures de pose plus grandes présentent des inconvénients. Des ondulations de quelques dizaines de millimètres données à la paroi par l'emploi de profils *ad hoc* produisent ou aggravent les troubles signalés au 1° comme résultant aussi des excentricités de contact;

5° Les palplanches à grand module, du type des palplanches Z ou V ordinaires, avec des ondulations de quelques centaines de millimètres, s'adaptent mal à la réalisation de parois circulaires. Il est nécessaire, pour éviter des troubles graves, de les ancrer par leur tête à une poutre circulaire en acier ou en béton précontraint. La construction devient un rideau ancré, enroulé au rayon de la cellule. L'exécution est plus difficile et plus coûteuse que pour une paroi en palplanches plates;

6° La fermeture d'une paroi circulaire peut présenter des difficultés si par suite d'une mauvaise exécution des travaux, elle doit se faire sur un panneau de largeur trop faible, entre des palplanches fichées trop profondément et dont les joints ne sont pas exactement verticaux. Le forçage des palplanches de fermeture provoque des tensions de pose et donne lieu, lors du remplissage de la cellule, à une augmentation irrégulière et souvent très sensible des tensions horizontales dans la paroi. Il peut même en résulter des déboîtements ou des ruptures d'agrafes. Ces accidents, toujours très graves, peuvent se produire au cours du battage ou seulement sous l'apparition des poussées statiques du remblai, au cours ou à la fin du remplissage de la cellule. Ils ne sont pas à redouter en cas d'exécution correcte des travaux.

Pour réaliser une exécution correcte, sans qu'une précontrainte de pose affecte la cellule, il faut que, avant d'être fichées dans le sol, les palplanches aient été montées, à la manière d'une charpente métallique, sur un gabarit rigide, en assurant un bon repérage et un guidage sûr des éléments qu'on enfile successivement l'un dans l'autre jusqu'à fermer la paroi.

L. D.

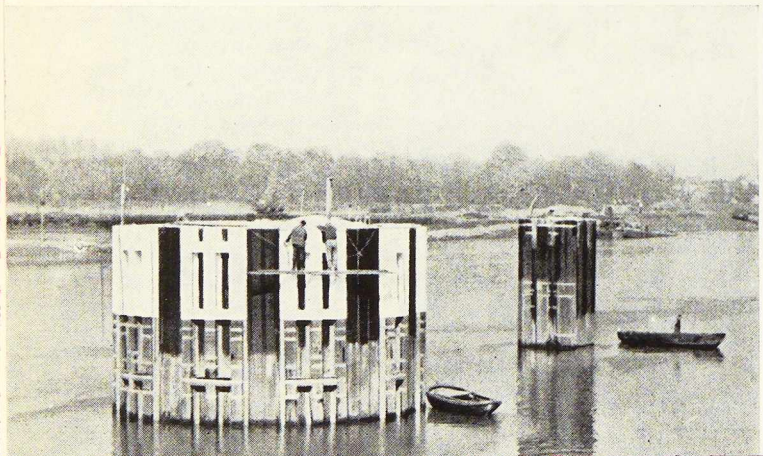


Fig. 28. Duc d'Albe circulaire, en palplanches plates, de la figure 25.

Léon Marguerat,
 Chef de la Section des Ponts
 à la Direction générale
 des C. F. F. à Berne

Les ponts-rails à poutres mixtes acier-béton des Chemins de fer fédéraux suisses ⁽¹⁾

Description des ouvrages et résultats des essais de charge

Les Chemins de fer fédéraux suisses (C. F. F.) comptent actuellement parmi leurs ponts-rails six ouvrages à poutres mixtes, d'une longueur totale variant entre 19,50 et 108 m.

La première application remonte à 1937. Elle faisait suite aux essais entrepris notamment à Kloten par la Commission technique de l'Union des constructeurs suisses de ponts et de charpentes métalliques (T. K. V. S. B.) sous la Direction du Professeur Stüssi et à l'utilisation du procédé pour des ponts-routes, en particulier pour celui de l'Etzel en 1934. Toutefois la question de la résistance à la fatigue des cordons de soudure qui assemblent les chevilles aux poutres n'était pas résolue. La prudence était donc indiquée et l'on se contenta d'éprouver la valeur du procédé dans le cas des ponts-rails; on fit abstraction, dans cette première tentative, de toute économie d'acier; les poutres furent calculées comme des poutres métalliques ordinaires, de manière qu'elles ne soient pas trop sollicitées si la liaison venait à disparaître. On fit cependant un calcul complémentaire de la poutre mixte pour s'assurer qu'en tout état de cause, aucun élément n'était sollicité au-delà des valeurs admissibles.

L'expérience ayant paru concluante, et des essais de fatigue ayant été entrepris entre temps, cinq autres ponts-rails furent exécutés dès 1944, qui sont réellement des ponts à poutres mixtes, calculés comme tels. La seule limitation spéciale

a consisté à donner aux poutres métalliques des dimensions telles que si la liaison dalle-poutre venait à disparaître, les poutres en acier ne soient pas sollicitées au-delà de leur limite élastique. Cette restriction a pour but d'éviter le pire et de permettre une réparation de l'ouvrage s'il cessait de se comporter comme une construction mixte.

⁽¹⁾ Extrait du Mémoire présenté au Congrès organisé à Zurich en novembre 1953 par l'Union des Constructeurs suisses de ponts et charpentes métalliques.

Les clichés des figures 1, 3, 4, 6, 7, 8 et 9 nous ont été aimablement prêtés par cette Union.

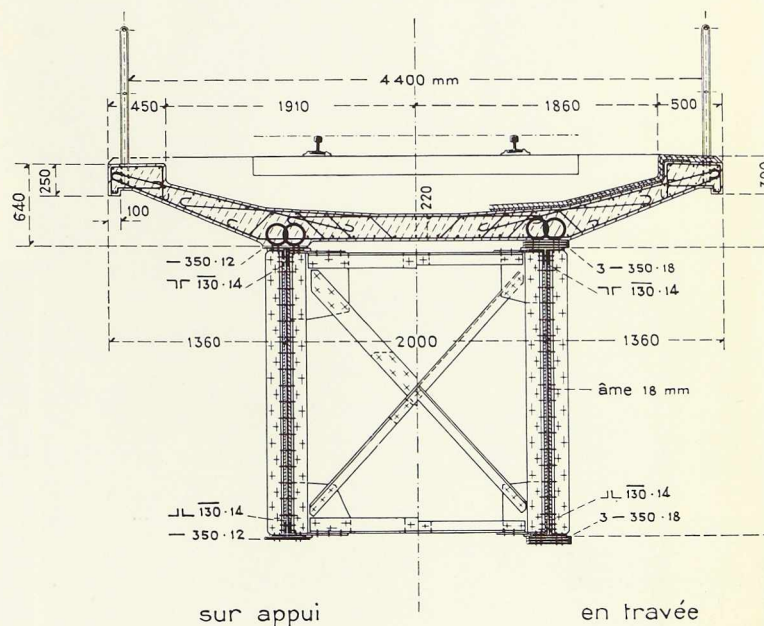
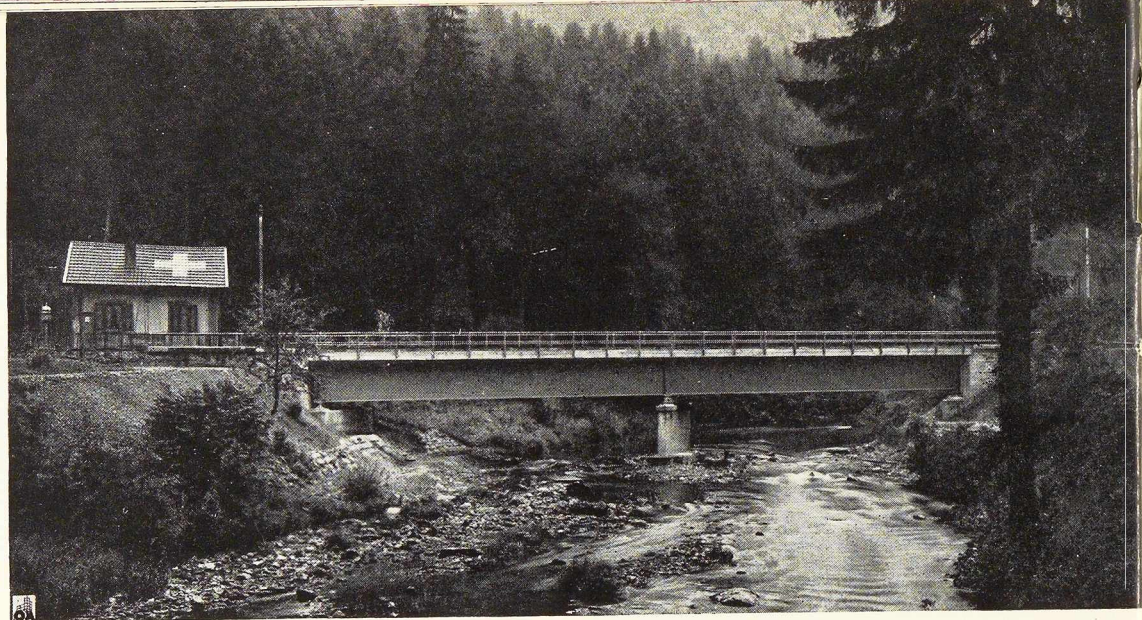
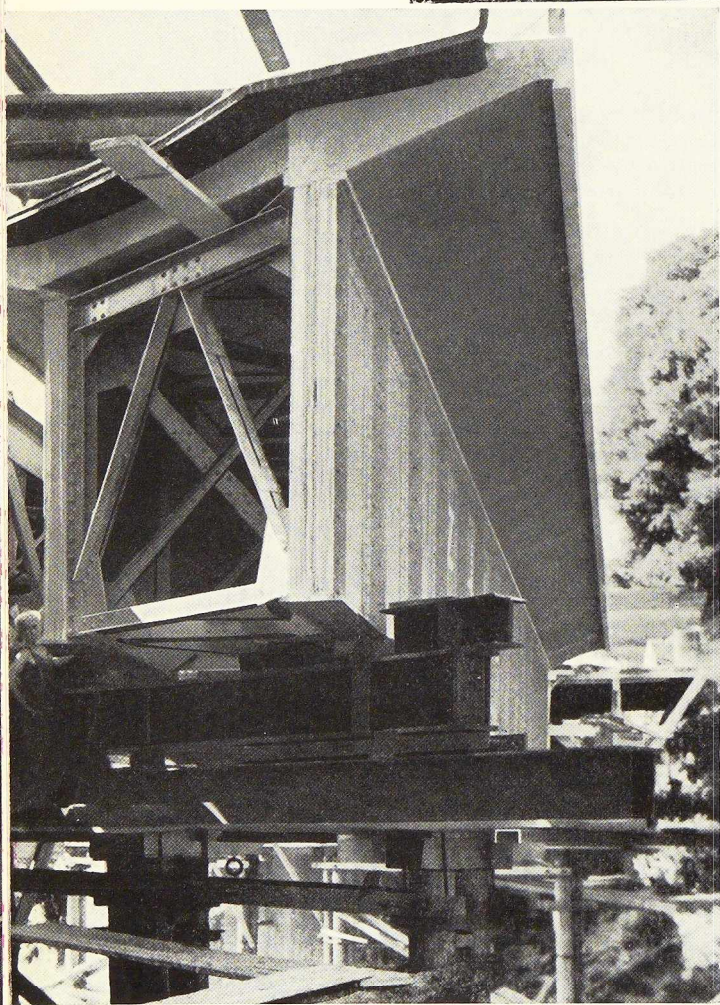


Fig. 1. Pont de Bressonnaz. Coupe transversale.

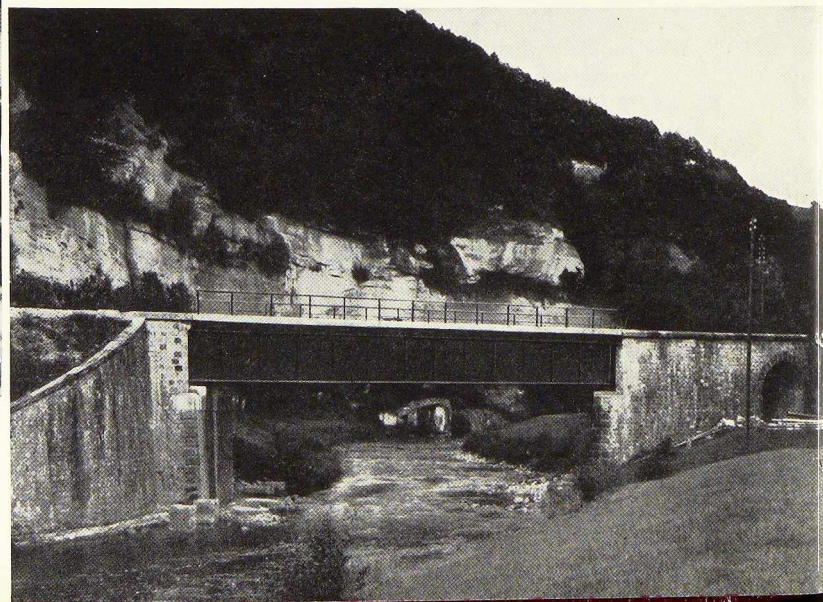


↑
Fig. 2. Vue générale du pont sur la Birse à Bäschwil. Portée : $2 \times 20,20$ m.



← **Fig. 3.** Pont de Bressonnaz. Vue de l'extrémité avant le ripage.

Fig. 4. Pont sur la Broye à Bressonnaz. Portée : 25,04 m.



Le tableau I donne les caractéristiques des six ponts-rails en question, qui sont tous à âme pleine et à voie supérieure. Nous allons maintenant les décrire plus en détail.

Désignation et année de la mise en service	Portée m	Hauteur extérieure des poutres en travée m	Genre de poutres	Poids par m de pont		
				Charpente métallique (sans les appareils d'appui ni les garde-corps) t/m	Armature de la dalle t/m	Charpente métallique dalle en béton + chapas t/m
Bressonnaz 1937	25,04	2,26	rivées	1,90	0,25	5,40
Bärschwil 1945	2× 20,20 continu	2,00	soudées	1,05	0,24	4,50
Wasserwerkstrasse 1947	19,47	1,55	rivées	0,95	0,20	5,45
Sisselnbach 1951	20,80	2,10	soudées	0,99	0,24	6,05
Morobbia (2 ^e voie) 1951	20,70	1,65	soudées	0,86	0,22	4,15
Tannwald 1952	3× 36,00 continu	2,85	soudées	1,39	0,52	6,05

TABLEAU I. — Caractéristiques des six ponts-rails à poutres mixtes des C. F. F. Tous ces ponts sont à âme pleine et à voie supérieure. Acier doux 37.

1. Pont sur la Broye à Bressonnaz, ligne Palézieux-Payerne, km 35,852

Il s'agit là de la première application, pour laquelle les poutres ont été calculées sans la collaboration de la dalle. Elle date de 1937. Le pont n'a qu'une travée, de 25,04 m de portée (fig. 3 et 4). Il est biais à $\sim 55^\circ$. La construction métallique a été réalisée par la Maison Zwahlen et Mayr, de Lausanne. Etant donné les hypothèses faites pour le calcul, les poutres métalliques sont exceptionnellement lourdes pour une construction mixte.

La liaison entre la dalle et les poutres a été réalisée à l'aide de spires « Alpha » en fer \varnothing 18 mm, soudées sur les poutres. Il y a deux spires par poutre (fig. 4) sur toute la longueur de celle-ci. Le diamètre intérieur des spires est de 150 mm et leur pas de 200 mm. A chaque extrémité du pont se trouve une entretoise biaisée également pourvue d'une spire semblable.

Une première épreuve de charge fut exécutée à la mise en service du pont en 1937. On mesura les tensions au milieu de la portée du pont ainsi que les flèches. Ces mesures permirent de conclure à un excellent comportement de l'ensemble acier-béton, avec un facteur d'équivalence $n = 6$. Les différences entre les résultats théoriques et les mesures sont dues à l'influence du ballast, des rails et des contreventements, ainsi qu'aux frottements des appuis.

Les mêmes mesures ont été répétées en 1950, aux mêmes endroits et pour la même surcharge. On peut en tirer les conclusions suivantes. Le module d'élasticité du béton a passé en 13 ans de ~ 350 t/cm² à ~ 450 t/cm². Mais, en dépit de cette augmentation, l'axe neutre de la poutre mixte s'est abaissé et la contrainte à la fibre inférieure des poutres est plus élevée qu'au début. Parallèlement, la flèche (mesurée) a passé de 4,4 à 4,65 mm. Ceci montre clairement que la collaboration acier-béton a perdu de son efficacité. On a mesuré d'ailleurs un glissement relatif de 0,04 mm entre la dalle et les poutres à une extrémité de l'ouvrage (0 mm à l'autre extrémité).

La présence d'une large fissure transversale dans la dalle au milieu du pont et les résultats ci-dessus montrent que les liaisons par spires ne sont pas à recommander. Ces spires sont en effet très souples et, si une fissure de retrait s'amorce, elles ne peuvent pas l'arrêter.

2. Pont sur la Birse à Bärschwil, ligne Delémont-Bâle, km 96,431

Ce deuxième pont-rail à poutres mixtes a été construit en 1944-1945 par la Maison Buss, S. A., de Bâle. On en trouvera une première description due à la plume de M. F. Bühler dans *L'Ossature Métallique*, n° 7/8-1946.

C'est une poutre continue de hauteur constante, à deux travées de 20,20 m (fig. 2). Le pont a un biais de 51° . Les poutres principales sont entièrement soudées, à l'exception d'un joint de montage. Les raidissements transversaux espacés de 4,04 m, le contreventement (inférieur) et les entretoises inférieures spéciales sur les appuis sont rivés. Les membrures sont des 1/2 DIL 60, renforcées au droit de la pile par des semelles 250/25 (fig. 5).

La liaison entre la dalle et les poutres a été réalisée au moyen de chevilles de 10 cm de hauteur, découpées dans des I PN 30 et soudées sur les poutres principales; leur espacement varie de 40 à 70 cm. Elles sont percées d'un trou pour permettre une pose suffisamment serrée et régulière de l'armature de la dalle.

