

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

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

38, boul. Bischoffsheim, Bruxelles - Téléph. : 17.16.63 (2 lignes)

Chèques post. : 340.17 - Adr. télégr. : « Ossature-Bruxelles »

12^e ANNÉE

N^o 10

OCTOBRE 1947

S O M M A I R E

Le nouveau Cabinet des estampes de la Bibliothèque Nationale à Paris	401
Le relevage du pont de Pyrimont	409
Construction du pont Arpád, sur le Danube à Budapest, par Ch. Széchy	413
Château d'eau sphérique	424
La reconstruction du viaduc de Caronte (France)	427
Règles pour le dimensionnement des assemblages et liaisons par rivets et boulons	434
CHRONIQUE : Translation des cendres de John Cockerill. - Le marché de l'acier pendant le mois d'août 1947. - Travaux de la jonction Nord-Midi. - Il y a dix ans. - Conférence de M. R. A. Nihoul. - Mort du baron Victor Horta.	442
BIBLIOTHÈQUE	446
BIBLIOGRAPHIE	448

COUVERTURE : La photographie de la couverture représente le château d'eau sphérique construit pour le Tam O'Shanter Golf Club.

ABONNEMENTS 1947 (11 numéros) :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : 160 francs belges.

France et ses Colonies : 700 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^o 1760.73).

Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions : 8 dollars, payables à M. Léon G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxemburg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

Autres pays : 280 francs belges.

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

PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 20,- ; France : francs français 80,- ; autres pays : francs belges 35,-.

DROIT DE REPRODUCTION :

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

ABONNEMENTS

1948

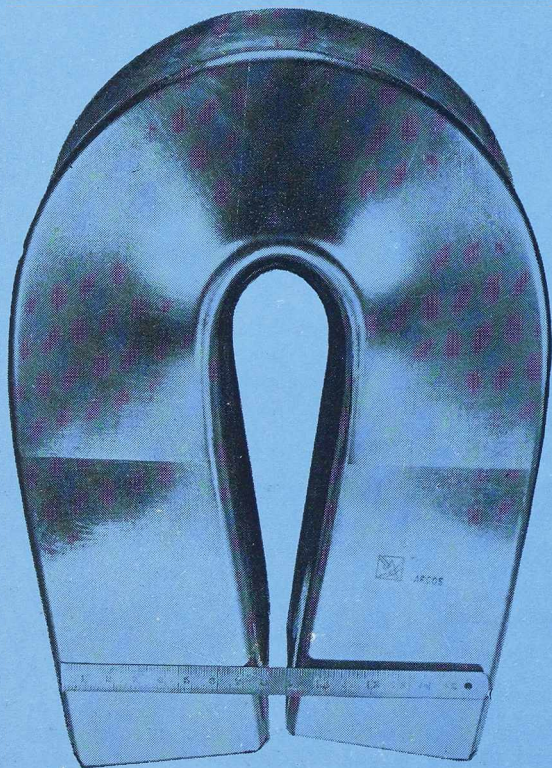
VOIR CONDITIONS

page 438

BIBL. UNIV.
GENEVE

Soudure

de qualité!



Re : 34-40 kg/mm²

R : 45-49 kg/mm²

A 5d : 25-31 %

ρ : 8-10 kg/cm²

la Stabilend formule 1946



ARCOS

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGENE, S.A.

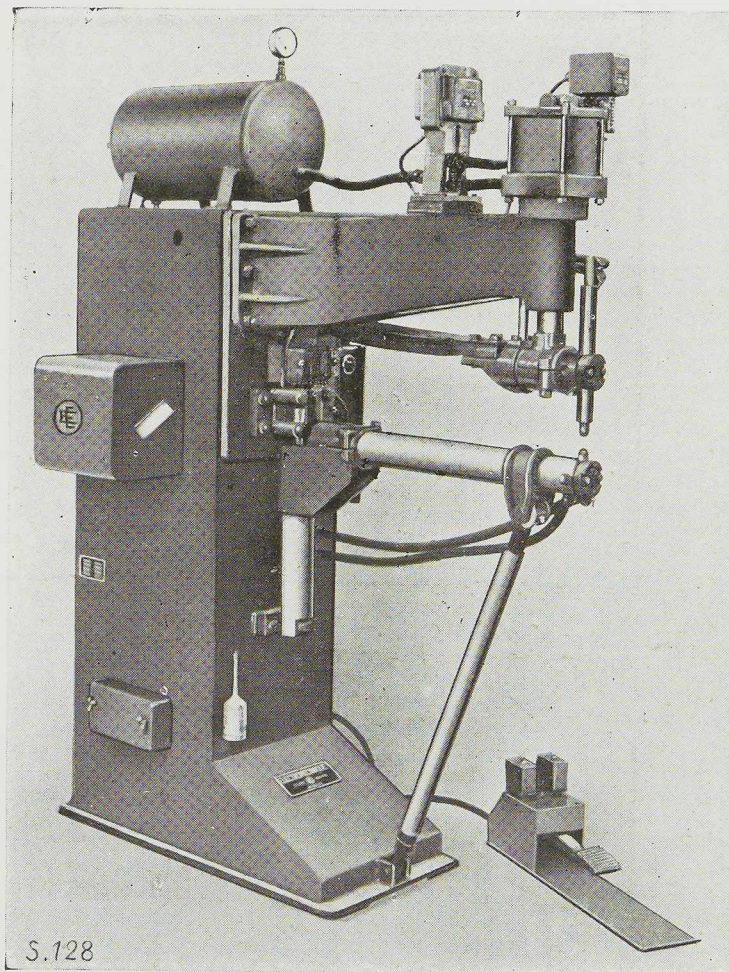
58-62, RUE DES DEUX-GARES

TÉLÉPHONE : 21.01.65

BRUXELLES

SOUDURE PAR RESISTANCE

POUR TOUTES
APPLICATIONS
DE SOUDURE
ELECTRIQUE
PAR RESISTANCE
CONSULTEZ-NOUS



SOUDEUSE AU POINT 50 kVA

Un procédé de soudure pour chaque problème



S.A.