Le pont de Bärschwil est en quelque sorte un



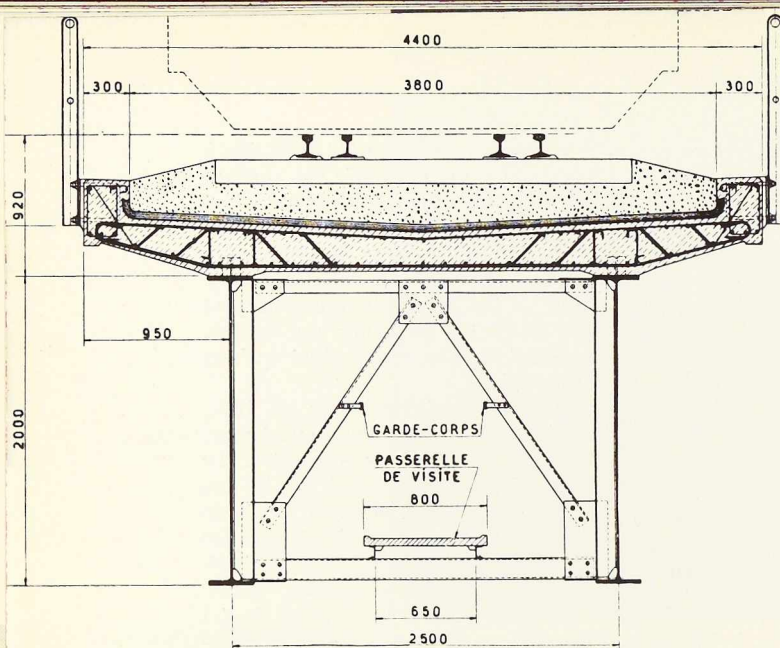


Fig. 5. Coupe transversale du pont-rails métallique de Bärschwil.

prototype, car il est notre premier pont-rail calculé comme poutre mixte et en même temps notre premier pont continu de ce type. Il constitue une étape dans l'évolution de nos ponts mixtes. On remarquera que la section des poutres est encore symétrique.

Aucune disposition spéciale n'a été prise pour diminuer les tractions dans le béton au droit de la pile. Le calcul suppose que le béton est fissuré dans cette région, mais il admet que l'armature longitudinale de la dalle est solidaire des poutres-maitresses. La sollicitation de cette armature a pourtant été limitée à $1\,000\text{ kg/cm}^2$ pour réduire le risque de fissuration. Le retrait a été négligé dans le calcul. On a cherché à le diminuer en ménageant des joints de bétonnage distants de $8,50\text{ m}$ et en serrant suffisamment les armatures. Un calcul ultérieur a montré que les tractions pouvaient atteindre théoriquement 67 kg/cm^2 à l'arête supérieure des bordures, compte tenu du retrait du béton.

Deux essais de charge ont été faits sur le pont de Bärschwil; l'un en 1945, lors de la mise en service, l'autre cinq ans plus tard, avec les mêmes surcharges.

Les tensions mesurées en travée donnent des résultats très clairs; les différences entre l'essai de 1945 et celui de 1950 sont minimales, malgré l'apparition de quelques fissures de retrait; on note cependant au second essai, pour la poutre aval, un décrochement du diagramme qui n'existait pas en 1945. Le facteur d'équivalence n avait donné la première fois $5,4$ ($E_{\text{béton}} \cong 390\text{ t/cm}^2$), que les charges engendrent des moments positifs

ou négatifs; en 1950 on note une légère différence ($n = 5,1$ resp. $6,1$) entre les effets de compression et de traction. La concordance entre le calcul et les mesures est bonne.

La situation est beaucoup plus complexe pour les tensions au droit de l'appui intermédiaire. Le pont était tout neuf lors du premier essai et l'on n'avait observé encore aucune fissure; les diagrammes avaient accusé cependant de forts ressauts et il était impossible d'en tirer des valeurs E_b et n (dans la dalle, les mesures ont été faites sur le béton et non sur les armatures). Les premières fissures, transversales, sont apparues après quelques semaines de service; on les a repérées à la face inférieure de la dalle (seule visible), bien que les tensions dues aux trains soient à cet endroit très faibles. Leur nombre augmentait constamment et l'on pouvait craindre une modification assez sensible du comportement de l'ouvrage. Le deuxième essai a montré qu'il n'en était rien; les diagrammes se sont à peine modifiés depuis 1945 et les contraintes restent inférieures à celles que donne le calcul basé sur l'hypothèse du béton fissuré, ce qui est tout à fait rassurant.

3. Passage inférieur de la Wasserwerkstrasse à Zurich, ligne Zurich-Oerlikon, km 2,000

Cet ouvrage a été construit par la *Eisenbau A. G.* de Zurich en 1947. Il a remplacé un petit passage inférieur voûté de 5 m d'ouverture lors de l'élargissement de l'avenue. Le projet est dû à M. K. Kihm, ingénieur à Zurich.

Le pont comprend deux tabliers séparés (un pour chaque voie) de $19,47\text{ m}$ de portée. On a réutilisé des poutres à âme pleine rivées que l'on avait en stock, mais dont il a fallu renforcer la membrure inférieure par deux semelles $250/12$ (fig. 6).

La dalle en béton a une épaisseur variant de 39 cm au milieu du pont à 29 cm sur les appuis. La distance de l'entrevoie étant imposée, il en est résulté une dalle asymétrique. D'autre part, l'ouvrage se trouve au voisinage d'une station, dans la zone où l'entre-axe des voies passe de $3,60\text{ m}$ à $4,50\text{ m}$. Les deux tabliers ne sont donc pas parallèles et la voie est en courbe d'environ $1\,000\text{ m}$ de rayon sur celui de droite.

La liaison entre la dalle et les poutres est constituée comme au pont de Bärschwil par des chevilles de 10 cm de hauteur découpées dans des I PN 32 et soudées aux poutres, mais sans trous pour les armatures rondes; leur distance varie de



Fig. 6. Passage inférieur de la Wasserwerkstrasse à Zurich. Portée : 19,47 m.

30 à 80 cm. Les poutres métalliques ont été étagées pendant le bétonnage, de manière à ce que le poids de la dalle agisse sur le profil mixte.

Ces ponts ont été mis en service à la fin de 1947; on ne fit à l'époque qu'un essai de réception sommaire. Le véritable essai de charge n'eut lieu qu'en août 1950, soit après deux ans et demi de service sur une ligne à trafic important. Les mesures permettent de conclure à un excellent comportement de ces deux tabliers.

Les décrochements des diagrammes des tensions à la jonction béton-acier sont faibles. Ceci provient vraisemblablement du supplément d'adhérence occasionné par les têtes des rivets.

Des appareils placés aux extrémités du pont n'ont révélé aucun mouvement entre la dalle et les poutres métalliques. On a aussi mesuré des tensions aux extrémités des membrures, ainsi que dans les rails au droit des appuis, pour pouvoir évaluer les actions secondaires provoquées par la continuité de la voie et les frottements des rouleaux. Ces actions sont loin d'être négligeables.

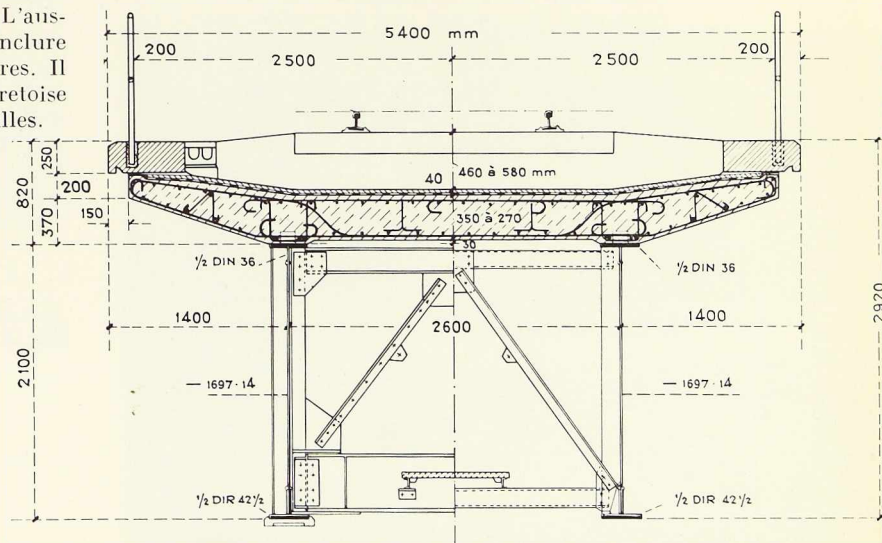
4. Pont sur le Sisselnbach, ligne Koblenz-Stein/Säckingen, km 71,280

Le pont sur le Sisselnbach est un ouvrage à simple voie, de 20,80 m de portée, construit en 1950-1951 par la S. A. Conrad Zschokke de Döttingen.

Les poutres-maîtresses formées d'une âme et de 1/2 DIN sont soudées. Les raidissements transversaux sont rivés (fig. 7). Il n'y a pas de contreventements horizontaux. Les chevilles sont du même type qu'à Bärschwil, avec des distances variant de 30 à 60 cm. Elles sont soudées aux poutres et complétées par un fer rond ϕ 14 mm à deux branches de \sim 50 cm de longueur qui viennent s'ancrer obliquement dans le béton. On a admis au calcul que ces ancrages reprenaient un quart de l'effort agissant sur la cheville. L'auscultation de l'ouvrage ne permet pas de conclure à la supériorité de ce système sur les autres. Il y a à chaque extrémité du pont une entretoise supérieure I DIN 20 munie de quatre chevilles.

L'épaisseur de la dalle varie entre 27 et 35 cm dans l'axe longitudinal de l'ouvrage. On a tenu compte dans le calcul d'un retrait résiduel $E_s = 0,2 \text{ ‰}$ et

Fig. 7. Pont sur le Sisselnbach. Coupe transversale.



d'une différence de température $\Delta t = 10^\circ$ entre la dalle et les poutres.

La dalle a été bétonnée en trois éléments, séparés par des joints de bétonnage situés au tiers de la portée.

5. Pont sur la Morobbia, pour la deuxième voie Bellinzona-Cadenazzo, km 154,620

Cet ouvrage est très semblable à celui du Sisselnbach et il date de la même époque (fig. 9). Sa portée est de 20,70 m; toutefois les poutres sont moins hautes, car la hauteur disponible était plus faible qu'à Sisseln. La charpente métallique a été construite aux ateliers des ponts du II^e arrondissement C. F. F., à Arth-Goldau. Les poutres principales sont soudées; la membrure inférieure (1/2 DIN 60) est renforcée sur 14 m par une semelle 260/36 soudée.

Le pont n'a pas de contreventements horizontaux, mais seulement des raidissements transversaux espacés de 2,07 m.

La coupe transversale du pont est asymétrique par suite de la présence du premier tablier. La voie est en outre excentrée de 7 cm par rapport à l'axe longitudinal des poutres. Le pont ayant une pente générale de 12,5 ‰, l'épaisseur de la dalle dans l'axe est constante (25 cm).

Les chevilles sont du type proposé par la mai-

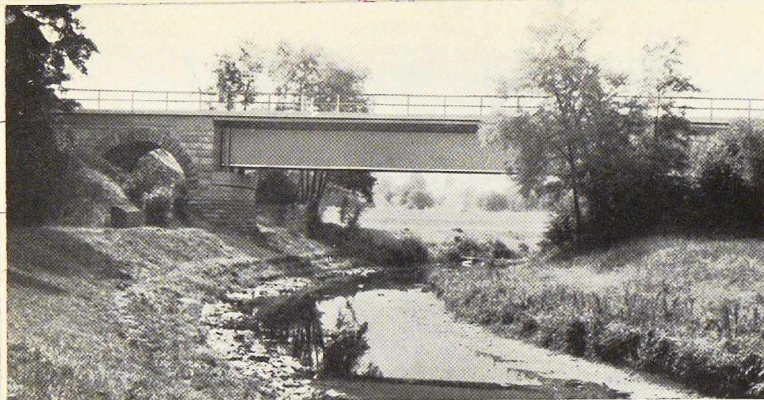


Fig. 8. Pont sur le Sisselnbach. Portée : 20,80 m.

son Wartmann, de Brugg, pour le pont de Tannwald, soit une sorte de crémaillère soudée de manière continue sur la poutre; la distance entre les dents varie ici de 200 à 330 mm; des trous permettent de faire passer l'armature transversale. La dalle a été bétonnée en une étape, sans joints. On n'a pas tenu compte du retrait dans les calculs.

Le pont de la première voie, sur la Morobbia, est une poutre rivée à âme pleine datant de 1936. On l'a transformé en pont mixte par l'adjonction d'une dalle en béton lors de la construction du deuxième pont. Les chevilles sont aussi du type à crémaillère, soudée sur le fer plat qui avait servi jusqu'alors à centrer les traverses sur les poutres. Aucun essai de charge n'a encore été exécuté sur ce tablier.

6. Pont de Tannwald sur l'Aar, à Olten, ligne Olten-Läufelfingen, km 37,214

Le pont de Tannwald est actuellement le plus grand pont-rail soudé des C. F. F. Il a été mis en service au printemps de 1952 et comprend trois travées continues de 36 m chacune. C'est un ouvrage à simple voie, en alignement et en pente de $\sim 18 \text{ ‰}$. Le projet initial a été fait par la section des ponts de la Direction générale des C. F. F.; il a été quelque peu remanié par les Ateliers Wartmann S. A. de Brugg, chargés de l'exécution. M. Frei, ingénieur en chef de cette entreprise, en a donné une description dans *L'Os-*



salure Métallique, n° 5 de 1952 et dans le *Journal de la Soudure*, nos 6 et 7 de 1952. Nous rappellerons simplement que la charpente métallique se compose de deux poutres de hauteur constante à âme pleine, soudées (à part deux joints de montage) et de raidissements transversaux rivés distants de 6,0 m (fig. 11). Les portées étaient imposées par les culées et les piles de l'ancien tablier. L'âme, convenablement raidie, a 12 mm d'épaisseur en travée, 16 mm dans la région des piles, avec un court élément de 25 mm au droit de celles-ci. L'aile supérieure est un fer plat de 450/14 (450/20 sur les piles); l'aile inférieure a 520 mm de largeur et son épaisseur est de 35, 40 ou 64 mm.

L'acier est de la nuance 37, en partie Thomas, en partie SM, en général calmé à l'aluminium.

C'est pour le pont de Tannwald que la Société Wartmann a proposé les chevilles en forme de crémaillère; dans l'idée du constructeur, les cordons continus évitent les perturbations de tensions que cause, dans la semelle, la soudure de chevilles isolées; en outre les cordons transversaux, si néfastes dans les zones tendues, sont supprimés. Il y a deux crémaillères parallèles dans la région des appuis. Ce système d'ancrage a donné jusqu'ici d'excellents résultats.

Le pont de Tannwald est continu. Comme celui de Bärschwil, il est calculé comme poutre mixte acier-béton en travée; dans les zones à moments négatifs, seule l'armature longitudinale a été prise en considération, à l'exclusion du béton. La fissuration du béton dans ces régions est donc implicitement admise. Mais l'exemple de Bärschwil nous a montré qu'elle pouvait prendre d'assez vastes proportions. Nous avons donc cherché à diminuer le risque de fissuration en dénivellant les appuis intermédiaires de 10 cm, alors que le béton était âgé d'environ 6 mois. D'après Dischinger il faut compter avec une perte de la précontrainte ($\sim 50 \%$) avec le temps, sous l'effet du fluage. Malgré cela, la contrainte de traction atteindra $\sim 50 \text{ kg/cm}^2$ au maximum, compte tenu de la charge morte, des surcharges théoriques avec leurs effets dynamiques, du retrait et du fluage (mais sans l'action d'une différence de température entre la dalle et les poutres).

Le retrait agit évidemment d'une manière très

Fig. 9. Pont sur la Morobbia. Portée : 20,70 m.

Fig. 10. Vue générale du nouveau pont de Tannwald sur l'Aar à Olten.



Photo Beringer & Pampaluchi.

défavorable dans une pareille poutre continue. Calculé sur la base de $\varepsilon_{\infty} = 0,3 \text{ ‰}$, il provoque dans le béton une traction de $\sim 20 \text{ kg/cm}^2$. Nous avons tenté de diminuer le retrait en bétonnant par tranches de 6 m; la dalle a été maintenue sous l'eau pendant un mois et les joints n'ont été matés qu'après deux mois. L'armature en acier Tor est aussi fine et serrée que possible. Toutes les précautions ont donc été prises pour limiter la fissuration et, pour l'instant, soit 18 mois après la mise en service du pont, les résultats sont entièrement satisfaisants.

Si l'on examine les diagrammes des tensions mesurées lors de l'essai de charge, on constate que leur régularité est remarquable, surtout pour les mesures en travée. Un second essai de charge est prévu pour le printemps 1954, lorsque l'ouvrage aura deux ans de service; il montrera si le retrait et le fluage ont modifié la situation.

Commentaires

Les ponts métalliques avec longerons et entretoises, sans ballast, constituent des points singuliers pour la voie. Depuis plusieurs années déjà nous munissons nos ponts métalliques d'une dalle en béton pour pouvoir poser la voie sur ballast, tout à fait comme en pleine voie.

On supprime du même coup les pièces courtes, telles que les longerons, sujettes aux actions dyna-

Fig. 12. Pont de Tannwald. Maîtresses-poutres prêtes pour le transport sur chantier.

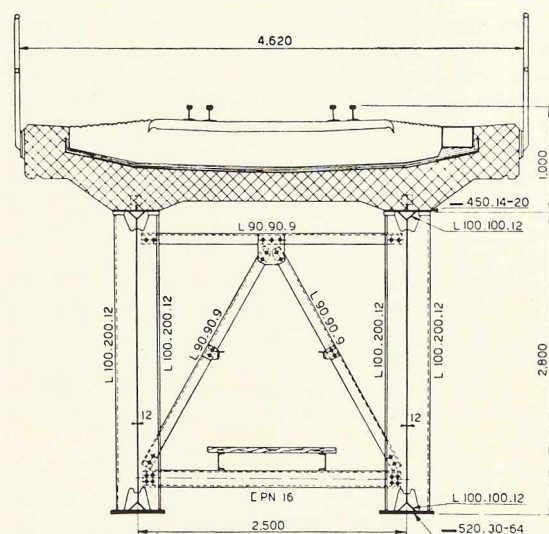


Fig. 11. Pont de Tannwald. Coupe transversale.



miques et aux effets de fatigue. Des calculs comparatifs ont montré que ce genre de construction n'est généralement pas plus onéreux que le pont entièrement métallique; on économise les longérons, parfois les entretoises, et des contreventements. Il est vrai que le pont devient plus lourd, mais les contraintes admissibles, fonction des efforts extrêmes,

$$\sigma = \sigma_0 \left(1 + K \frac{A}{B} \right)$$

sont augmentées, ce qui compense partiellement cet inconvénient; au surplus, les poutres sont moins exposées aux effets de fatigue.

Il était tout naturel, dans ces conditions, de chercher à lier la dalle avec les poutres métalliques, lorsque les circonstances le permettent, pour tirer le plus large parti possible de la présence de la dalle. L'économie supplémentaire réalisée sur la quantité d'acier n'est pas négligeable.

Les expériences que nous avons faites jusqu'à maintenant montrent que les deux facteurs essentiels qui conditionnent le comportement des poutres mixtes sont le degré d'efficacité des liaisons entre le béton et l'acier, et le retrait du béton.

Il semble bien résulter de nos essais de charge que la meilleure liaison est constituée par des taquets rigides et rapprochés, laissant libre passage à une armature serrée de la dalle. La crémaillère utilisée aux ponts de Morobbia et de Tannwald a donné jusqu'ici les meilleurs résultats. Il y a intérêt aussi à augmenter l'adhérence entre le béton et les poutres. La liaison « souple » n'est pas à recommander, car elle cède lorsque s'amorce une fissure de retrait, et la fissure continue à s'élargir.

Le retrait peut provoquer des fissures transversales dans le béton des poutres mixtes, même dans celles à travée unique. Il faut chercher à les éviter car il est clair qu'une dalle fissurée ne saurait avoir la même efficacité à la compression qu'une dalle intacte; les fissures ne peuvent que provoquer des désordres locaux, au détriment de la collaboration entre les deux éléments. Dans la zone tendue des poutres continues, la quote-part du retrait n'est certainement pas négligeable.

Il serait très souhaitable d'avoir des données plus précises sur l'importance et l'effet du retrait dans ce genre de construction. Nous avons entrepris des mesures sur les trois derniers ouvrages mixtes que nous avons construits, à savoir ceux du Sisselnbach, de la Morobbia et de Tannwald. Une tentative avec des *strain-gauges* collés sur les chevilles a échoué, le zéro n'étant pas resté con-

stant. Mais nous procédons périodiquement à des nivellements de précision pour déterminer la variation de la flèche de ces ponts.

Conclusions

La construction mixte acier-béton est intéressante et on peut l'utiliser pour des ponts de chemins de fer. Les expériences faites aux C. F. F. sont encourageantes. Le procédé est tout spécialement indiqué pour les ouvrages à travée unique. Les avantages sont particulièrement marqués dans les pays comme la Suisse, où l'acier est cher.

La méthode de calcul basée sur le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_{\text{acier}}}{E_{\text{béton}}}$ est parfaitement admissible; on pourra généralement admettre $n = 5$ à 6 pour les surcharges, dans les conditions suisses (béton de qualité); la valeur de ce coefficient n'influence d'ailleurs qu'assez peu les contraintes maxima des poutres en acier.

L'efficacité de la liaison peut être excellente à condition que les chevilles soient rigides et rapprochées. Pour que cette efficacité se maintienne avec le temps, il faut au surplus chercher à augmenter l'adhérence entre les poutres et le béton, c'est-à-dire éviter de trop grandes surfaces lisses au contact acier-béton; il faut aussi empêcher toute fissuration de la dalle, en particulier celle que provoque le retrait.

La poutre mixte est aussi réalisable en poutre continue, bien que moins rationnelle. Une méthode consiste à accepter que le béton se fissure dans les zones tendues et à ne prendre en compte, en ces endroits, que les armatures de la dalle; les résultats obtenus au pont de Bärschwil justifient cette manière de calculer. Elle a été reprise pour le pont de Tannwald, mais les conditions de travail de l'ouvrage ont été améliorées par une dénivellation d'appuis donnant une précontrainte partielle du béton. Les résultats sont bons après dix-huit mois de service.

Une deuxième méthode consiste à annuler complètement les efforts de traction, soit par les méthodes habituelles de précontrainte, soit par dénivellation d'appuis, pour pouvoir bénéficier de la section de béton sur toute la longueur de l'ouvrage. Nous n'en avons pas encore d'exemples. Le procédé ne peut évidemment réussir que si l'on tient compte du retrait et du fluage du béton, de manière à avoir toujours une réserve de compression suffisante.

L. M.



C. E. C. M. Conférence du 18 Décembre 1953

Résultats actuels de l'étude statistique des caractéristiques mécaniques des aciers A 37 et A 42

La Commission pour l'Etude de la Construction Métallique (C. E. C. M.) a organisé sous les auspices du Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques (C. R. I. F.) et du Centre National de Recherches Métallurgiques, une conférence sur les résultats actuels de l'étude statistique des caractéristiques mécaniques des aciers A 37 et A 42, exécutée dans le cadre des activités de la C. E. C. M.

Elle comprenait les trois exposés ci-après :

Exécution des essais en usines, par M. H. Herbiet, Ingénieur A. I. Lg., Chef du Laboratoire de la Métallurgie de la S. A. John Cockerill;

Description statistique des résultats, par M. L. Dor, Docteur ès Sciences Mathématiques, Adjoint à la Direction générale de la S. A. John Cockerill;

Exploitation des résultats en vue de leur application à la construction métallique, par M. F. Hebrant, Directeur technique de la C. E. C. M.

La séance a été présidée par M. J. Wurth, Directeur général adjoint à la S. A. John Cockerill.

O. M.

Première partie

M. Herbiet

Au début de cet exposé, il appartient au premier des trois conférenciers de ce soir de vous préciser l'objet et le but de cette étude, dans le cadre du programme général des recherches de la C. E. C. M. Les trois objectifs généraux, que ce programme cherche à réaliser, sont une meilleure connaissance de l'acier, matériau de base de la construction métallique, un choix judicieux des meilleures méthodes d'emploi de ce matériau et enfin, conséquence de la réalisation des deux premiers objectifs, l'étude des conditions optimales qui permettent d'obtenir la construction la plus avantageuse au meilleur prix possible.

La contribution des usines sidérurgiques dans la réalisation de ce vaste programme porte évidemment

sur les recherches conduisant à une meilleure connaissance de l'acier. Parmi les études du groupe Sidérurgie, la première mise en route a été l'étude statistique de la limite élastique des aciers A 37 et A 42. Vous pourriez vous demander quel est l'intérêt d'une telle étude, car depuis longtemps vous utilisez avec succès ces deux aciers dans la construction métallique. Voyons de plus près ce que les protagonistes du programme de la C. E. C. M. cherchaient.

Dans la construction en acier, la sécurité ou plutôt le risque de mise hors service est d'une manière générale directement lié à la valeur de la limite élastique, dont l'étude prend de ce fait une importance considérable. Or, la valeur de cette limite élastique dépend de multiples facteurs métallurgiques allant de la composition chimique de l'acier y compris les éléments résiduels et les gaz oxygène et azote, jusqu'aux conditions de laminage et de planage du produit fini qui

vous est livré. C'est dire que la limite élastique des aciers bien connus A 37 et A 42 présente une certaine dispersion qu'il est intéressant d'étudier de près pour en tirer les conséquences sur le choix du taux de travail admissible dans la construction métallique. A l'heure actuelle, les prescriptions du nouveau règlement belge pour la construction des ponts métalliques (N. B. N. 5 - Edition 1952) indiquent comme tension admissible (sous l'action des sollicitations principales) 14 kg/mm^2 pour les aciers A 37 et A 42, dont la limite élastique présente des minima de 22, 24 et 26 kg/mm^2 suivant les normes N. B. N. 152, 153 et 154. Il importe donc de définir d'une manière non équivoque la signification de ces minima et d'en déterminer ensuite la valeur d'une manière scientifique.

Deux méthodes de travail se présentaient pour tenter d'arriver à ce but. La première consistait à étudier d'une manière systématique dans chaque usine sidérurgique belge les divers facteurs métallurgiques pouvant influencer la valeur de la limite élastique du produit fini, de façon à en délimiter le nombre et l'importance relative. Une telle méthode s'avérait extrêmement lente et compliquée, chaque usine ayant de par ses installations un facteur personnel à isoler. De plus, le constructeur recevant pour l'exécution de ses ouvrages des produits venant tantôt d'une usine sidérurgique, tantôt d'une autre, n'aurait pu tirer de cet important travail qu'un résultat pratique très limité. L'autre méthode, celle qui fut choisie, consistait à recueillir des données précises sur la valeur des propriétés mécaniques des produits actuellement livrés aux constructeurs en ces deux nuances d'acier et à noter en plus diverses indications susceptibles d'avoir une influence sur la limite élastique. L'ensemble de toutes ces données serait alors traité par voie statistique pour chercher à en dégager les paramètres classiques de moyenne et de dispersion en liaison avec certains facteurs comme la nuance, l'épaisseur des produits, etc. Une telle méthode avait l'avantage d'être moins lente, de mettre dans le bain toutes les usines sidérurgiques belges fabriquant des aciers de construction, de présenter directement des possibilités d'exploitation sans modifier quoi que ce soit aux installations existantes. Enfin, elle pouvait servir de base sûre et non controversée pour une recherche des moyens appropriés à l'obtention d'une amélioration des paramètres statistiques m et σ de la part des usines sidérurgiques elles-mêmes. Des études semblables ont été faites récemment en France et en Allemagne, études dont nous tenons à dire quelques mots.

L'étude allemande parue dans *Stahl und Eisen* du 9 octobre 1952 donne les résultats d'une enquête faite par les Chemins de fer fédéraux allemands de mars 1949 à mars 1952 sur 4 232 essais de réception d'acier St 37, au cours desquels ils ont noté les valeurs de la limite élastique.

Ces valeurs ont été décrites sous forme de courbes de fréquence et de pourcentage de rebut en dessous de certaines valeurs et ce, en fonction du procédé d'élaboration de l'acier, de la nature du produit fabriqué

et de son épaisseur. L'auteur conclut en proposant que la valeur de 24 kg/mm^2 soit garantie pour la limite élastique de l'acier St 37, au moins pour les profilés et les barres d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm. Au cours de cet exposé, nous aurons l'occasion de comparer les résultats de notre étude avec le travail allemand. Bornons-nous pour le moment à observer que la limite élastique relevée par eux est la limite élastique supérieure suivant D. I. N., alors que nous avons abandonné volontairement cette limite trop influencée par les conditions d'essais pour la limite élastique inférieure, que l'enquête a porté sur des essais de réception dont, dans un quart des cas, on ne connaissait rien quant à l'origine de l'acier et qu'enfin, la description par courbe de fréquence est d'un intérêt statistique réduit comparativement au calcul de la moyenne et de la dispersion.

Enfin, aucune courbe de fréquence relative à la charge de rupture ne nous permet de juger si l'étude a bien porté sur la nuance 37-45 kg et quelle était la répartition de la R_t à l'intérieur de cette zone.

L'étude française parue dans les mémoires du III^e Congrès de l'A. I. P. C. (Liège, 1948) donne les résultats des essais entrepris par la S. N. C. F. et la Chambre Syndicale des Constructeurs métalliques de France sur une série de 10 000 éprouvettes provenant d'aciers utilisés par divers constructeurs. Toutes ces éprouvettes ont été cassées sur une seule et même machine permettant l'enregistrement électrique de la limite d'élasticité à 0,002, 0,01 et 0,02 % et la charge de rupture.

Cette étude a donné lieu aux observations suivantes :

1^o La dispersion dans les valeurs très basses des résistances est bien moindre que celle à laquelle conduiraient les valeurs moyennes des observations extrapolées d'après une loi de dispersion du type Laplace-Gauss ;

2^o Malgré leur nombre encore faible, les résultats sont valables dans la zone où existent réellement des possibilités de ruine ;

3^o Enfin, on peut pour le moment, tabler dans l'étude de la sécurité sur une limite de résistance de l'acier doux.

Cette résistance-limite est d'environ 22 kg/mm^2 pour la limite élastique et $28,5 \text{ kg/mm}^2$ pour la rupture.

L'étude de la C. E. C. M. devait comporter environ 6 000 essais de traction statique, effectués par toutes les usines désireuses de participer à cette recherche. Ces usines sont, pour le bassin de Charleroi : Forges de la Providence, Acieries et Minières de la Sambre, Usines Métallurgiques du Hainaut, Forges de Clabecq, Sambre et Moselle et Thy-le-Château; Arbed et Hadir, pour le bassin de Luxembourg; Ougrée-Marhay et Cockerill, pour le bassin de Liège.

Les éprouvettes de traction utilisées sont en principe celles destinées aux essais d'usine préliminaires aux réceptions. De cette façon, les frais de l'étude ont été considérablement réduits. Les aciers examinés sont les aciers doux classiques utilisés en construction métallique, à savoir les nuances A 37, A 37 SC, A 37 HS et A 42, A 42 SC, A 42 HS, élaborés soit par le procédé

Thomas habituel, soit au four Martin, soit au four électrique.

Ils sont sous forme de barres, profilés, larges-plats, tôles fortes et tôles moyennes.

Nous n'avons introduit dans l'étude statistique qu'une seule éprouvette de traction par coulée, pour un produit de même type et de même dimension.

En vue de rendre possible l'exploitation statistique des résultats, il fallait évidemment que toutes les usines présentent leurs résultats de la même façon.

A cet effet, on a créé la fiche de renseignements dont un nombre suffisant d'exemplaires a été envoyé à toutes les usines intéressées. Une telle fiche se rapporte à un seul essai (fig. 1).

Comme vous pouvez le constater, chaque fiche contient d'abord, sous la rubrique « Renseignements généraux », les éléments nécessaires pour caractériser le produit examiné. Ensuite, vous trouverez certains facteurs d'aciérie et de laminoirs susceptibles d'exercer une influence sur les propriétés mécaniques du produit fini. Au verso (fig. 2) sont inscrits les résultats de l'essai de traction et éventuellement, pour les aciers HS, les résultats de certains essais spéciaux, pour autant que ces derniers aient été exigés pour la réception.

Cette fiche était donc l'outil tout désigné pour obtenir les renseignements et les résultats des diverses usines sous une forme telle que la transcription sur cartes perforées soit immédiatement possible.

Mais en plus fallait-il, pour obtenir des résultats comparables, que toutes les usines procèdent de la même façon pour exécuter l'essai de traction. Car les pratiques différentes, en usage dans les diverses usines, auraient pu mener à des erreurs systématiques non négligeables, notamment dans le relevé de la limite élastique qui constitue justement l'objet de cette étude. Tout le monde sait en effet qu'il y a beaucoup de façons de mesurer la limite élastique, par exemple, sur le cadran de la machine, ou sur le diagramme, ou au moyen d'un comparateur. On peut relever la limite apparente supérieure, ou inférieure, ou une limite conventionnelle à 0,01 % ou 0,2 %. Il y a, en plus, les diagrammes obtenus au moyen de l'extensomètre mécanique entre têtes de la machine ou fixé sur l'éprouvette et ceux obtenus au moyen d'un extensomètre électronique à grande amplification. Bref, il était indispensable d'uniformiser les méthodes de mesure. Ce but fut atteint, grâce à la rédaction de recommandations détaillées concernant les précautions à prendre pour l'usinage des éprouvettes et l'exécution des essais.

Mais il fallait s'assurer de l'exactitude des résultats non pas seulement au début, mais pendant toute la durée des travaux. Dans ce but, il a été prévu, dans chaque usine, de prélever toutes les 20 éprouvettes, deux éprouvettes adjacentes à la place d'une et de casser l'une de celles-ci au laboratoire de l'usine, comme d'habitude, tandis que l'autre appelée *éprou-*

vette de contrôle, l'était au laboratoire d'Essais des Matériaux du Professeur Massonnet. Un deuxième moyen de contrôle fut mis à la disposition des laboratoires sous la forme d'*épreuves-étalons* que chacun de ceux-ci devait casser après chaque cinquantième essai. Les éprouvettes-étalons ont été obtenues de la façon suivante : des barres de 30 mm de diamètre, en acier A 37, provenant d'un même lingot d'acier électrique calmé, ont subi un recuit d'homogénéisation dans un même four, et ont ensuite été débitées en éprouvettes de traction et numérotées de 1 à 120. Les éprouvettes de numéros pairs ont été cassées au laboratoire du Professeur Massonnet et ont démontré la parfaite homogénéité des barres. Les éprouvettes de numéros impairs dites *épreuves-étalons* ont été mises à la disposition des usines.

Les essais de traction exécutés au laboratoire d'essais des matériaux l'ont été avec toute la précision nécessaire, grâce au relevé électronique des diagrammes de traction. Les éprouvettes de contrôle et les éprouvettes-étalons constituent donc un moyen efficace pour éviter l'accumulation d'erreurs systématiques ou de trop grandes dispersions dans les résultats d'essais entachés d'erreurs systématiques ou accidentelles.

Fig. 1. Etude statistique. Fiche de renseignements (recto).