ELECTROMECHANIQUE

BRUXELLES

19-21 RUE LAMBERT CRICKX - TEL. 21.00.65 - TELEGR. ELECTROMECHANIC

BIBL. UNIV.
GENT

CITOFIXE

UNE ELECTRODE IDEALE POUR LE
SOUDAGE A L'ARC DES TOLES MINCES ET CHARPENTES LEGERES

DOCUMENTATION ET ECHANTILLONS SUR DEMANDE

SOUDOMETAL

SOCIETE ANONYME

CHAUSSÉE DE RUYSBROECK, 83 — FOREST-BRUXELLES — TÉL. : 43.45.65

NOS SPÉCIALITÉS :



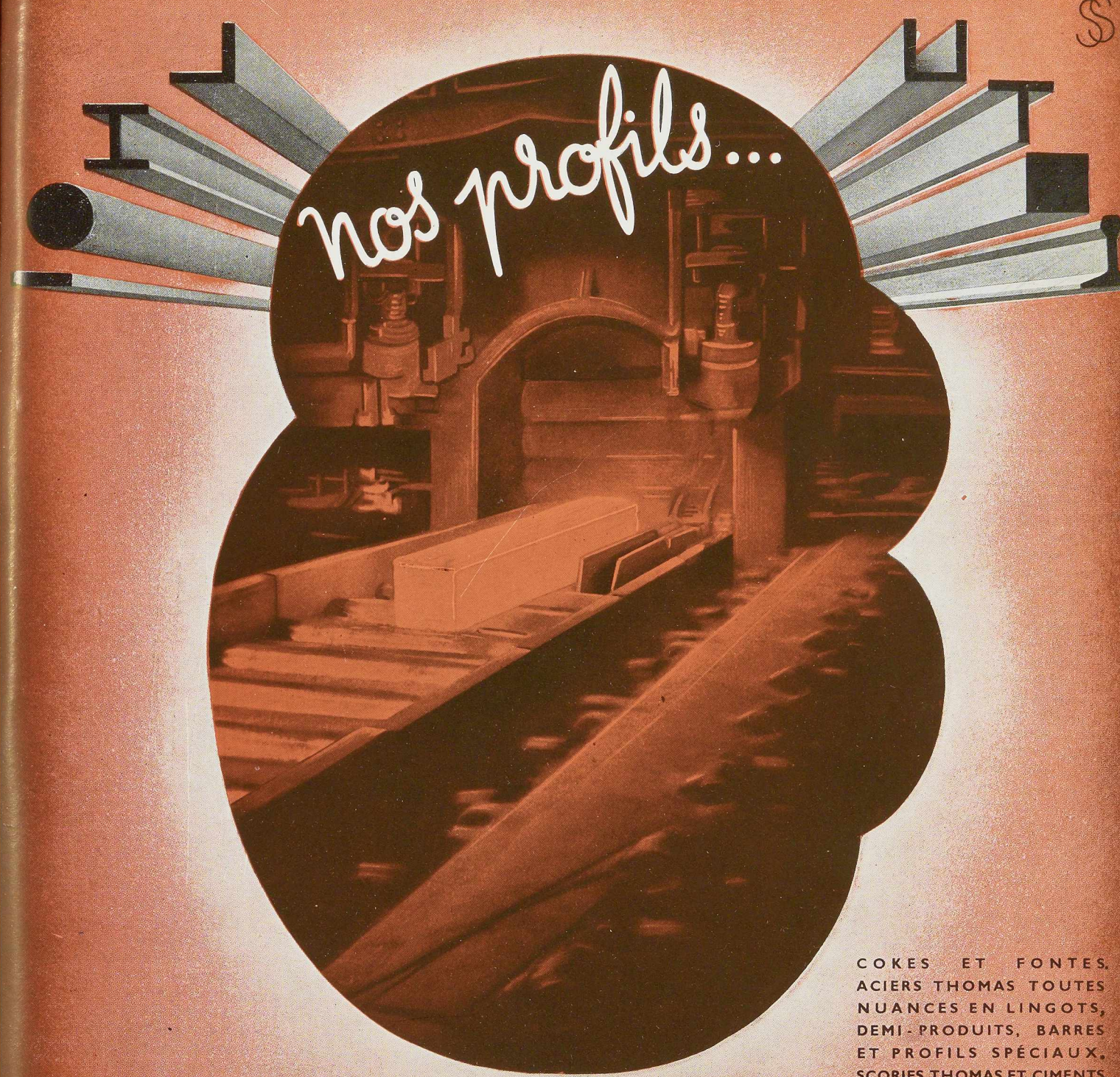
Brides de tuyauteries pour hautes pressions
Tôles et accessoires galvanisés
Emboutis lourds et moyens
Ressorts - Am'Acier - Pièces en acier moulé
et pièces forgées (brutes et parachevées)