C.E.C.M.		Sidérurgie	Groupe I.	ETUDE STATISTIQUE		
col.	USINE	N° Fiche		Laboratoire:	N° de coulée:	
RENSEIGNEMENTS GENERAUX						
4	<u>Mode d'élaboration</u>	1	26	<u>Nature du produit suivant I.B.N.</u>		
	Thomas	2		Barre	1	
	Martin	3		Profilé	2	
	Electr.			Large plat	3	
5	<u>Nuance suivant I.B.N.</u>	1		Tôle forte	4	
	A 37	2		Tôle moyenne	5	
	A 37 S.C.	3				
	A 37 H.S.	4		<u>Type détaillé du produit:</u>		
	A 42	5				
	A 42 S.C.	6		<u>Dimensions détaillées du produit:</u>		
	A 42 H.S.	7				
	A 46 H.S.	8				
	A 62	9				
	A 62 H.S.					
6	<u>Conditions de réception.</u>	1	27	<u>Épaisseur du produit:</u>	mm.	
	Réception imposée	2	29	<u>État de livraison</u>		
	Avec certificat	3		Brut	1	
	Sans réception			Normalisé	2	
ACIERIE			LAMINOIRS			
7	<u>Mode de calage</u>	1	30	<u>Enfournement Pits</u>		
	Acier effervescent	2		à chaud	1	
	Acier semi-calmé	3		à froid	2	
	Acier calmé ordinaire	4		<u>Température Pits</u>	1 <input type="text"/> <input type="text"/> °C	
	Acier calmé grain fin			<u>Temps de séjour Pits</u>	<input type="text"/> <input type="text"/> heures	
8	<u>Mode de coulée</u>	1	33	<u>Section du bloom:</u>		
	En source	2		largeur	<input type="text"/> cm	
	Directe	3		épaisseur	<input type="text"/> cm	
	Au tapon (panier)			<u>% Blooming</u>	1 <input type="text"/> 0	
9	<u>Type de lingot</u>	1	42	<u>Température Blooming</u>	1 <input type="text"/> <input type="text"/> °C	
	Méplat	2		<u>Température Finisseur</u>	<input type="text"/> <input type="text"/> °C	
	Carré	3		<u>°/oo Produits finis</u>	1 <input type="text"/> 0	
	Méplat bloomé	4		<u>Remarques sur le laminage</u>		
	Carré bloomé	5		<u>Tôles - Laminage droit</u>	1	
	Méplat masseloté	6		Laminage croisé	2	
	Carré masseloté	7				
	Méplat bloomé masseloté	8				
	Carré bloomé masseloté					
10	<u>Poids du lingot</u>	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	Tonnes	50	<u>Profilés - Nombre de passes</u>	<input type="text"/>
13	<u>Analyse de la coulée</u>	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	centim.		<u>Normalisation</u>	
15	C	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>		52	<u>Température</u>	<input type="text"/> <input type="text"/> °C
18	Mn	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>		54	<u>Séjour à température</u>	<input type="text"/> <input type="text"/> heures
20	Si	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>			<u>Type de four:</u>	
22	S	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	millim.		<u>Mode de refroidissement:</u>	
24	P	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>				
	CU	<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>	centim.			

ESSAIS LABORATOIRE

(Col. 1) N° Fiche	ESSAIS NORMAUX	ESSAIS SPECIAUX
4	Mode de prélèvement par rapport au lingot: Tête <input type="checkbox"/> 1 Milieu <input type="checkbox"/> 2 Base <input type="checkbox"/> 3	25 (à ne remplir que pour les aciers S.S.) Filage après trempe Bon <input type="checkbox"/> 1 Mauvais <input type="checkbox"/> 2
5	Traction Type d'éprouvette I.B.N. <input type="checkbox"/> 1 U.F. <input type="checkbox"/> 2 Lloyd <input type="checkbox"/> 3 B.S. <input type="checkbox"/> 4 A.S.T.M. <input type="checkbox"/> 5 Véritas <input type="checkbox"/> 6	26 Filage sur joint soudé Bon <input type="checkbox"/> 1 Mauvais <input type="checkbox"/> 2 27 Essai spécial de soudabilité Bon <input type="checkbox"/> 1 Mauvais <input type="checkbox"/> 2
6	Limite élastique conventionnelle à 0,2 % <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Kg/mm ²	28 Résilience Mesnager <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Kg/cm ²
9	Limite apparente inférieure <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> %	30 Vieillesissement Mode opérat. par compression <input type="checkbox"/> 1 par traction <input type="checkbox"/> 2
12	Charge de rupture <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> %	31 Valeur du vieillissement <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> %
14	Allongement sur $L_0 = 8,16 \sqrt{S_w}$ <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> %	33 Contrôle chimique N2 <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> millim.
16	sur $L_0 = 5,65 \sqrt{S_w}$ <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> %	35 Al. <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> dix millim.
18	sur $L_0 =$ <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> % (x)	38 Al. ²⁰⁵ <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> millim.
20	Striction <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> %	41 Macrographie Très bon <input type="checkbox"/> 1 Bon <input type="checkbox"/> 2 Passable <input type="checkbox"/> 3 Mauvais <input type="checkbox"/> 4 Très mauvais <input type="checkbox"/> 5
22	Endroit de la rupture Cassure normale suivant I.B.N. <input type="checkbox"/> 1 Cassure hors limites I.B.N. <input type="checkbox"/> 2	42 Micrographie Grain ferritique suiv. ASTM (116) <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
23	Défauts de la cassure feuilletée <input type="checkbox"/> 1 doublure <input type="checkbox"/> 2 soufflures <input type="checkbox"/> 3 points blancs <input type="checkbox"/> 4 fissures <input type="checkbox"/> 5 grosses inclusions <input type="checkbox"/> 6	43 * Mac Quaid Inclusions Type suivant A.S.T.M. A - Fin <input type="checkbox"/> 1 Gros <input type="checkbox"/> 2 B - Fin <input type="checkbox"/> 3 Gros <input type="checkbox"/> 4 C - Fin <input type="checkbox"/> 5 Gros <input type="checkbox"/> 6 D - Fin <input type="checkbox"/> 7 Gros <input type="checkbox"/> 8
24	Importance de la cassure cristalline <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> % crist	44 Nombre suivant A.S.T.M. (1 à 5) <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
REMARQUES:		
(x) Cette longueur L_0 est celle qui est conforme au type d'éprouvette employée.		
A chaque fiche sera joint le diagramme original charges - déformations portant le N° de fiche, le nom de l'usine et du laboratoire, ainsi que l'échelle des charges et celle des déformations.		

Fig. 2. Fiche d'essais (verso).

c'est-à-dire qu'elle est inférieure à 1 kg/mm² par seconde.

Pour terminer ce chapitre relatif au programme d'exécution des essais en usine, disons encore quelques mots au sujet du relevé de la caractéristique essentielle de cette recherche, c'est-à-dire de la limite élastique.

Au début, on avait convenu de relever, sur le cadran indicateur de la machine de traction, la limite élastique apparente suivant la norme I. B. N. C'était en fait la limite apparente supérieure, correspondant au point A du diagramme de traction de la figure 3.

Cependant, dès le début des travaux, certains se sont prononcés pour le relevé non pas de la limite apparente d'élasticité supérieure correspondant au point R_{es} de la figure, mais de la limite apparente inférieure, correspondant au point R_{ei}. La limite inférieure serait plus stable que la limite supérieure, cette dernière étant influencée par divers facteurs et plus particulièrement par la vitesse de mise en charge et par la raideur de la machine de traction.

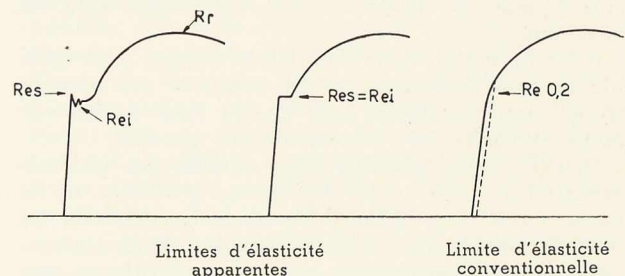


Fig. 3. Diagrammes « Charge-déformation ».

Quoi qu'il en fût, la limite supérieure fut provisoirement maintenue. Mais le Professeur Massonnet, en exécutant les essais de traction sur éprouvettes de contrôle et étalons, releva simultanément les limites apparentes supérieures et inférieures. Il put rapidement constater que la dispersion affectant la limite supérieure était nettement plus élevée que celle de la limite inférieure. On avait donc la preuve que cette dernière est une valeur plus stable. A partir de ce moment, il fut décidé de relever, pour tous les essais de traction de la recherche, la limite élastique apparente supérieure et inférieure, par lecture sur le cadran. Au cas assez fréquemment rencontré où l'aiguille indicatrice de la charge ne marque pas de recul, mais simplement un temps d'arrêt, cela signifie que les limites élastiques supérieure et inférieure sont confondues. Lorsqu'il n'y a pas de limite apparente, on relève la limite à 0,2 % sur le diagramme. Ce cas s'est présenté très rarement étant donné que nos aciers étaient de nuance douce.

Comme M. Dor vous le montrera, le relevé de la limite élastique apparente inférieure s'est pleinement justifié. Il était cependant nécessaire, pour être en mesure de raccrocher nos résultats à la pratique courante en vigueur jusqu'ici, de relever en même temps la limite apparente supérieure. Vous verrez d'ailleurs

Revenons maintenant, si vous le voulez bien, à la fiche de renseignements (fig. 2).

L'orientation de l'éprouvette par rapport à la direction de laminage n'est pas renseignée, parce que nous savons que l'essai de traction se fait en travers pour les tôles et en long sur les autres produits (barres, profilés et larges plats). Le type d'éprouvette est évidemment conditionné par les clauses de la réception. Mais pour autant qu'on ait eu le libre choix, on s'est servi de l'éprouvette du type I. B. N.

L'allongement a généralement été relevé sur les deux longueurs de mesure préconisées par l'I. B. N. ainsi que sur celle exigée par le type d'éprouvette.

La plus grande partie des essais de traction sont accompagnés du diagramme original charge/déformation, relevé au moyen de l'extensomètre Amsler fixé sur l'éprouvette même.

La vitesse de mise en charge jusqu'à la limite élastique a été mesurée à chaque-essai et est toujours conforme aux prescriptions de la norme I. B. N. 117.01,

que la dispersion plus grande de cette dernière n'empêche pas qu'il y ait une bonne corrélation entre les deux.

Je pense, que par cet exposé l'on se rend compte des nombreuses difficultés surgissant du fait que les 6 000 essais de traction ont dû être effectués dans dix usines différentes d'après un mode opératoire le plus uniforme possible. Les feuilles de recommandations à elles seules n'étaient pas en mesure de garantir l'uniformité du mode opératoire dans toutes les usines; elles n'auraient pu prévoir et résoudre tous les problèmes particuliers se présentant au cours des essais. C'est pourquoi, dès le début de la recherche, naquit l'idée d'installer une Commission permanente dite de Contact. Celle-ci était composée de MM. Louis, Hébrant, Nicolai et Boudru remplacé ultérieurement par M. Daivier.

Avant le démarrage de la recherche, la Commission de Contact s'est rendue compte sur place du bon état des machines de traction proposées pour les essais, qui toutes d'ailleurs avaient été tarées à nouveau.

Cette Commission eut pour mission de faire le tour des usines participantes pour s'assurer de l'identité des conditions opératoires employées dans les laboratoires d'usines et de corriger les différences éventuelles existant d'une usine à l'autre.

Au cours de ces visites, la Commission de Contact vérifia que les feuilles de recommandations étaient correctement appliquées et fit, en cours de recherche, des suggestions fort intéressantes pour la poursuite des travaux.

Nous tenons à remercier très sincèrement les membres de cette Commission qui ont accompli leur tâche délicate avec infiniment de conscience et nous ont aidé puissamment à accroître la valeur de notre recherche.

Résumons en quelques mots l'ensemble des mesures prises pour garantir la qualité des résultats obtenus :
— D'une part la série des éprouvettes de contrôle et celle des éprouvettes-étalons nous prémunissent contre les erreurs de machines ;
— D'autre part la diffusion des feuilles de recommandations et l'activité de la Commission de Contact uniformisent les techniques opératoires et écartent les erreurs personnelles des essayeurs.

En guise de conclusion, nous pouvons à juste titre affirmer que les résultats des 6 000 essais de traction exécutés dans ces conditions ne peuvent être mis en doute et c'est sans crainte que nous les soumettons à M. Dor, qui vous en fera la description statistique.

Deuxième partie Description statistique

M. Dor

Introduction

1. Pour chacune des fiches d'essais, 58 observations différentes étaient possibles, soit :

- 9 renseignements généraux;
- 10 données d'aciéries ;
- 13 données de laminoirs;
- 13 données d'essais normaux de laboratoire;
- 13 essais spéciaux éventuels.

Ce nombre de données, et celui de produits examinés, expliquent que le statisticien a eu recours aux moyens mécanographiques pour opérer ses dépouillements et ses calculs.

La carte perforée était le moyen le plus adéquat en l'occurrence, car elle permet des vitesses impossibles par les autres procédés, pour un même degré de précision.

Signalons seulement qu'en une heure :

Une trieuse classe 42 000 cartes;

Une tabulatrice totalise 9 000 cartes, et

Une calculatrice effectue 2 000 à 3 000 multiplications ou divisions.

La fiche de renseignements fut dès lors établie pour faciliter le travail mécanographique ultérieur. En plus du soin apporté à l'élaboration de cette fiche, chacune d'elles fut contrôlée, ce qui permit d'écartier des interprétations fausses, et le cas échéant de compléter les données essentielles qui avaient été oubliées.

2. Un rodage nécessaire pour donner à la fiche de départ toute sa valeur intrinsèque, était également utile pour se rendre compte de la validité du programme d'étude statistique élaboré par la Commission d'Etudes le 3 juillet 1952.

Ce programme prévoyait l'étude des 9 variables suivantes :

1^{er} groupe

R_{ci} = limite élastique apparente inférieure;

R_{es} = limite élastique apparente supérieure;

$R_{0.2}$ = limite élastique conventionnelle à 0,2 %;

R_r = résistance à la traction;

$\frac{R_{ci}}{R_r}$ = rapport de la limite élastique apparente inférieure à la résistance à la traction;

$\frac{R_{es}}{R_r}$ = rapport de la limite élastique apparente supérieure à la résistance à la traction.

2^e groupe

Les teneurs en C et Mn des coulées étudiées.

3^e groupe

L'épaisseur des produits examinés.

L'étude de ces 9 variables a été faite suivant 4 classifications :

— Le mode d'élaboration : Thomas, Martin;

— La nuance suivant I. B. N.: A 37 et A 42 notamment;

— La nature du produit : profilés, larges plats, tôles;

— La classe d'épaisseur.

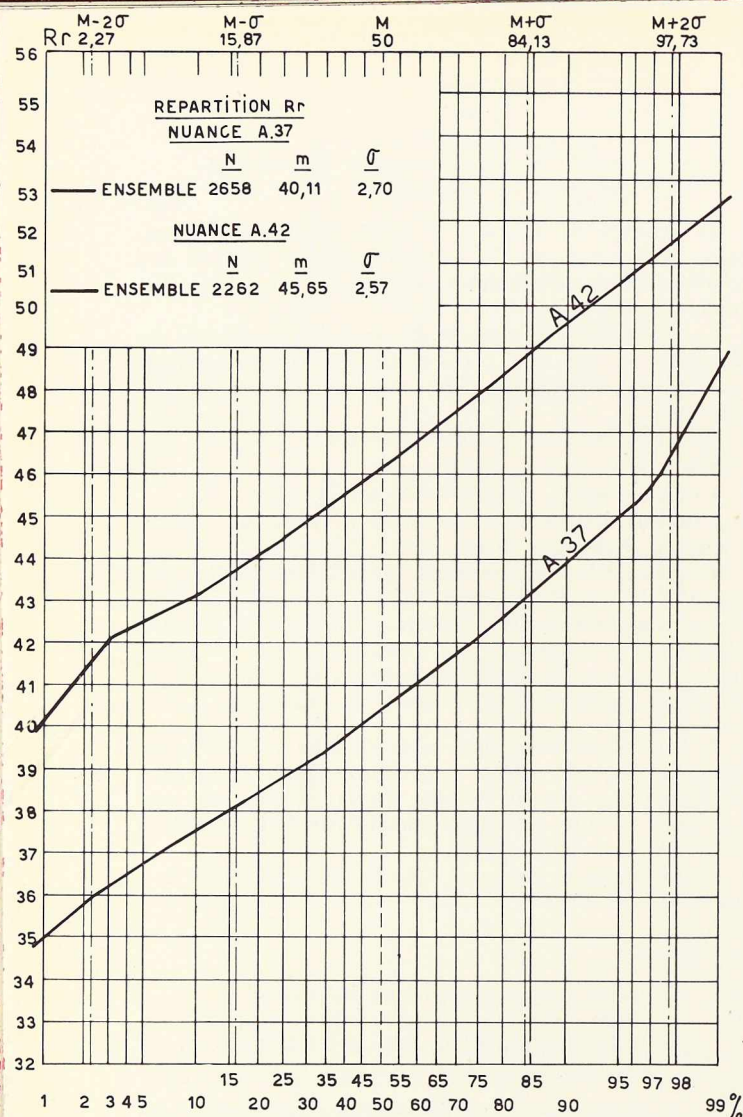


Fig. 4. Test de normalité.

lées. On porte ces fréquences cumulées en abscisses du diagramme (fig. 6) et en ordonnées les valeurs R_{ei} correspondantes. On obtient ainsi des points qui seront en ligne droite, si la courbe est normale, compte tenu de l'échelle d'abscisse choisie. On vérifie cette linéarité surtout entre les deux lignes $M - 2\sigma$, et $M + 2\sigma$, car en dehors, il peut y avoir trop peu d'observations pour conclure. Notons de suite que ce test graphique de normalité permet d'estimer la moyenne des observations ainsi que l'unité mesurant la dispersion des valeurs, à savoir l'écart-type σ , du moins dans le cas de normalité. En effet, la moyenne correspond alors à l'ordonnée d'abscisse 50 % et la dispersion s'obtient comme la moitié de la différence des ordonnées correspondant aux abscisses 84 et 16 %.

Néanmoins pour serrer de plus près la réalité, ces moyennes et ces dispersions ont été calculées. Ce sont ces valeurs qui ont été inscrites dans l'angle supérieur de chaque diagramme.

Enfin le test graphique permet la superposition lisible de plusieurs courbes de fréquence cumulée et ce n'est pas son moindre mérite, surtout dans des études du genre ici abordé.

Conclusions de la première étude

1. La première étude révéla d'abord que les courbes observées n'étaient pas normales en général. Cela provenait surtout de ce que les échantillons étudiés n'étaient pas homogènes, c'est-à-dire qu'un même échantillon Thomas A 37 profilés, par exemple, contenait des produits de diverses épaisseurs en provenance de plusieurs usines, c'est-à-dire du point de vue statistique contenait des poires et des prunes. Il fallait, ou bien disséquer chacun des échantillons, et chercher des conclusions particulières, ou bien augmenter le nombre d'observations pour chercher des conclusions générales, c'est-à-dire ou bien séparer nos poires de nos prunes, ou bien y ajouter des pommes, des cerises, etc. pour raisonner plus généralement sur un échantillon de fruits. C'est ce second point de vue qui fut choisi. Il conduisit à l'étude de 5 792 fiches.