LES ATELIERS MÉTALLURGIQUES S.
A.
NIVELLES

USINES A NIVELLES - TUBIZE - LA SAMBRE - MANAGÉ

Locomotives - Tenders - Wagons - Voitures - Ponts - Grues - Charpentes

S



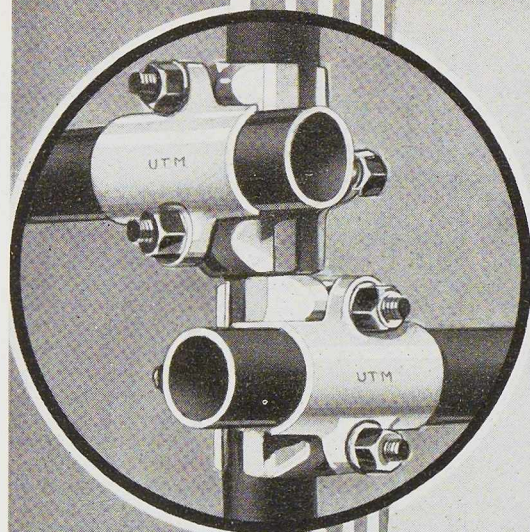
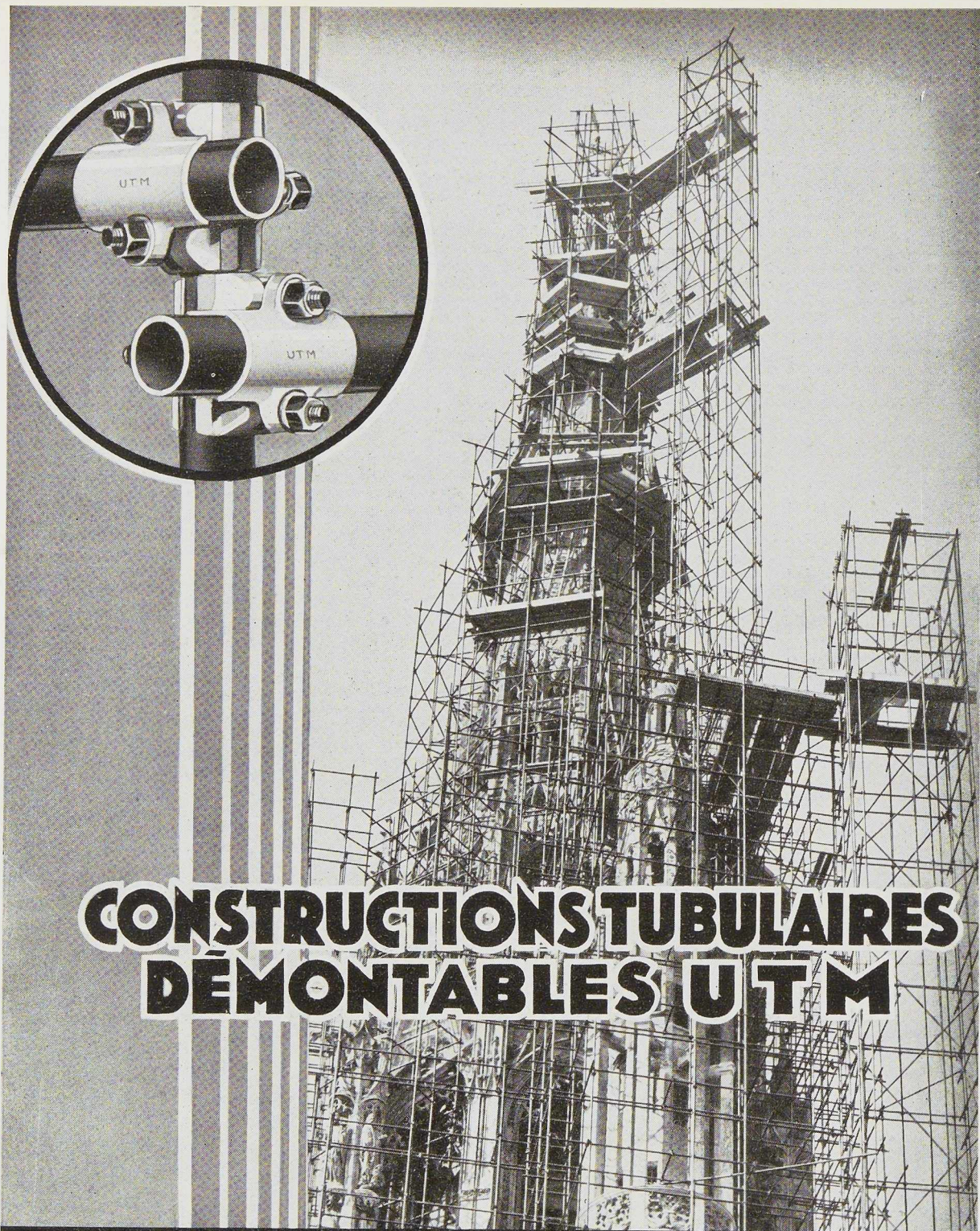
nos profils...

COKES ET FONTES,
ACIERS THOMAS TOUTES
NUANCES EN LINGOTS,
DEMI-PRODUITS, BARRES
ET PROFILS SPÉCIAUX,
SCORIES THOMAS ET CEMENTS.

SOC. AN. DES HAUTS-FOURNEAUX FORGES & ACIERIES DE
THY-LE-CHATEAU & MARCINELLE

MARCINELLE : TÉL. CHARLEROI 122.93 • TÉLÉGR. WEZMIDI-CHARLEROI

Studio-Simar



CONSTRUCTIONS TUBULAIRES DÉMONTABLES UTM

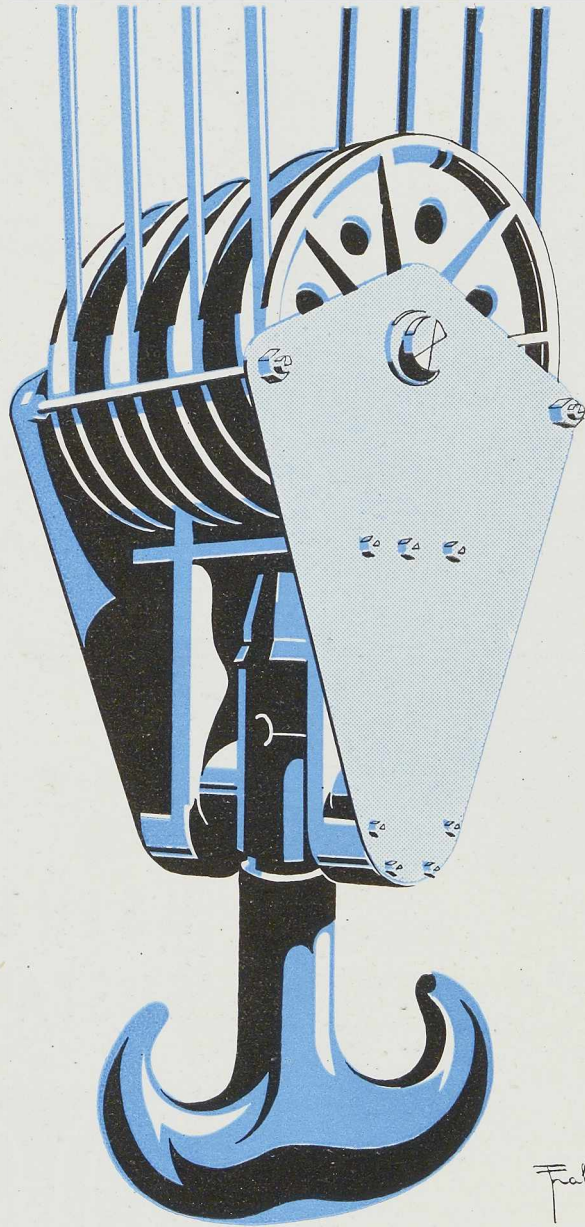
USINES A TUBES DE LA MEUSE

ST.È AME FLÉMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO

LE TITAN ANVERSOIS

H O B O K E N . L E Z . A N V E R S



Fisher

TOUS APPAREILS DE LEVAGE

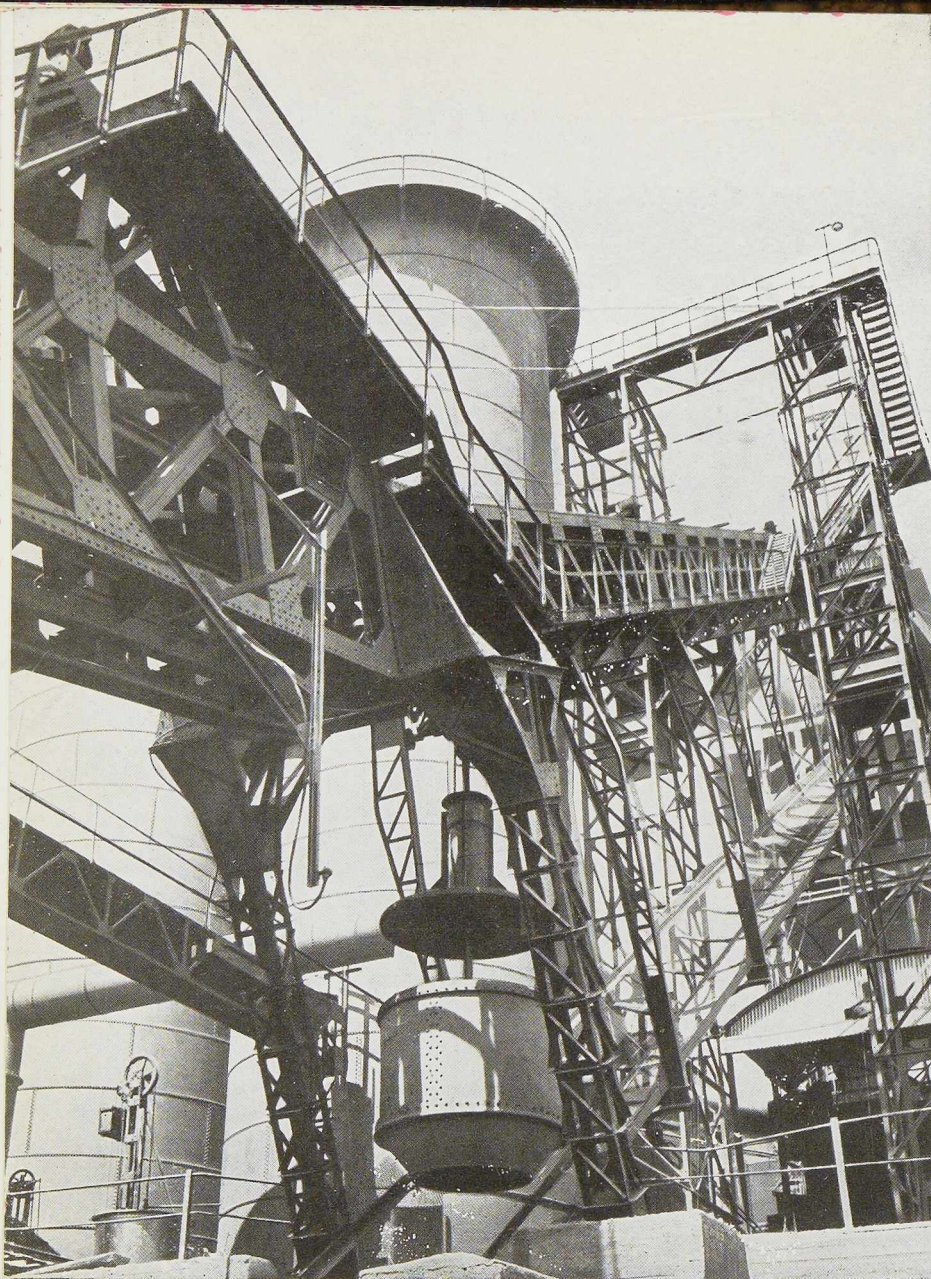


PHOTO W. KESSELS

S. A. USINES GUSTAVE BOËL
LA LOUVIERE (BELGIQUE)

Téléphones : 522, 525, 532, 1133 L. L. — Télégrammes : BOËL, LA LOUVIERE

FOURS À COKE

Cokes : industriels et domestiques. Goudron. Sulfate d'ammoniaque. Huiles légères, etc.