2. La première étude souligna cependant l'importance de l'épaisseur sur le R_{ei} . Elle montra également que la précision de la mesure de R_{es} est moins grande que celle de R_{ei} . Ceci devait orienter la seconde étude plus particulièrement sur R_{ei} . Cette conclusion se retrouve d'une façon plus nette encore sur les éprouvettes-étalons, car sur 122 éprouvettes-étalons on a obtenu :

$$R_{ei} = 24,31 \pm 2 \times 0,47$$

contre

$$R_{es} = 25,04 \pm 2 \times 0,83$$

Le $\pm 2\sigma$ donnant la précision d'une mesure.

L'écart observé entre les moyennes de R_{ei} et R_{es} est de l'ordre de 0,50 kg dans la première étude contre

Ce rodage s'est terminé le 22 septembre 1952 avec notre premier rapport portant sur l'analyse statistique des 2 062 fiches rentrées fin août.

3. La combinaison des quatre classements retenus nous conduisit à un certain nombre de groupements, disons d'échantillons, par exemple : échantillon acier Thomas-A-37-profilés.

Or, la théorie statistique nous dit, qu'avant de conclure sur la valeur d'une moyenne ou d'une corrélation, il faut d'abord vérifier la normalité des observations; on pourrait également dire : voir si la théorie des erreurs est applicable. Dans les applications industrielles, ce contrôle s'opère à l'aide du test graphique de normalité.

La figure 5 (fréquence de R_{ei} classé en A 37/A 42 des Martin et Thomas) donne des courbes de fréquence, mais pour savoir si ces courbes peuvent être considérées comme normales du point de vue de la théorie statistique, on calcule les fréquences cumu-

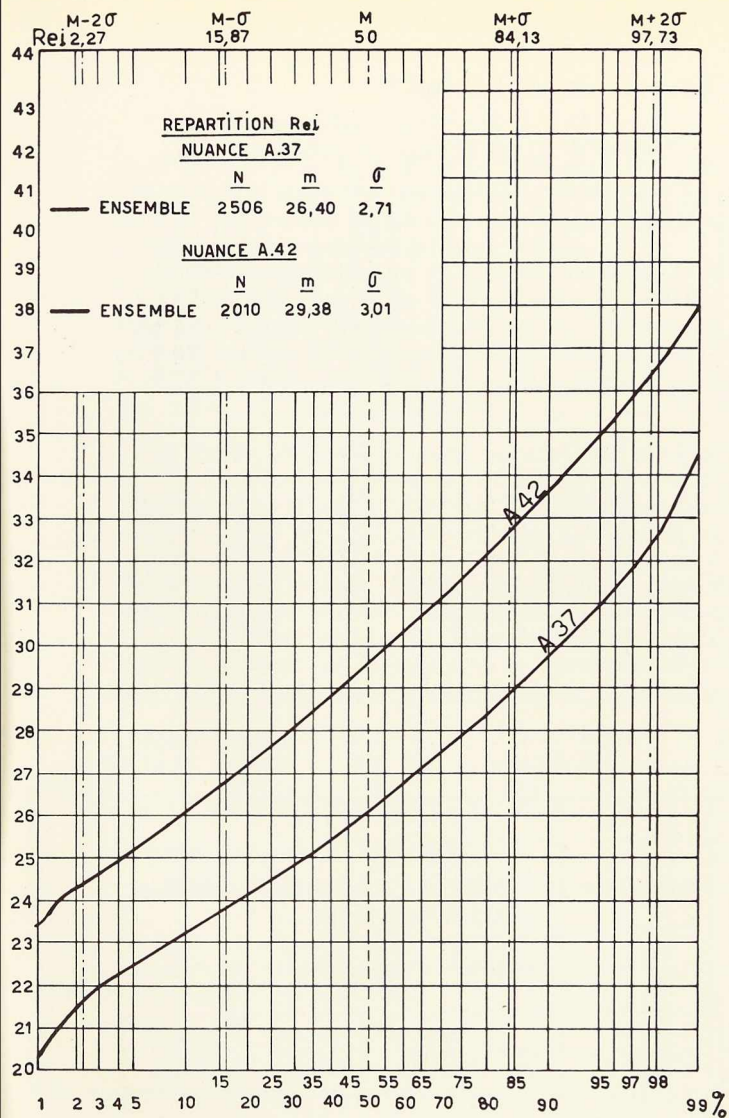


Fig. 6. Test de normalité.

On y observe qu'en A 37, il y a environ 7 % de $R_r < 37$ et 3 % de $R_r < 42$, en A 42.

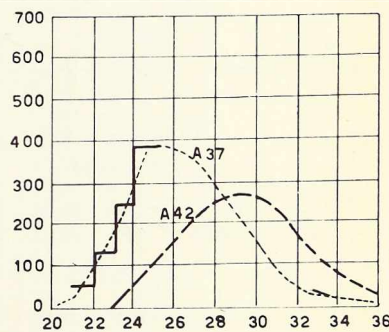
Dans le calcul des pourcentages de rebuts qui vous seront soumis plus loin (fig. 15 et 16) ces échantillons en dessous du minimum de R_r ont été retirés.

L'étude s'est particulièrement attachée à la caractéristique R_{ei} pour les nuances A 37 et A 42.

La figure 5 donne la courbe de fréquence de R_{ei} pour ces deux nuances ainsi que celle de la même caractéristique séparée par procédé d'élaboration ou par type de produit.

Mais comme nous l'avons dit plus haut, ce genre de diagramme est avantageusement remplacé par le test graphique de normalité qui permet la vérification de la normalité, l'estimation des caractéristiques m et σ ainsi que la superposition commode de plusieurs diagrammes. Ainsi la figure 6 représente les données du diagramme supérieur de la figure 5. La normalité des observations est assez satisfaisante, sauf aux extrêmes. Observons toutefois qu'il y a encore relative-

Fig. 5. Diagrammes de fréquence des R_{ei} (en ordonnée nombre d'observations).



0,70 kg sur les éprouvettes-étalons, mais cette question mériterait un examen plus attentif, car les décalages entre R_{ei} et R_{es} ne sont pas toujours les mêmes, notamment pour les hautes limites élastiques.

Une tendance croissante très significative de R_{ei} en fonction de R_r est apparue sur les divers échantillons.

Enfin, il apparut que l'étude de C, Mn et des rapports

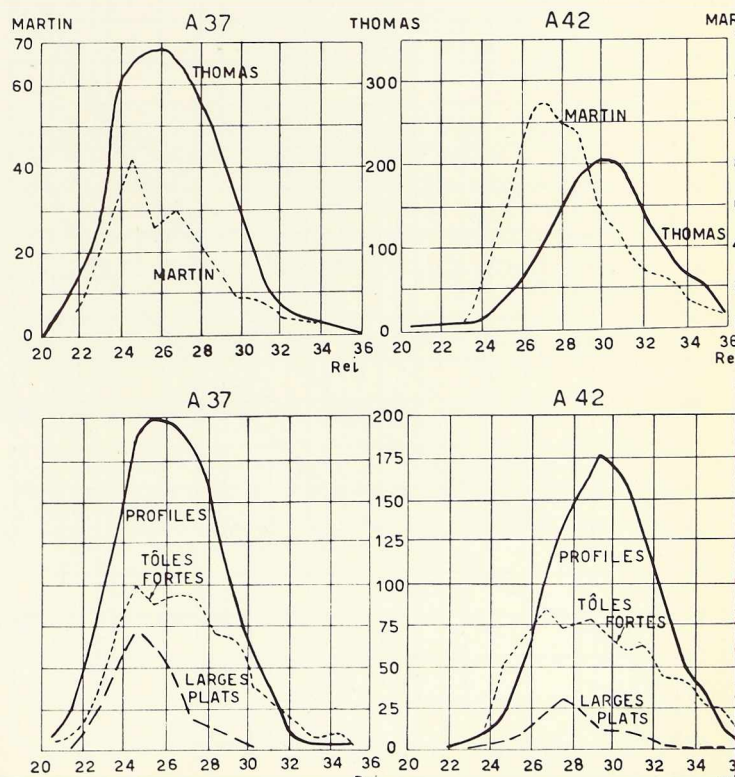
$$\frac{R_{ei}}{R_r} \text{ et } \frac{R_{es}}{R_r}$$

ne pouvait être sérieusement entreprise sur le premier lot de fiches.

Conclusions de la seconde étude

1. Celle-ci a porté, comme nous l'avons dit plus haut, sur 5 792 fiches dont voici le détail (fig. 7).

La figure 4 donne la répartition des R_r pour les deux nuances A 37 et A 42.



ment trop peu d'observations pour des R_{ei} supérieures à la moyenne. On constate toutefois combien l'écart entre les deux nuances reste constant tout le long de la répartition. Il est en moyenne d'environ 3 kg/mm².

2. La figure 8 décompose les courbes précédentes en Thomas et Martin. En acier 37, les deux répartitions sont fort voisines en moyenne et en dispersion. En acier 42, les différences sont plus fortes, la répartition en acier Martin étant beaucoup moins normale qu'en acier Thomas. Il en résulte que le décalage Martin-Thomas observé sur cette nuance est peut-être illusoire. Il résulterait simplement du nombre d'observations recueillies en acier Martin avec R_{ei} supérieur à la moyenne.

Le tableau de la figure 9 complète ces diagrammes en donnant les pourcentages d'observations avec $R_{ei} <$ à des limites fixées qui ont été choisies identiques à celles fixées par l'I. B. N. pour R_{es} . Certains pourcentages en Martin sont douteux en vertu de ce qui précède. Nous les avons indiqués avec un point d'interrogation.

3. Examinons maintenant les figures correspondantes pour les aciers A 37 et A 42 choisis par produits.

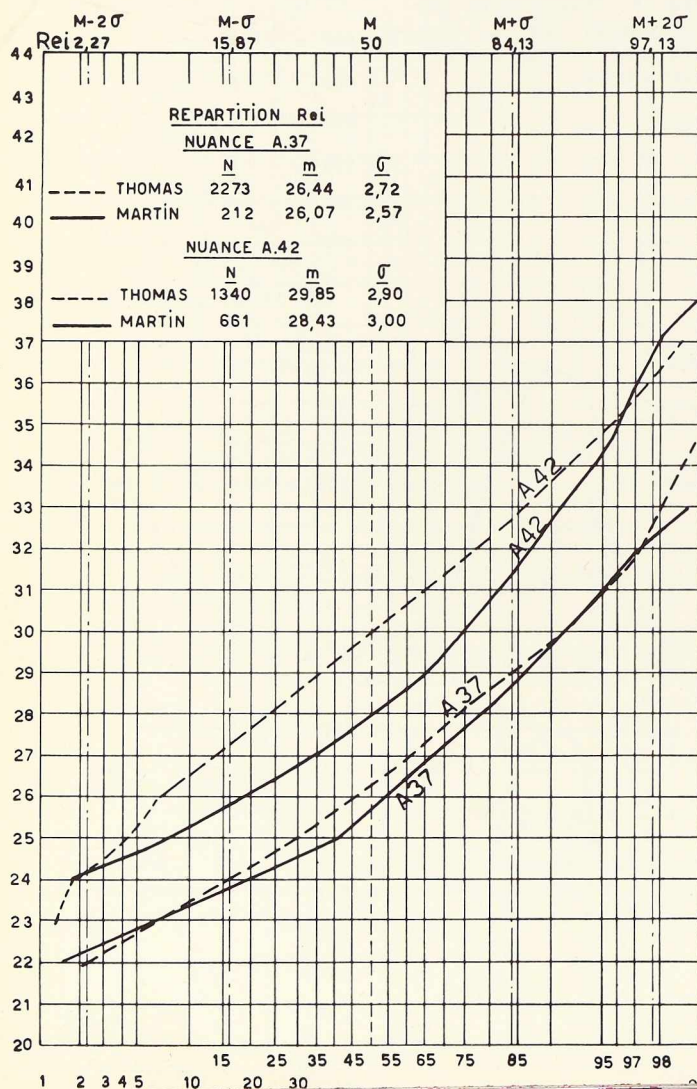


Fig. 7.

C. E. C. M. - Etude statistique.
Nombre de fiches de renseignements par usine

Indice	Usines	Nombre total de fiches avec mode d'élaboration, nuance, produit, épaisseur	Avec R_{ei} mode d'élaboration, nuance, produit, épaisseur	Avec R_{ei} ou $R_{0,2}$ mode d'élaboration, nuance, produit, épaisseur
0	Ougrée.	1.282	1.113	1.280
1	Cockerill	738	671	738
2	Differdange	801	745	745
3	Belval	802	802	802
4	Providence	492	414	416
5	A. M. S.	377	334	334
6	Couillet (U. M. H.)	418	416	416
7	Sambre et Moselle	260	250	257
8	Thy-le-Château . .	143	143	143
9	Clabecq	479	324	324
	Total	5.792	5.212	5.455
	En % du total . . .	100	89,99	94,18

Fig. 9.

Tableau des pourcentages d'observations inférieures à des valeurs fixées (voir courbes cumulatives) Par mode d'élaboration

Pour R_{ei} en A.37	$R_{ei} < 22$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 23$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 24$ kg/mm ² (en %)
En acier Martin	1,4	7,1	20,8
En acier Thomas	2,2	7,2	16,3
Sans distinction de mode d'élaborat.	2,15	7,18	16,72

Pour R_{ei} en A.42	$R_{ei} < 24$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 25$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 26$ kg/mm ² (en %)
En acier Martin	1,7	8,2 ?	19,4 ?
En acier Thomas	1,9	4,1	7,7
Sans distinction de mode d'élaborat.	1,9	5,5	11,5

Sur les figures 10 et 11, la normalité des profilés est très satisfaisante. Il y a relativement trop peu d'observations pour $R_{ei} > 25$ en A 37 et $R_{ei} > 27$ en A 42, dans le cas des tôles. Il en est de même pour les larges

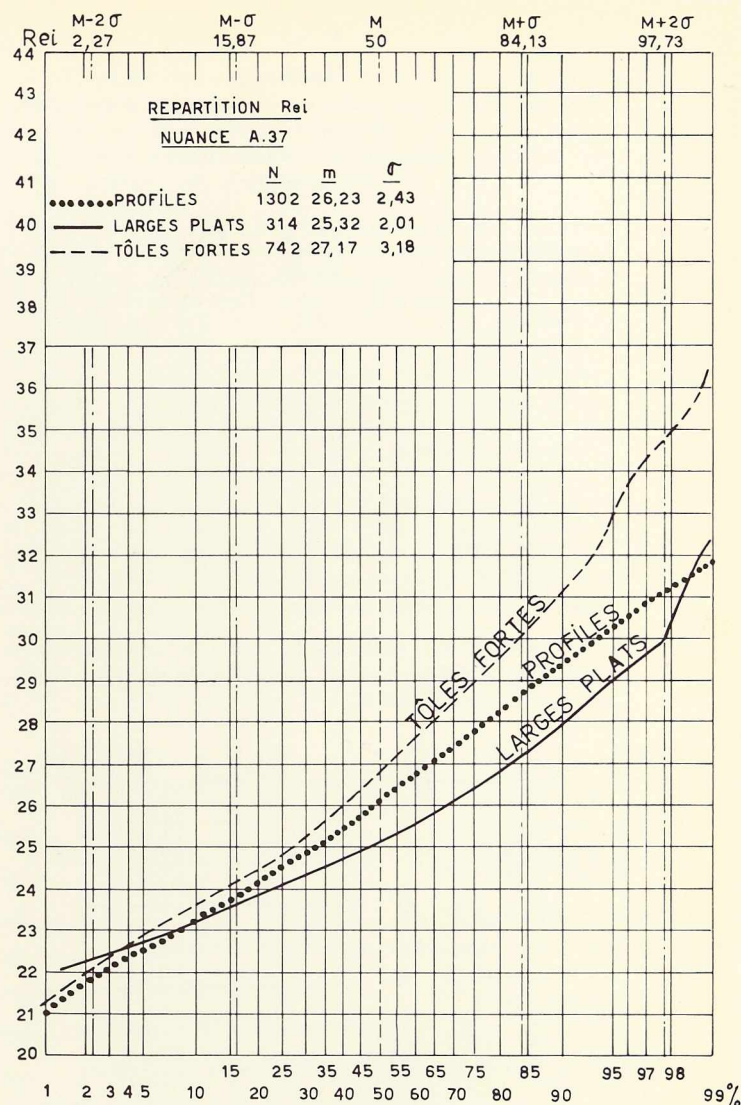
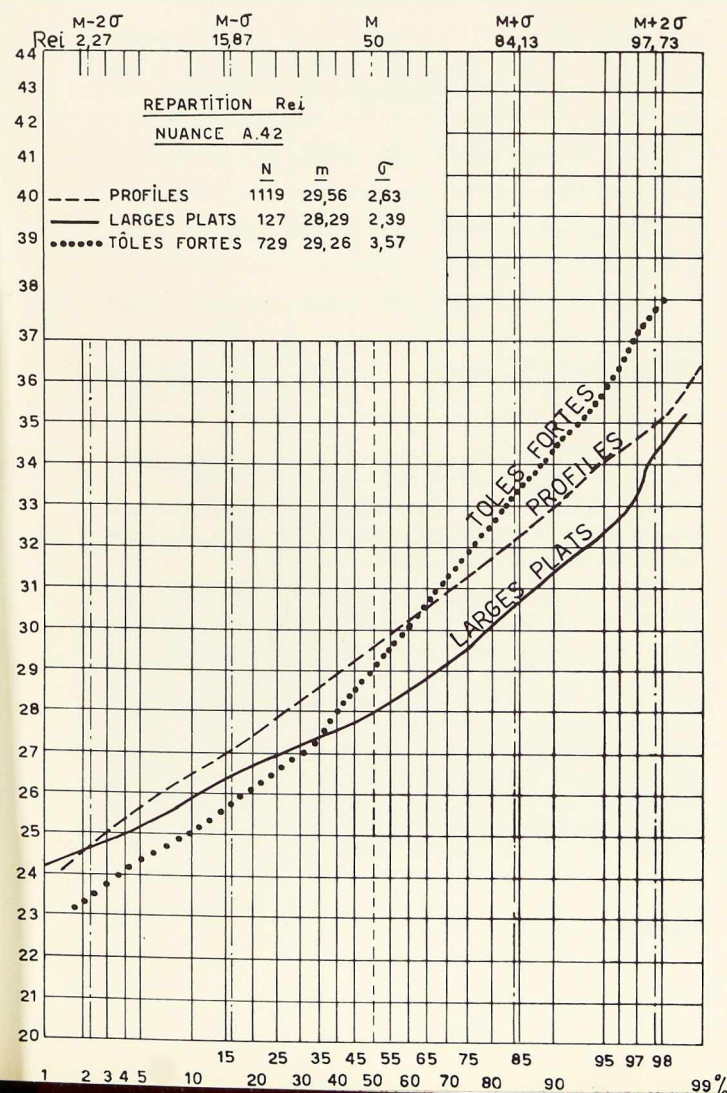
Fig. 8. Test de normalité.