HAUTS FOURNEAUX

Fontes.
Laitiers granulés et concassés.

ACIÉRIES

Bessemer. Thomas. Martin.
Electrique. Aciers ordinaires et spéciaux. Aciers à ressorts.
Scories Thomas.

LAMINOIRS

Rails. Eclisses. Poutrelles I, U, L, T, etc. Tôles lisses. Tôles striées. Tôles à larmes. Larges plats. Aciers marchands. Verges droites. Fil machine. Demi-produits.

FORGES

Bandages et essieux. Pièces de grosse forge. Aciers pour matrices.

FONDERIES

Pièces en fonte et en acier. Grosses pièces jusqu'à 25 T. Cuvelages pour puits de mines.

ATELIERS DE PARACHÈVEMENT

Usinage de pièces de fonte et d'acier. Trains montés pour voitures, wagons et locomotives.

BOULONNERIES

Boulons. Crampons. Tirefonds et rivets.

**USINES
GUSTAVE**

BOËL

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

12^e ANNÉE - N° 10

OCTOBRE 1947

Le nouveau Cabinet des estampes de la Bibliothèque Nationale à Paris

Architecte : Michel Roux-Spitz.

Les problèmes posés par l'accroissement continu d'une bibliothèque se révèlent tout particulièrement délicats à résoudre pour la Bibliothèque Nationale à Paris. Cette bibliothèque est, en effet, composée d'un ensemble de bâtiments anciens formant un vaste quadrilatère délimité par quatre rues, ce qui empêche toute possibilité d'extension. Le passé historique de ces bâtiments et le respect que l'on doit à ces vieilles demeures interdisent toute modification à l'architecture extérieure, d'ailleurs protégée par des servitudes et des règlements.

Malgré ces difficultés, depuis 1934, sous l'impulsion de l'Administrateur général M. Julien Caïn, de nombreux travaux d'agrandissement et d'aménagement ont été réalisés à la Bibliothèque Nationale, soit en créant de nouveaux magasins en sous-sol, soit en utilisant les espaces laissés libres et les cours, soit enfin en transformant l'intérieur de certains bâtiments et en leur donnant une utilisation plus rationnelle.

C'est ainsi que, successivement, le département des imprimés a été doté de vastes magasins en sous-sol, puis le département des manuscrits, à son tour, a été modernisé et, tout récemment, on a pu inaugurer le nouveau cabinet des estampes dont les travaux, commencés en 1938, avaient été interrompus par la guerre.

Le cabinet des estampes forme, à lui seul, une vaste bibliothèque complète avec ses salles de lecture, ses magasins et ses services divers (bureaux, réserve, collage, encadrement, etc.); il constitue un ensemble conçu sur un plan très nouveau et de réalisation très moderne.

La consultation des estampes demande un bel éclairage uniforme, sans violence comme sans ombre. Pour obtenir ce résultat, l'architecte M. Michel Roux-Spitz a eu l'heureuse idée de situer la grande salle de consultation à la partie supérieure du bâtiment au-dessus des 8 étages de magasins. Un plafond vitré, placé sous une toiture en sheds métalliques, avec vitrages orientés au Nord, distribue à cette magnifique salle un éclairage naturel sans ensoleillement, l'éclairage nocturne étant obtenu indirectement par des projecteurs placés au-dessus du plafond vitré et éclairant les sous-faces des sheds.

Le nouveau bâtiment se présente comme un bloc compact de magasins surmonté par la salle publique de consultation. Les magasins, dont l'ensemble apporte au nouveau Cabinet 6.500 mètres de rayonnage, occupent huit étages consécutifs de 2^m35 de hauteur, depuis un troisième sous-sol, à 7^m50 en contrebas du sol, jusqu'au plancher de la salle publique. En surface, ils couvrent la totalité du terrain dans les trois sous-sols, et les deux tiers de celui-ci dans le rez-de-chaussée et les étages, abandonnant aux services de l'atelier de collage et de la réserve les locaux largement éclairés en bordure de la cour de l'administration. Une courette de ventilation contre le mur longitudinal du magasin central des imprimés, et des croisées réservées dans la nouvelle façade construite sur la rue des Petits-Champs, assurent au vaste volume des magasins un demi-jour et une ventilation naturelle en cas d'arrêt des installations mécaniques.



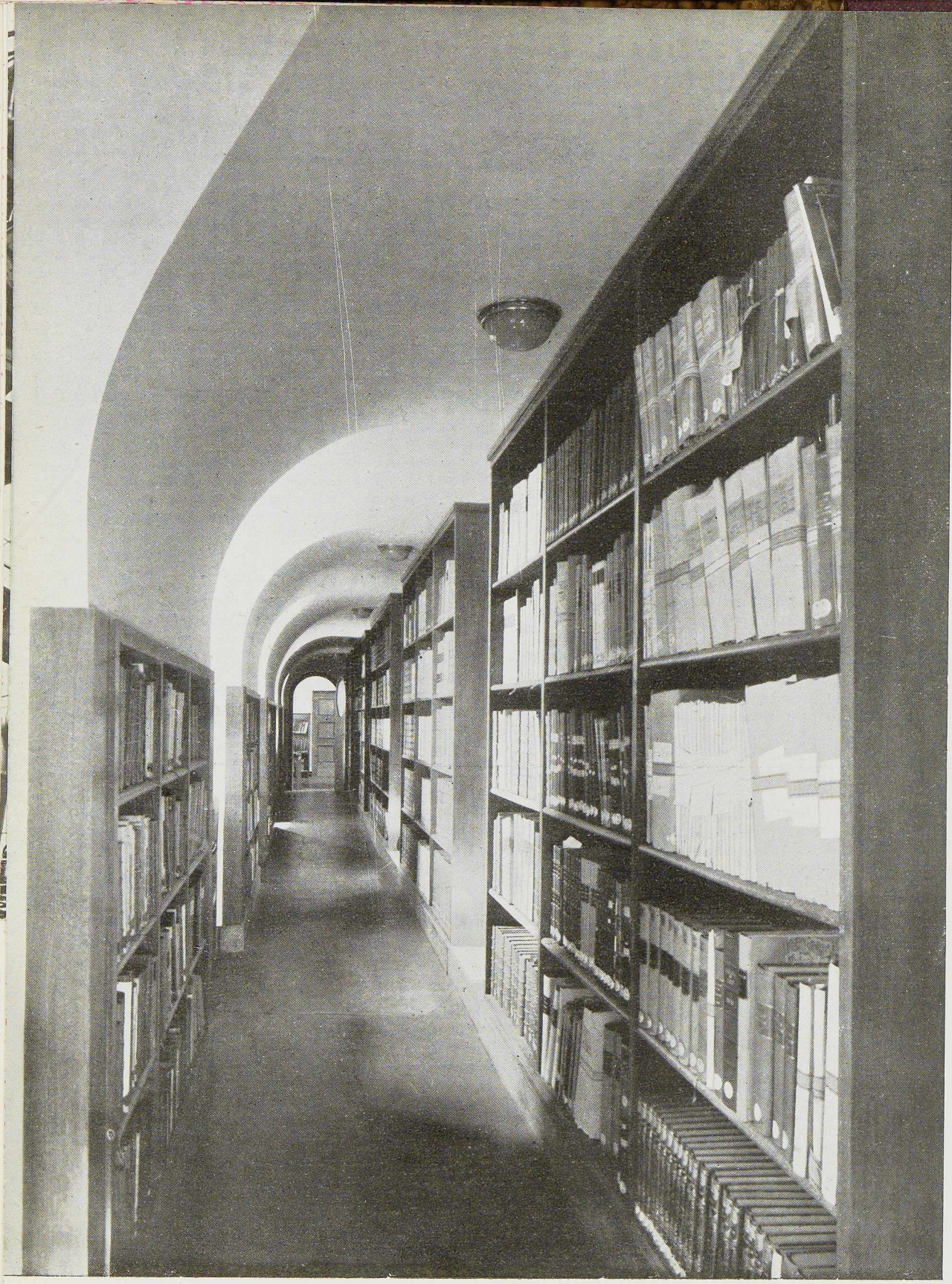


Fig
bil
au
Fig
co
Le
sp



(Photos Salaün.)

Fig. 492 (à gauche). Galerie de liaison sous comble longeant les bureaux des bibliothécaires et dont l'utilisation rationnelle a été poussée au maximum sans aucune transformation du mur extérieur.

Fig. 493 (en haut). Magasin des grands formats installé au dernier étage et communiquant directement avec la nouvelle Salle publique de Consultation. Les meubles et casiers métalliques sont établis à la demande du programme spécial de chaque service.



Fig. 494. Charpente métallique en sheds de la grande salle de lecture en cours de montage.

(Photo Vizzavona.)

La liaison entre les huit niveaux et la salle publique de consultation se fait par deux groupes, escaliers de service et monte-charges, placés aux extrémités Nord et Sud des magasins.

Les parties publiques sont desservies par trois vestibules d'honneur (avec grand escalier et ascenseur), dont les niveaux correspondent à ceux des étages monumentaux de la Bibliothèque. Le vestibule du rez-de-chaussée s'ouvre au bout de la galerie Mansart, qui est devenue la galerie d'accès au nouveau département; le vestibule du premier étage au niveau de la galerie Mazarine, donne accès à la nouvelle salle de la réserve et à son antichambre, la chambre de Mazarin. Ce vestibule desservira plus tard la section de géographie installée dans l'aile centrale de l'hôtel Tubeuf, entre cour et jardin.

On accède à la nouvelle salle publique de consultation par le vestibule du second étage.

Les magasins

L'ossature du nouveau bâtiment a été établie en fonction des casiers à livres qu'elle a à supporter. L'alternance de casiers hauts et de casiers bas, demandée par les conservateurs, a été appliquée à l'ensemble des magasins. Ces dispositions

étaient imposées par le format et le poids parfois considérable des albums qui peuvent ainsi être immédiatement déposés et, au besoin, consultés, par le fonctionnaire, avant d'être transportés en chariot. Elle a nécessité une ossature plus espacée que dans les magasins de livres (3^m65 d'axe en axe, au lieu de 1^m80 ordinairement), et une épaisseur plus forte des dalles du plancher dans les circulations (0^m20 au lieu de 0^m12 ou 0^m15).

Des poteaux étroits incorporés dans les casiers hauts reçoivent les bandes du plancher plus fortement armé pour former poutres de grande résistance. La charge des ouvrages dans la hauteur de huit étages est ainsi reportée à la partie inférieure de la construction sur un radier général.

Entre les lignes des casiers hauts, la dalle du plancher n'a à porter que les charges des tables casiers et des chariots de circulation.

La menuiserie et le rééquipement des magasins sont entièrement métalliques, réalisés en tôle d'acier laminé à froid, et revêtus d'une peinture émail cuite au four à haute température.

Les casiers ont été étudiés en tenant compte du confort et des soins que l'on doit donner à des ouvrages de valeur, en s'attachant à toutes les questions relatives aux problèmes de classement,



Fig. 495. Charpente métallique en cours de montage; au premier plan, l'ancienne charpente remplacée ultérieurement, en conservant les lucarnes.

(Photo Vizzavona.)



de communications, de manutention et de conservation des livres. Ils comportent des montants pleins à double paroi, pour permettre le passage de toutes les canalisations de chauffage, d'électricité, extincteurs automatiques d'incendie, etc. Ils sont montés sans vis ni boulons, les pièces s'emboîtant de telle sorte qu'on pourrait démonter ces casiers pour les employer ailleurs, même avec d'autres combinaisons. Les tablettes courantes mobiles sont constituées par des barres en tôle pliée, assurant une ventilation constante entre les ouvrages.