Fig. 10. Test de normalité.

plats en A 37 pour $R_{ei} > 27$ et en A 42 pour $R_{ei} > 29$. Néanmoins, la hiérarchie des moyennes de R_{ei} par produit et par nuance paraît bien établie, la dispersion sur la moyenne augmentant avec celle-ci.

Les tableaux de la figure 12 sont très probants pour les profilés. En tôles fortes et larges plats, il y a certains pourcentages douteux mais l'on voit d'une façon générale que les minimums de 22 kg/mm² pour A 37 et de 24 kg/mm² pour A 42 ne sont pas surfaits, quels que soient les types de produits.

4. L'étude préliminaire avait montré l'importance de l'épaisseur sur le niveau de R_{ei} . Ce fait est illustré remarquablement par la figure 13. La normalité de ces répartitions est très satisfaisante pour les profilés et l'échelonnement des droites en fonction des épaisseurs vraiment caractéristique. La figure 14 donne les mêmes répartitions pour les tôles fortes. Là aussi, le décalage des moyennes est significatif. Les tableaux des figures 15 et 16 donnent les pourcentages de rebut correspondant toujours aux mêmes minimums de R_{ei} . Ces pour-



centages sont particulièrement valides dans le cas des profilés pour lesquels nous constatons que si le minimum de 23 voire 24 kg/mm² pourrait être accepté pour l'acier A 37 sans rebut exagéré, dans le cas des épaisseurs ≤ 12 mm, 22 kg/mm² est juste suffisant pour les épaisseurs entre 12 et 16 mm et l'on trouve déjà 7 % de rebut pour la valeur de R_{ei} égale à 22 kg/mm², dans le cas des épaisseurs > 16 mm. Des remarques semblables peuvent être faites pour l'acier A 42.

Eprouvettes-étalons et de contrôle

1. Nous avons également procédé à une comparaison des résultats R_{ei} , R_{es} et R_r , obtenus en usine et au laboratoire de M. Massonnet, sur des éprouvettes-étalons (barres homogénéisées).

Fig. 11. Test de normalité.

Fig. 12.

Tableau des pourcentages d'observations inférieures à des valeurs fixées (voir courbes cumulatives) Par produit

Pour R_{ei} en A.37	$R_{ei} < 22$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 23$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 24$ kg/mm ² (en %)
Profils	2,0	7,5	16,8
Larges plats . .	1,0	7,6	23,6 ?
Tôles fortes . .	1,8	5,1	13,5
Pour R_{ei} en A.42	$R_{ei} < 24$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 25$ kg/mm ² (en %)	$R_{ei} < 26$ kg/mm ² (en %)
Profils	1,2	2,9	7,1
Larges plats . .	0,8	4,7	11,0
Tôles fortes . .	3,2	9,7	18,5 ?

L'ensemble des résultats R_{ei} obtenus au laboratoire peut être considéré comme normal et homogène, l'estimation de $\sigma = 0,47$.

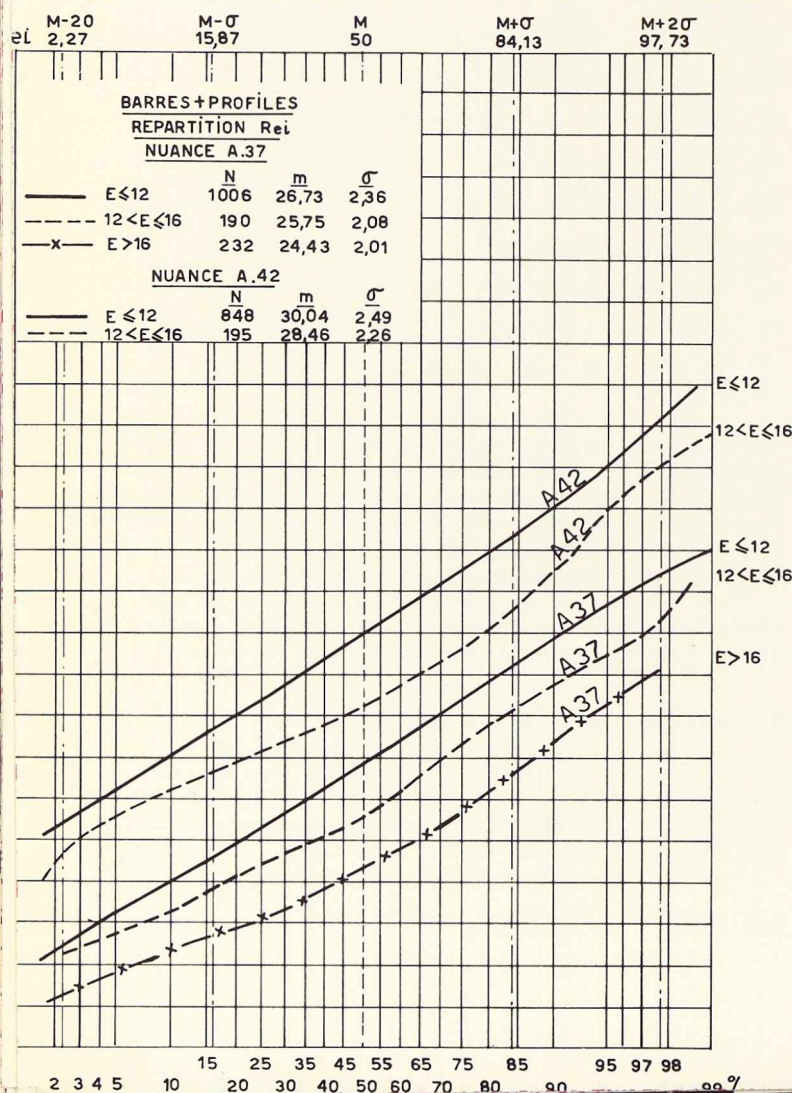


Fig. 15.

Tableau des pourcentages d'observations inférieures à des valeurs fixées (voir courbes cumulatives) Profils

Epaisseur en mm	Prescriptions I. B. N.		Pourcentage de rebuts			
	R_r kg/mm ²	R_{es} min kg/mm ²	R_r < 37	R_{ei} < 22	R_{ei} < 23	R_{ei} < 24
$E \leq 12$	37-45	24	8,9	0,7	1,4	5,7
$12 < E \leq 16$	37-45	22 24 X	3,1	0,8	8,2	17,4
$E > 16$	37-45	22	1,8	7,0	24,8	44,3
Sans distinction d'épaisseur	37-45		7,—	1,4	5,7	13,3
Epaisseur en mm	Prescriptions I. B. N.		Pourcentage de rebuts			
	R_r kg/mm ²	R_{es} min kg/mm ²	R_r < 42	R_{ei} < 24	R_{ei} < 25	R_{ei} < 26
$E \leq 12$	42-50	26	3,3	0,1	0,6	2,2
$12 < E \leq 16$	42-50	24 26 X	3,4	—	—	5,9
$E > 16$	42-50	24	3,2	5,4	14,0	32,3
Sans distinction d'épaisseur	42-50		3,7	0,3	1,2	4,8

Les résultats correspondants en usine paraissent sur-évalués et plus dispersés dans certaines usines.

Sur R_{es} , on obtient des conclusions analogues, mais comme nous l'avons déjà dit, cette caractéristique paraît nettement moins précise que R_{ei} .

2. Sur les éprouvettes de contrôle, c'est-à-dire celles de l'étude statistique proprement dite, mais qui ont donné lieu à des éprouvettes jumelles traitées au laboratoire de M. Massonnet, il est remarquable de constater que les différences entre moyenne et dispersion ne sont en général pas significatives, c'est-à-dire que la précision des appareils de mesure dans les usines restait suffisante par rapport à celle des appareils du laboratoire de l'Université de Liège, étant donné les écarts considérables subsistant sur les matériaux examinés.

Fig. 13.

Fig. 16.

Tableau des pourcentages d'observations inférieures à des valeurs fixées (voir courbes cumulatives) Tôles fortes

Epaisseur en mm	Prescriptions I. B. N.		Pourcentage de rebuts			
	R_r kg/mm ²	R_{es} min kg/mm ²	R_r < 37	R_{ei} < 22	R_{ei} < 23	R_{ei} < 24
$E \leq 12$	37-45	24	1,4	0,5	2,6	9,2
$12 < E \leq 16$	37-45	22 24 \times	—	3,	13,3	27,6
$16 < E \leq 30$	37-45	22		8,9	15,6	28,9
Sans distinction d'épaisseur	37-45		1,1	1,5	4,9	13,1

Epaisseur en mm	Prescriptions I. B. N.		Pourcentage de rebuts			
	R_r kg/mm ²	R_{es} min kg/mm ²	R_r < 42	R_{ei} < 24	R_{ei} < 25	R_{ei} < 26
$E < 12$	42-50	26	2,5	0,4	5,1	14,2
$12 < E \leq 16$	42-50	24 26 \times	2,7	1,7	8,5	16,1
$16 < E \leq 30$	42-50	24	1,9	29,6	47,7	52,3
Sans distinction d'épaisseur	42-50		2,5	2,4	8,3	16,9

Prolongement

1. Pour riches de résultats certains, du point de vue statistique, que soient les études précédentes, elles soulignent à nouveau des lacunes dans les observations.

Des essais supplémentaires seraient nécessaires pour lever des doutes et aborder l'étude d'échantillons pratiquement absents.

Un programme de 2 000 essais supplémentaires a été proposé et est en cours d'exécution.

2. Par ailleurs, il conviendrait d'éclaircir diverses questions laissées en suspens, comme la corrélation entre R_{ei} et R_{es} ou encore celle entre R_{ei} et R_r . D'autre part, il serait intéressant d'étudier d'une façon plus approfondie l'influence des facteurs métallurgiques comme C et Mn, etc. sur R_{ei} en fonction des épaisseurs et ce, par usine.

3. Il appert des tableaux des pourcentages de rebut présentés précédemment, qu'il ne faut pas sur la base de cette étude statistique espérer relever les minimums reconnus par I. B. N., à moins que l'on ne tienne compte des épaisseurs.

4. C'est donc par une exploitation de ces données statistiques basée sur la notion de moyenne et de dispersion que l'on peut entrevoir un moyen d'accroître le taux de travail sans entamer la réserve de sécurité indispensable.

5. Enfin, la question des risques courus par les producteurs et les consommateurs lors des essais de réception pourrait être avantageusement débattue à partir des résultats obtenus et des principes modernes d'élaboration des cahiers de charge.

Bref, la description statistique des fiches étant terminée, il convient d'en faire l'analyse statistique et d'adopter une attitude conforme au résultat de celle-ci. C'est dans ce sens que l'exposé de M. Hébrant est dirigé et vous pourrez constater l'efficacité d'une telle méthode de travail (1).

(1) La suite de cette étude, comportant la conférence de M. Hébrant, paraîtra dans le prochain numéro de *L'Ossature Métallique*.

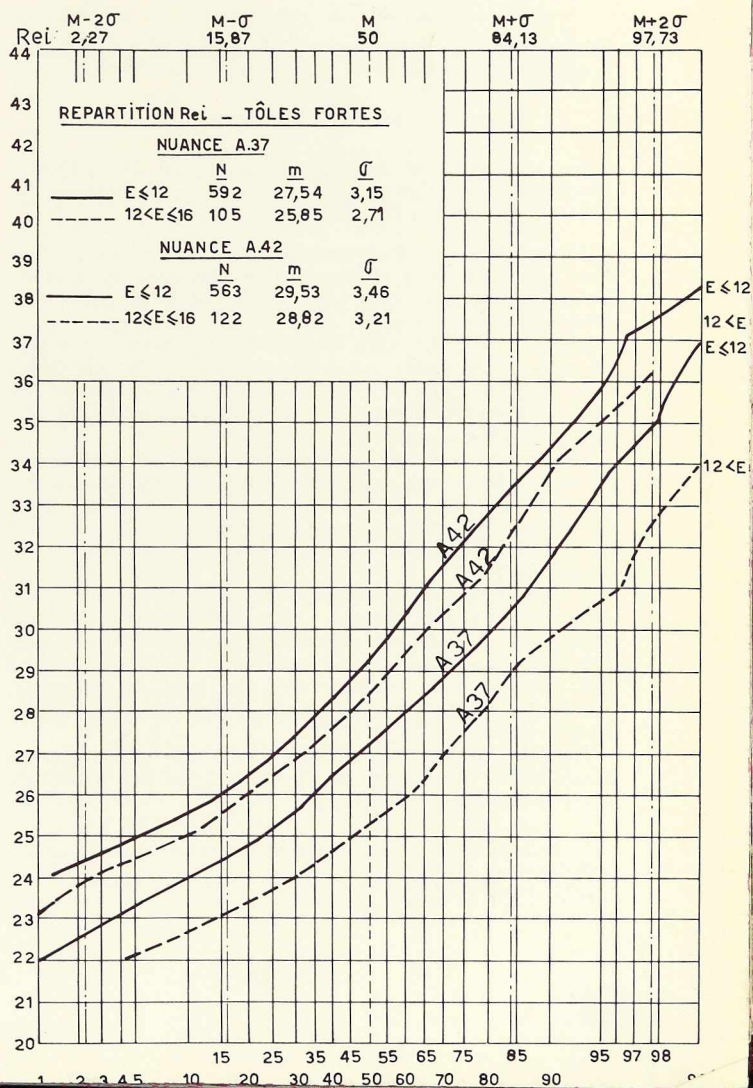


Fig. 14.

Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Protective atmospheres (Atmosphères protectrices)

par A. G. HOTCHKISS et H. M. WEBBER

Un volume relié de 342 pages, format 15 × 23 cm, illustré de 167 figures. Edité par John Wiley & Sons, Inc., New-York, 1953. Prix : \$7.00.

Le livre de MM. Hotchkiss et Webber, s'adresse aux ingénieurs de fabrications. Etayé par la longue expérience des auteurs dans le domaine du chauffage industriel, il contient neuf chapitres, qui ont pour titres : Atmosphères protectrices types — Réactions chimiques de base — Atmosphères empêchant ou réduisant les oxydes — Atmosphères empêchant la décarburation — Atmosphères de carburation — Instruments d'analyse, de contrôle et de mesure pour gaz — Stockage et manutention des gaz — Applications — Remèdes aux défauts d'atmosphères protectrices.

Résistance des matériaux théorique et expérimentale, Tome I

par R. L'HERMITE

Un volume relié de 860 pages, format 16 × 25 cm, illustré de 384 figures. Edité par Dunod, Paris, 1953. Prix : 8 400 francs français.

L'ingénieur placé devant un problème de construction, ne peut plus se permettre d'ignorer les travaux de ses devanciers, sans lesquels il risque de perdre en recherches personnelles un temps précieux, ou de n'aboutir qu'à des approximations incertaines. Malheureusement ces études sont dispersées dans de nombreux ouvrages et dans les revues scientifiques du monde entier et aucun travail de synthèse n'en avait été réalisé jusqu'à ce jour.

Il convient donc de rendre hommage à M. L'Hermite, le savant Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux publics, d'avoir entrepris un travail de cette envergure. La rédaction de ce monumental ouvrage a nécessité la consultation de milliers de documents en toutes langues.

Le premier volume qui vient de sortir de presse est consacré aux théories de l'élasticité et des structures élastiques. Les tomes suivants traiteront d'autres secteurs de la résistance des matériaux et de la stabilité des constructions (théorie de l'élasticité, flambement, plasticité, études des phénomènes dynamiques, assemblages des matériaux, etc.).

En raison de la personnalité de l'auteur, son ouvrage trouvera certainement sa place au rayon des usuels de toute bibliothèque technique.

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent, soit être consultés en la salle de lecture du C. B. L. I. A., 154, avenue Louise à Bruxelles, soit être envoyés en communication sur demande.

Le C. B. L. I. A. est à la disposition des lecteurs pour leur procurer les ouvrages qu'ils voudraient acquérir.

The Manufacture of Iron and Steel (La fabrication du fer et de l'acier)

par D. J. O. BRANDT

Un volume relié de 384 pages, format 14 × 22 cm, illustré de 208 figures. Edité par *English Universities Press Ltd*, Londres, 1953. Prix : £0.15.0 (envoyé par le British Council).

L'ouvrage de M. Brandt, publié sous les auspices de la *British Iron & Steel Federation* s'adresse avant tout aux praticiens. Il expose dans un langage simple et clair les diverses opérations de la fabrication du fer et de l'acier.

On trouve dans cet intéressant livre des chapitres consacrés aux appareils sidérurgiques, à la fonte, à la fabrication de l'acier (Bessemer, Martin et électrique), au laminage, aux profilés, fils et tubes, aux essais, etc.

Handbook for Constructional Engineers (Manuel pour ingénieurs-constructeurs)

Un volume relié de 822 pages, format 13 × 20 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Dorman Long & Co. Ltd., Middlesbrough (Grande-Bretagne), 1952.

La nouvelle édition considérablement augmentée de cet excellent manuel présente en unités anglaises tous les renseignements généraux dont les bureaux d'études ont besoin pour l'établissement de leurs projets.

La table des matières comporte notamment : Tableaux des caractéristiques des profils simples et composés anglais. Calcul des poutres et colonnes — Cadres de mines — Boulons et rivets — Constructions soudées — Spécifications des cahiers des charges concernant l'acier ordinaire et l'acier à haute résistance — Tables de conversion de mesures, etc.

Courbes de transformation des aciers de fabrication française, Tome I

par G. DELBART et A. CONSTANT

Un ouvrage de 100 pages, format 23 × 29 cm, illustré de plusieurs figures. Edité par I. R. S. I. D. Saint-Germain-en-Laye (France), 1953.

Le but de l'atlas, édité par l'I. R. S. I. D., est de mettre à la disposition des utilisateurs d'aciers de fabrication française un guide pour le choix et la conduite des traitements thermiques.

Sous sa forme définitive, il rassemblera les courbes de transformation de 150 nuances. A l'heure actuelle, le laboratoire d'étude des transformations isothermes de l'I. R. S. I. D. a établi 30 courbes de transformation qui font l'objet de cette première publication.