Pour les albums de grand format, le classement horizontal se fait à plat sur des tablettes formées d'un certain nombre de rouleaux sur lesquels les couvertures roulent, et, par conséquent, ne risquent pas de s'écorcher. La cote de 1^m20 a été adoptée pour la largeur des casiers hauts qui sont doubles. La hauteur d'étage est de 2^m35 et a été fixée pour laisser une hauteur libre de casier de 2^m10 au-dessus d'une plinthe de 0^m25. Les tables casiers ont 0^m75 de largeur; elles sont entièrement métalliques, avec dessus en linoléum.

Salle publique de consultation

Si l'on considère la position de la salle publique

par rapport aux magasins, la solution qui paraît la meilleure est celle qui place cette salle immédiatement au-dessus des magasins; elle a été adoptée par plusieurs bibliothèques étrangères, telle la Public Library de New-York. Cette disposition permet des liaisons faciles et plus rapides que les liaisons horizontales, grâce aux moyens mécaniques : monte-livres et monte-charges. Elle répond particulièrement aux besoins d'une salle de consultation d'estampes, qui exige le maximum de lumière; le plafond vitré général placé au-dessous d'une toiture en shed, avec vitrages orientés au Nord, procure à celle-ci un éclairage naturel optimum, sans ensoleillement.

L'ossature métallique a été adoptée pour le dernier étage à cause de sa légèreté et parce qu'elle a permis d'obtenir de plus grandes surfaces vitrées. Dans le cas particulier de ce bâtiment, ce mode de construction a, en outre, rendu plus facile le soutien des anciennes couvertures conservées.

La nouvelle salle a une superficie de plus de 200 m². Elle peut recevoir soixante lecteurs. Elle est dominée, sur deux faces, par neuf bureaux de bibliothécaires, qui sont ainsi en contact avec le public, et dont la surveillance s'exerce facilement.

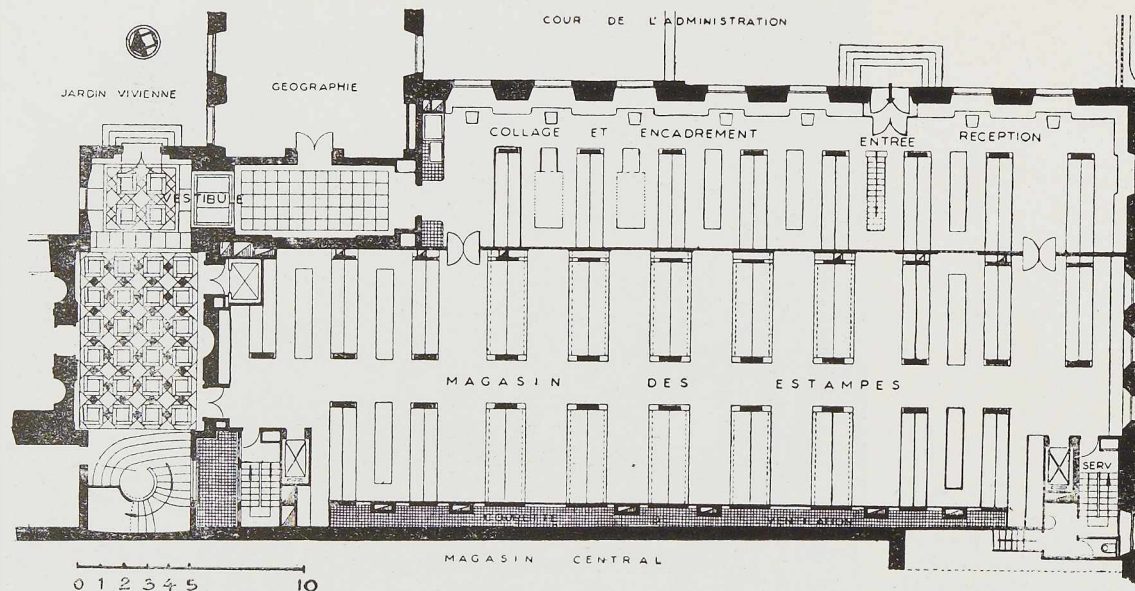


Fig 496. Plan du rez-de-chaussée :
Nouveau vestibule d'accès à l'extrémité de la Galerie Mansart (à gauche),
Magasin des estampes et Atelier de collage et d'encadrement (le long de la
cour de l'Hôtel Tubeuf).

Fig. 497. Plan du 3^e étage :
Nouvelle salle de consultation des estampes, Magasin des grands formats,
Cabinet du conservateur et Bureaux des bibliothécaires.