CHRONIQUE

Marché de l'acier du mois de décembre 1953

	Production acier lingot en tonnes		
	Belgique	Luxembourg	Total
Décembre 1953.	373 800	204 366	578 166
Nov. 1953	351 896	202 976	554 872
Janv.-déc. 1953.	4 432 198	2 659 200	7 091 398
Jan.-déc. 1952	4 994 049	3 001 705	7 995 754

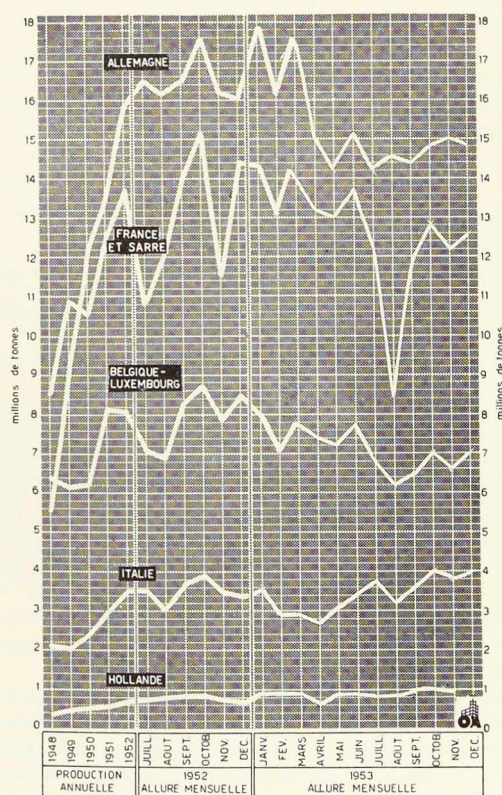


Fig. 1. Moyennes de production d'acier lingot des six pays de la Communauté Européenne Charbon-Acier (C. E. C. A.).

La production sidérurgique belgo-luxembourgeoise de décembre a peu varié par rapport au mois précédent et par rapport à la moyenne de l'exercice. Pour toute l'année, le chiffre de 7 millions de t a été à peine dépassé : il en résulte une baisse de production d'environ 12,5 % par rapport aux deux années précédentes.

Dans le cadre de l'unification des organisations professionnelles de la sidérurgie belge, le Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges, A. S. B. L. a été constitué le mardi 22 décembre 1953. La nouvelle association a repris à la date du 1^{er} janvier 1954, les activités qui étaient exercées jusqu'à présent, d'une part, par le Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges, société coopérative, et, d'autre part, par le Syndicat Belge de l'Acier « Sybelac ».

L'organisation générale des services et les attributions de ceux-ci ont été établis comme suit :

Division commerciale : les problèmes relatifs à l'écoulement des produits sidérurgiques.

Division des matières premières : les problèmes relatifs au minerai, à la ferraille, au charbon, aux produits réfractaires, chaux, dolomie, etc. ainsi qu'au transport des matières premières.

Division économique et sociale : les études économiques, y compris les problèmes techniques, les questions sociales et juridiques ainsi que la documentation.

Division administrative : l'administration générale et notamment le personnel et la comptabilité.

Service des statistiques : l'établissement, en coordination avec les divisions intéressées, de toutes les statistiques dans le domaine commercial, économique et social.

La direction générale de l'ensemble des divisions et services est assurée par M. Pierre van der Rest, Président du Groupement, chargé de la gestion journalière par le conseil d'administration.

D'autre part, le conseil d'administration a appelé aux fonctions de :

Directeur général de la division commerciale : M. Georges Watillon; Directeur de la division des matières premières : M. Pierre Galler; Directeur de la division économique et sociale : le baron Donald Fallon; Directeur de la division administrative : M. Pierre Philippe.

Marché C. E. C. A.

Aucune amélioration notable n'est encore intervenue sur les marchés du Pool, sauf en Allemagne où l'on enregistre une lente augmentation du volume des commandes. Les prix de revient des aciéries allemandes ont bénéficié de la diminution de prix de 10 à 12 % des minerais suédois. Les mines allemandes, devant cette situation, se trouvent en difficulté, en raison de la faible teneur en fer des minerais du pays.

Le prix de base des mitrilles, à l'intérieur du Pool, sont ramenés de \$31.5 à 28.5, à partir du 15 janvier. L'Allemagne est le plus gros exportateur de mitrilles et a livré par exemple, en novembre, à l'Italie, 109 000 t.

Quant aux prix des aciers, on a procédé à un assouplissement des barèmes, en prévoyant une marge de 2,5 % en plus ou en moins, des cotations des usines.

Le Président de la Haute Autorité a fait parvenir au Gouvernement anglais une invitation en vue de nouveaux pourparlers ayant pour but une association plus étroite entre la sidérurgie anglaise et la C. E. C. A. On n'envisage pas une participation directe au Pool, mais des règlements communs s'appliquant aux marchés européens et anglais. On cherche en outre à éliminer les restrictions et les droits de douane sur les fournitures d'acier intervenant entre la Grande-Bretagne et les pays du Pool et éventuellement dans le Commonwealth.

De France, on signale des pourparlers engagés avec des milieux financiers suisses en vue du financement de nouveaux projets d'investissements de l'industrie sidérurgique. Il se confirme d'autre part la prochaine fusion des usines Roechling, de Völklingen, avec les Forges de Châtillon-Commentry et Neuves-Maisons ainsi qu'avec les mines de fer de Girumont.

Marché d'exportation

La convention à l'exportation est moins discutée et une fixation des prix à l'exportation par la Haute Autorité a unanimement été considérée comme inopportune.

La situation générale du marché d'exportation s'est quelque peu améliorée. Après plusieurs diminutions de prix, une hausse de \$2 à la t vient d'être introduite pour différents produits.

M. van der Rest, Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges, a pris la parole à Anvers, devant la Fédération des syndicats et groupements de négociants exportateurs de produits sidérurgiques et métallurgiques et a

souligné la collaboration nécessaire entre l'industrie sidérurgique et les maisons d'exportation.

Des statistiques connues actuellement, il résulte que les pays de la C. E. C. A. ont, dans l'ensemble, amélioré leurs ventes à l'exportation, au courant du dernier exercice. Tel n'est pas le cas pour les autres grands pays producteurs et notamment pour le Japon, dont les exportations ont fortement diminué.

La Haute Autorité a l'intention de consulter le Comité Consultatif et le Conseil des Ministres sur la question de savoir si et dans quelle mesure les entreprises pourraient accorder des rabais pour les ventes d'acier destiné à être incorporé à des produits transformés exportés vers les pays tiers. On sait qu'en Grande-Bretagne l'industrie transformatrice achète l'acier à des prix spécialement bas grâce à des interventions gouvernementales.

La construction métallique en Belgique

Les expéditions de Fabrimétal ont atteint en novembre 1953, 141 343 t contre 159 800 t en octobre de la même année. Elles comprennent notamment :

	Novembre	Octobre
Produits de la tôle	18 861	17 313
Accessoires métalliques du bâtiment	8 964	10 498
Ponts et charpentes	18 228	16 486
Matériel de chemins de fer et tramways	8 120	11 719

Un des grands secteurs de la construction métallique belge est celui du matériel roulant de chemin de fer. En octobre et novembre d'intéressantes commandes de locomotives Diesel ont été notées tant pour la Belgique que pour le Congo. Il s'agit de locomotives du type Baldwin à réaliser presque entièrement en Belgique, par la Société Cockerill et d'une autre série du type General Motors qui seront seulement montées en Belgique par la Société Anglo-Franco-Belge.

Nos constructeurs ont eu, d'autre part, pour l'ensemble de l'année 1953, des commandes pour un total de 123 locomotives électriques. A l'exportation cependant, le résultat de l'exercice est très défavorable. Toutes les affaires importantes ont été, en effet, enlevées par les concurrents anglais, américains, allemands et autres.

En charpente métallique, il n'est, à l'heure



actuelle, question que de commandes de faible importance, enlevées d'ailleurs à des conditions peu intéressantes pour les constructeurs, tant la concurrence est vive.

La sidérurgie dans le monde

Etats-Unis

Un recul sérieux s'est produit en novembre et décembre, dans la production sidérurgique américaine. D'après les chiffres provisoires actuellement connus, la production aura cependant atteint — et pour la première fois dans l'histoire — 100 millions de tonnes métriques. Pour 1954, on estime généralement que les usines ne pourront produire qu'à 80 % de leur production théorique, ce qui amènerait la production à quelque 85 millions de t.

Les principaux secteurs de la construction métallique voient leurs carnets de commande s'amenuiser rapidement. Il en est ainsi notamment en construction navale, en construction automobile et chez les fabricants de machines-outils. En ce qui concerne le secteur des ponts et charpentes, on reste plus optimiste bien que, là aussi des compressions budgétaires soient prévues.

Après les derniers réajustements de prix des aciers européens, ceux-ci sont vendus, à la côte Est des Etats-Unis, à des prix sensiblement inférieurs aux prix américains. Malgré cela, peu d'affaires se traitent.

M. Stassen, Directeur de la *Foreign Operations Administration* a annoncé une nouvelle politique permettant un relâchement des restrictions commerciales entre l'Ouest et le bloc soviétique. La même administration a accordé au gouvernement espagnol des autorisations d'achat d'acier, soit \$630.000, pour des tôles fortes et \$250.000 pour des profilés. D'après le rapport de M. Rucquoi, les achats peuvent être faits aux Etats-Unis, au Japon, au Canada ou aux pays de l'O. E. C. E.

Angleterre

Une production record de 17,6 millions de t a été réalisé en 1953, en Angleterre (1952 : 16 400 000 t). Et déjà on annonce l'achèvement de nouvelles installations : aux usines d'Appleby-Frodingham, deux nouveaux hauts fourneaux seront prochainement mis à feu et à Consett le développement du procédé Duplex amènera une augmentation considérable de la capacité de pro-

duction d'acier. On ne s'attend pas, en Angleterre, à une régression de la demande, en 1954. Et si elle devait néanmoins se produire on prévoit une diminution des tonnages à importer plutôt qu'une production intérieure amoindrie.

La Grande-Bretagne vient d'acheter 100 000 t de fonte russe livrables au courant du premier semestre. Elle aurait également acheté à la Russie 100 000 t de minerai de manganèse, représentant 1/4 de sa consommation annuelle et diminuant d'autant sa dépendance vis-à-vis de l'Inde, en ce qui concerne ce minerai.

La hausse des salaires intervenues aux chemins de fer anglais grèvera le prix de revient des aciers. A l'heure actuelle, la demande de l'étranger est encore très forte, mais elle a faibli en ce qui concerne les profilés et aciers marchands.

Inde

Le gouvernement a passé commande pour la construction d'une usine sidérurgique à une nouvelle société allemande, la *Indiengemeinschaft Krupp-Demag*, Duisbourg. L'usine aura une capacité initiale de 500 000 t, à porter plus tard à un million de t. On cite un prix de revient de 150 millions de dollars. Le gouvernement aurait approché la Banque Mondiale pour aider au financement.

Canada

La *Canadian Western Pipe Mills*, commanditée par une société sidérurgique allemande a élaboré un projet pour la construction dans l'ouest du Canada d'une usine à tubes. Les tôles nécessaires seraient d'abord importées, mais on prévoit pour plus tard une usine intégrée, basée sur le minerai de fer de la Colombie Britannique.

On signale d'autre part l'intérêt de certains industriels allemands pour le minerai de fer de la région de Ungava, au nord de Québec.

Suisse

Les besoins annuels de la Suisse atteignent 650 000 t d'acier dont 20-25 % sont produits dans le pays. Il existe entre la C. E. C. A. et la Suisse un *gentlemen's agreement* couvrant les importations générales. Certaines qualités spéciales seulement proviennent d'autres pays producteurs. Il a été question dans certains communiqués récents de crédits suisses accordés à la sidérurgie allemande en contrepartie de garanties de livraisons d'acier, en période de pénurie.



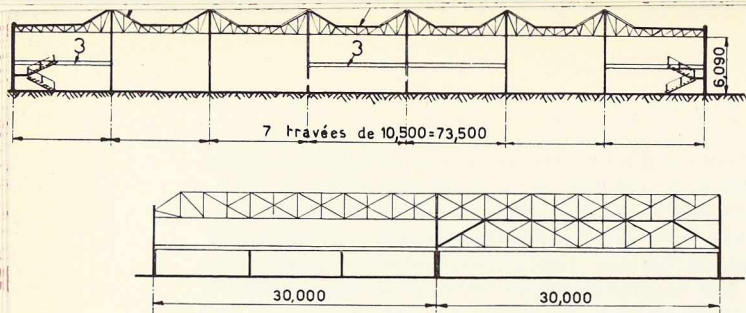


Fig. 2 et 3. Coupes transversale et longitudinale des bâtiments de la Régie de la Voie Aérienne (R. V. A.) à Melsbroeck.

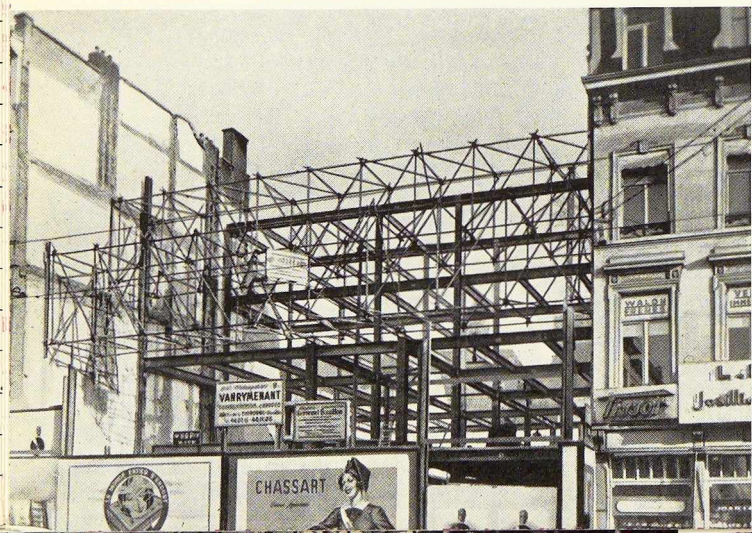
1. Verre ondulé armé.
2. Terrasse avec chape.
3. Planchers.

Bâtiments métalliques pour ateliers, garages, services généraux à l'aéroport de Melsbroeck (Bruxelles)

La Régie des Voies Aériennes (R. V. A.) a mis en adjudication, en mars dernier, la construction des trois bâtiments sous rubrique, respectivement un de 120 m \times 42 m et deux de 120 m \times 73,50 m.

Les exigences du Cahier spécial des Charges, relatives à leur étude, étaient principalement de deux ordres : 1^o module de 30 m \times 10,50 m en plan; la surface de chaque hall étant composée d'un certain nombre d'éléments juxtaposés; 2^o possibilité d'adjoindre, dans n'importe quelle travée, des planchers soit supportés sur colonnes principales et colonnettes intermédiaires, soit suspendus à des poutres de 30 m appuyées aux colonnes principales. Les schémas des figures 2 et 3 illustrent suffisamment cette description.

Classée première à l'adjudication, la S. A. L. Lee-mans & Fils, à Vilvorde et Machelen a obtenu la commande de cet important complexe, d'un tonnage d'environ 2 000 t. Les calculs et les plans, élaborés par le Bureau d'Etudes de cette firme, ont été vérifiés par le Bureau Seco et approuvés par la R. V. A. La construction des charpentes est déjà très avancée et leur montage pourra commencer incessamment.



Reconstruction du pont de Hermalle-sous-Argenteau

La S. A. d'Awans-François, vient de recevoir la commande pour la reconstruction du pont de Hermalle-sous-Argenteau.

Cet ouvrage, du type Viereendeel, est analogue au pont de Vivegnis récemment reconstruit. L'ouvrage a une portée de 90 m.

Les éléments métalliques de ce pont, dont le poids total est de 550 t, sont assemblés partiellement par rivure et partiellement par soudure.

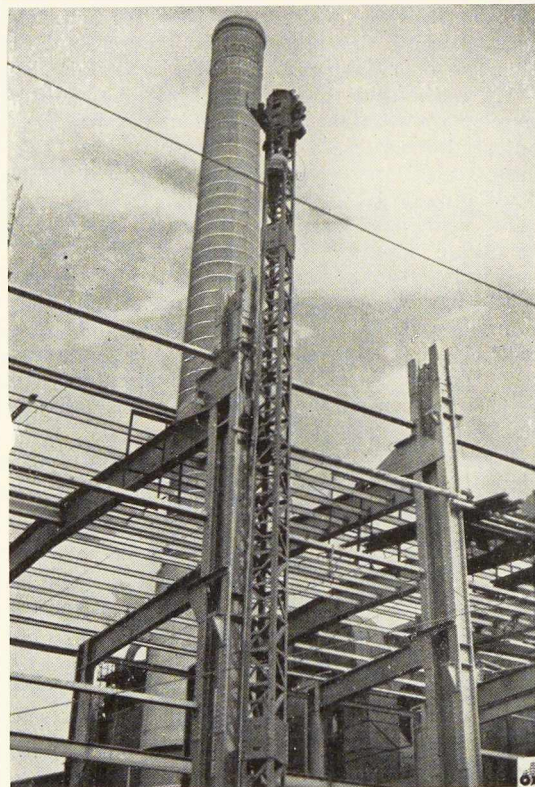


Fig. 4 (ci-dessus). Charpente métallique de la Centrale thermique d'Alost, de la Société Intercommunale Belge d'Electricité. Les colonnes amorcées sont celles des portiques de la salle des chaudières (portée : 29,40 m).

Ingénieur-Conseil : Bureau d'Etudes Robert & Musette.

Constructeur : Ateliers Métallurgiques de Nivelles.

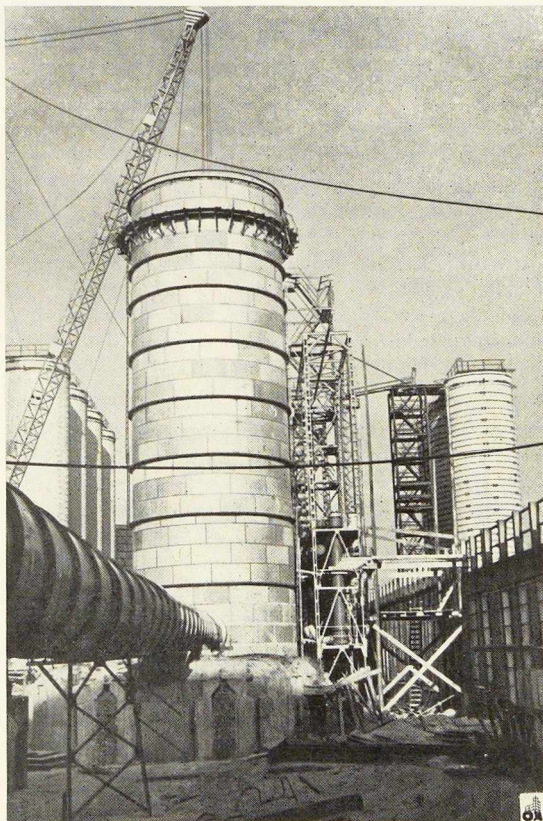
Photo P. Louckx.

Fig. 5 (ci-contre). Etat d'avancement des travaux du nouveau bâtiment des Magasins Sarma, avenue Louise à Bruxelles (voir O. M. n° 1-1954).

Photo Malevez.

Fig. 6 (ci-contre). Cérémonie de lancement du pétrolier « Elisabeth » en présence de S. A. la reine Elisabeth.
Photo F. Claes.

Fig. 7. Travaux sur les chantiers des composés azotés à Kedzierzyn (Pologne). Après sa mise en exploitation, cette usine sera la plus grande entreprise de l'industrie chimique du pays. Ci-dessous, une vue des tours d'absorption d'acide nitrique.



Lancement du pétrolier à turbines « Elisabeth »

Le 16 janvier 1954 a eu lieu, en présence de Sa Majesté la Reine Elisabeth le lancement d'un pétrolier à turbines « Elisabeth » qui a été construit au Chantier naval John Cockerill à Hoboken, pour compte de la S. A. Purfina.

Fig. 8. Vue générale du nouveau pétrolier à turbines « Elisabeth ».

Photo F. Claes.



Le pétrolier « Elisabeth » a les caractéristiques principales suivantes :

Longueur totale	201,50 m
Longueur entre perpendiculaires	191,50 m
Largeur hors membres	25,20 m
Creux de côté	13,55 m
Tirant d'eau en charge :	10,12 m
Port en lourd correspondant (tonnes métriques)	29 650 t

Le volume total des tanks à huile de cargaison sera de 41 000 m³ environ.

Il y aura en plus des espaces pour le transport de cargo sec en vrac. Le navire est aménagé pour un total de 63 personnes.

Classification *Lloyd's Register of Shipping* pour la cote 100 AI.

Le navire sera propulsé au moyen d'une hélice entraînée par un groupe de turbines du type Parsons, construit par la S. A. John Cockerill à Seraing.

Le groupe de turbines, constitué de trois corps haute pression, moyenne pression et basse pression, sera capable de développer une puissance de 13 000 SHP en service continu, en imprimant à l'hélice une vitesse de rotation de 120 tours/min. et en surcharge une puissance de 14 150 SHP.

La vitesse aux essais sera de 17 nœuds.

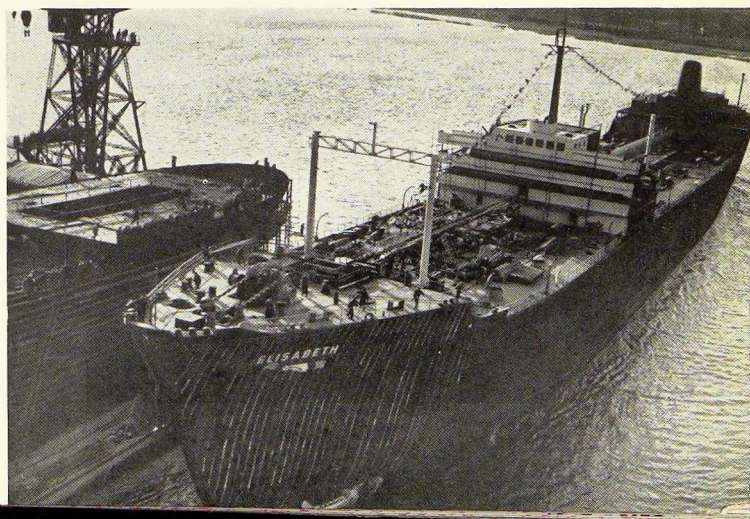




Fig. 9 et 10. Aménagement publicitaire de quartiers dévastés à Londres.

Documents « Borough Billposting Co. ».

La défense de Bruxelles

A la suite de la note sur les palissades de Bruxelles, parue dans *L'Ossature Métallique* n° 12-1953 sous la signature de l'architecte Paul-Amaury Michel, nous recevons de l'architecte Huib Hoste, la note suivante :

« J'ai lu avec intérêt les suggestions faites par mon confrère et ami P. A. Michel au sujet des palissades de Bruxelles. Mais je ne puis me déclarer d'accord avec elles. Il me semble en effet que pour trouver un bon remède, il faut aller à la racine du mal.

» Or, quelle est la fonction d'une palissade ? Celle de sauvegarder le passant d'accidents possibles à l'endroit d'un bâtiment en construction, de travaux de terrassement importants, etc. On plante encore des palissades autour de certains terrains urbains non bâtis, suite à des circonstances quelconques.

» Il ne me paraît pas difficile de donner un certain aspect à ces palissades; il devrait être défendu de les fabriquer avec du matériel d'occasion; ne pourrait-on imposer un rythme de poteaux et de panneaux, ces derniers destinés à la publicité passagère ? Une fois les travaux de construction etc. terminés, la palissade disparaît fatalement et la publicité va se réfugier sur les panneaux qui lui sont destinés.

» Mais, les palissades se prélassent autour des terrains vagues de l'ancien quartier de la Puterie ?... Leur sort dépend évidemment du sort de ces terrains. Quelle est en somme leur destination ? Evidemment pas de rester à l'état de terrain vague. Qu'on prenne donc toutes les mesures propres à faire cesser la situation actuelle. Si ces terrains sont destinés à être vendus avec la condition d'y construire dans un délai déterminé, qu'on les vende. Si les acheteurs ne se

présentent pas, qu'on tâche de connaître les motifs de leur abstention et d'y remédier. Si le résultat reste négatif, une zone de verdure peut être un remède efficace, comme ce fut le cas au Mont des Arts.

» A moins qu'on ne tende à faire un musée à ciel ouvert de terrains vagues et de palissades ! Ce serait une vraie La Palissade en plein air. »

N. D. L. R. — Les remarques de M. Huib Hoste sont parfaitement pertinentes, mais étant donné que le provisoire du boulevard de la Jonction dure depuis de nombreuses années et que nul ne peut en prédire la fin, la proposition avancée par M. P. A. Michel mérite certaine considération. En dehors de magasins provisoires, ces terrains pourraient donner lieu à location pour des arrangements publicitaires, tels qu'on les voit fréquemment à Londres, et dont nous reproduisons deux vues (fig. 9 et 10).

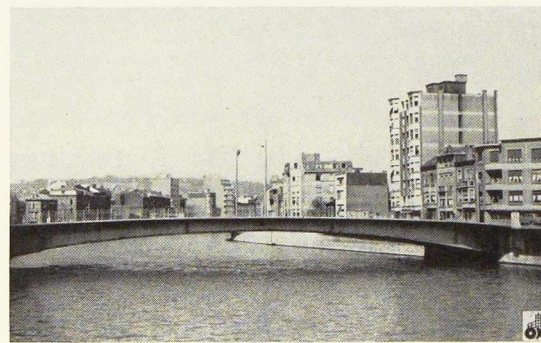


Photo Kaiser.

Fig. 11. Pont Orban à Liège. Longueur totale : 83,91 m.

Constructeur : S. A. Baume & Marpent.



Chronique du Congo Belge

L'Otraco projette de dédoubler la voie ferrée Matadi-Léopoldville

M. E. Jungers, gouverneur général honoraire et président de l'Otraco, a été l'hôte de la Chambre de Commerce de Bukavu, à l'occasion d'un déjeuner offert en son honneur.

Au dessert, M. Debeve, président de la Chambre de commerce, a salué en M. Jungers, le défenseur du colonat et s'est fait l'interprète de la reconnaissance et de l'admiration à son égard des colons du Kivu.

Dans sa réponse, le gouverneur général honoraire a brossé un tableau des activités et des projets de l'Office des transports africains. Il a précisé que de grands travaux de balisage et de dragage dans les installations portuaires sont en cours d'exécution. Quant au rail Matadi-Léopoldville, des dépenses de l'ordre d'un milliard ont été engagées pour l'amélioration de la voie ferrée, et notamment la suppression au maximum des courbes inférieures à 500 m de rayon. Ces travaux comportent la construction de nombreux ouvrages d'art.

Le président de l'Otraco a annoncé en outre qu'un projet de dédoublement de la voie ferrée Matadi-Léopoldville est à l'étude.

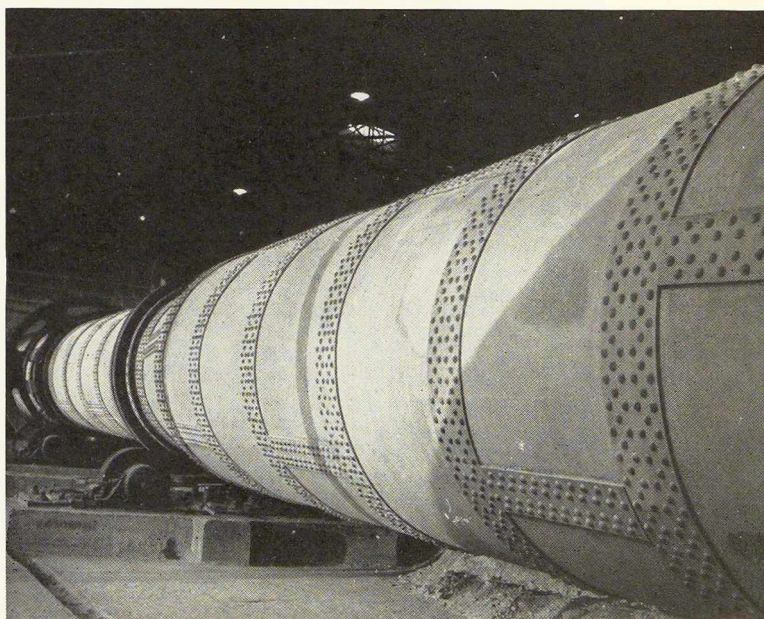


Fig. 1. Parc à tôles et pont-portique de 3 t dans les installations de la Société Chanic à Léopoldville, qui assure le montage et la réparation des bateaux utilisés sur le fleuve Congo.

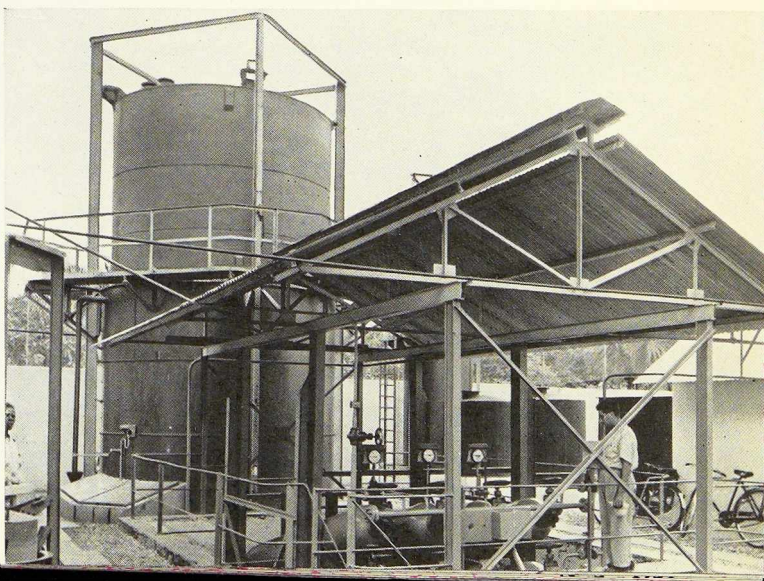
Photo C. Lamote.

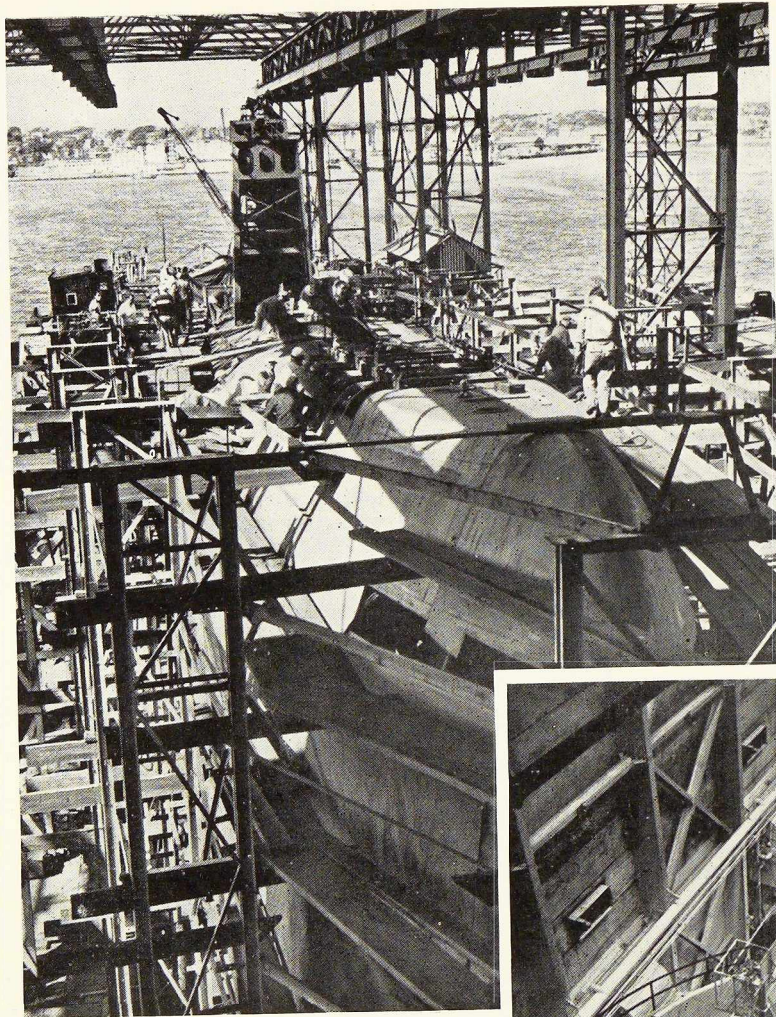
Fig. 2. Société Cimenkat à Lubudi (territoire de Bukama). Vue du grand four cylindrique assurant la cuisson de la pâte, d'où elle sort sous forme de clinkers.

Photo E. Lebied.

Fig. 3. Gazomètre et bonbonnes d'hydrogène devant servir à l'hydrogénation des huiles végétales à l'usine « Colohuile » à Léopoldville.

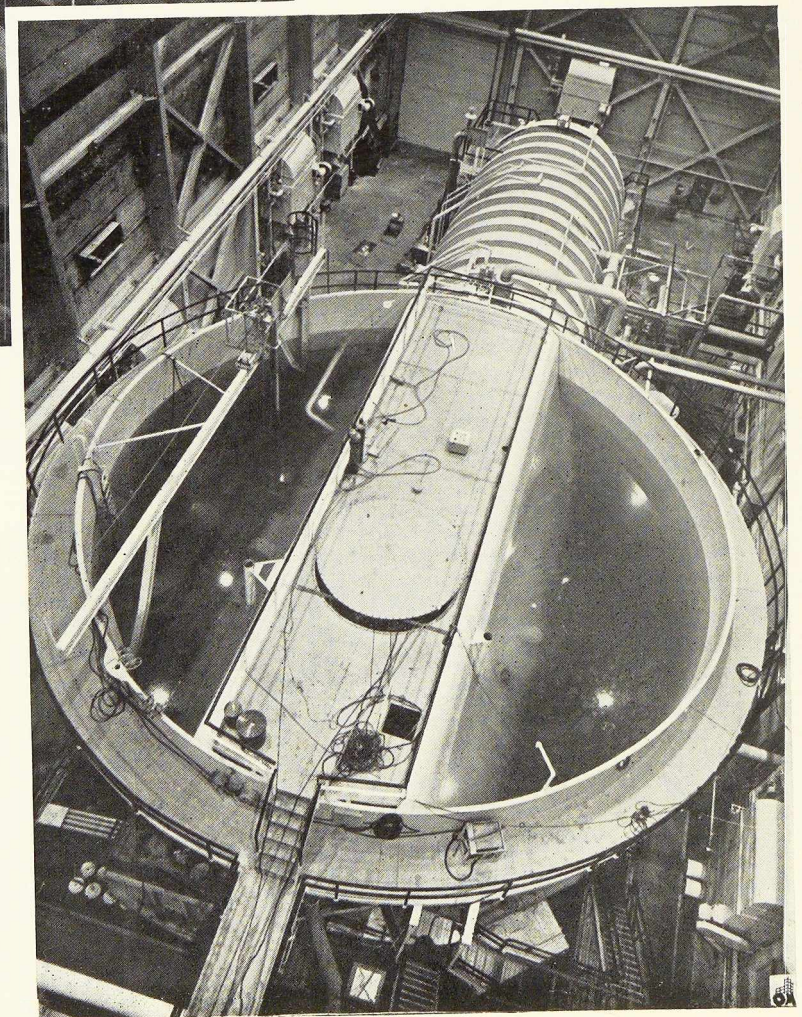
Photo J. Mulders. — Documents C. I. D.





Photos « International News ».

Le 1^{er}
sous-marin
atomique
a été lancé
aux Etats-Unis



Deux vues montrant le premier sous-marin atomique « Nautilus » lancé à Groton, dans le Connecticut (U. S. A.), le 21 janvier 1954. Le nouveau sous-marin est capable d'effectuer une croisière autour du monde sans refaire son plein de combustible. Il sera propulsé par un réacteur atomique qui se compose essentiellement d'un coffre en zirconium qui contient l'uranium 235.

La chaleur dégagée par la fission ralentie de l'uranium sera employée pour chauffer une turbine à vapeur, laquelle actionnera les hélices du sous-marin.

Le « Nautilus » a 100 m de longueur et près de 3 000 t en plongée. Sa vitesse atteindra 30 à 35 nœuds. L'équipage du sous-marin sera de 95 hommes.