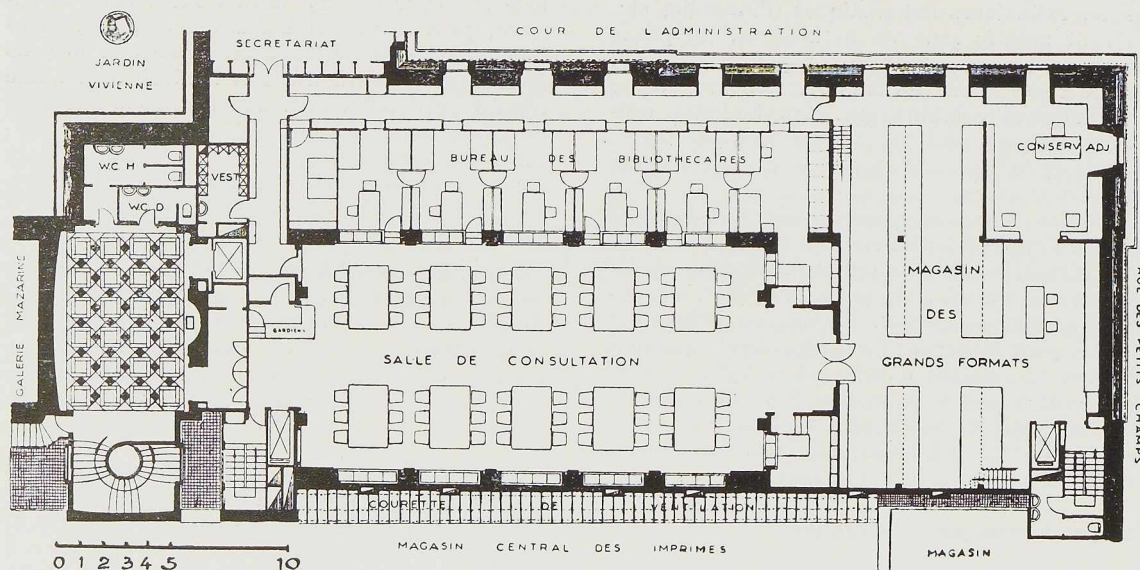




Fig. 498. Nouvelle Salle de Consultation des Estampes. On note le fort bel éclairage.

(Photo Salaün)

Les ouvrages de références sont disposés dans des pupitres au pourtour de la salle.

Les murs et les piliers métalliques, revêtus de pierre d'Hauteville polie, donnent à l'ensemble une tonalité blonde sur laquelle se détache le mobilier de ton palissandre.

Les tables et les pupitres ont été spécialement étudiés pour la consultation des grands albums. Un bureau pour le conservateur est aménagé à l'extrémité de la salle, dans le comble du pavillon d'angle de l'hôtel Tubeuf.

Un magasin pour les volumes de grand format, difficilement transportables dans les étages, a été installé au niveau de la salle de consultation, du

côté de la rue des Petits-Champs. Il comporte deux étages de casiers et tables-casiers avec tablettes à rouleaux.

Les services et les installations techniques

L'atelier de collage, de montage et d'encadrement est aménagé au rez-de-chaussée, en façade sur la cour de l'administration, avec accès privé sur cette cour. Des tables de travail et des bacs de lavage sont installés devant les fenêtres. L'atelier de photographie du département est installé sous comble vitré, au-dessus du vestibule de la salle publique. Les services sanitaires compren-

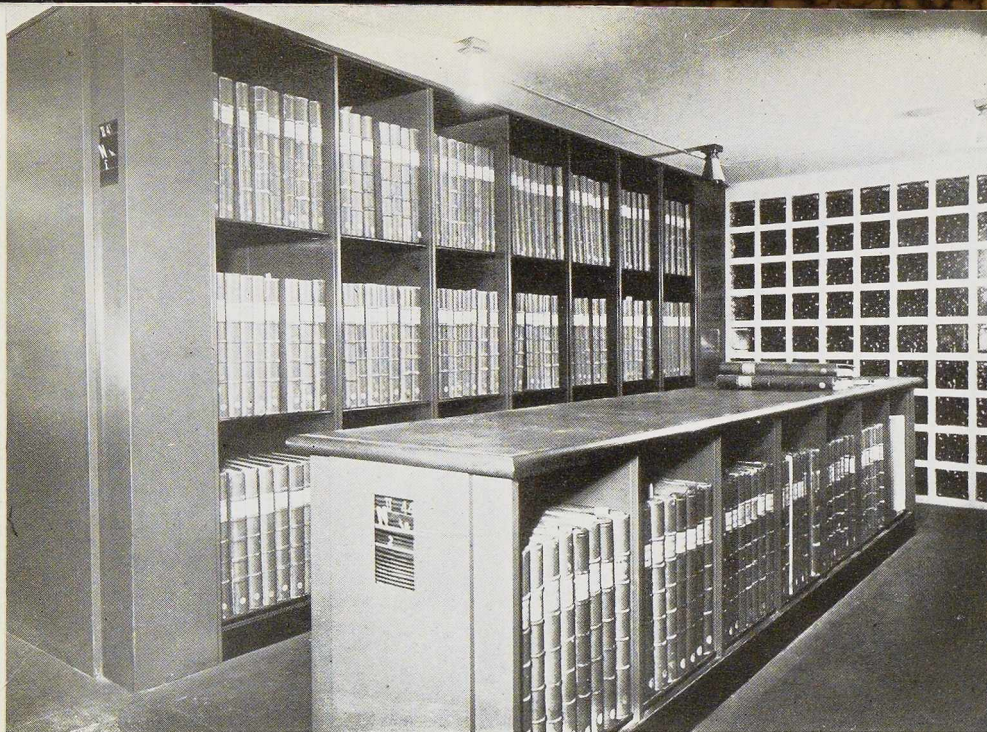


Fig. 499. Alternance de casiers toute hauteur et de casiers bas formant table de consultation immédiate.

nent un groupe de lavabos W. C. publics au second étage; des vestiaires et des lavabos W. C. pour le personnel aux différents niveaux de l'escalier de service du côté de la rue des Petits-Champs.

Les postes à incendie sont placés sur les deux paliers des différents magasins. Toutes les installations techniques modernes, dont avaient été dotés les autres départements au cours des travaux d'aménagement, se retrouvent dans le nouveau bâtiment : liaison par tubes pneumatiques avec les services du secrétariat et du courrier, détection automatique et protection contre l'in-

condie par projection CO_2 , chauffage par le sol du vestibule, des salles publiques et des bureaux, ventilation avec conditionnement d'air et régulation automatique du chauffage dans l'ensemble des locaux.

Les rayonnages métalliques, toute la charpente intérieure, les sheds et les lanterneaux du dernier étage, ainsi que les tables-casiers ont été fournis par les Etablissements Baudet, Donon et Roussel.

BIBLIOGRAPHIE :

R. Oddos, *Le Nouveau Cabinet des Estampes de la Bibliothèque Nationale* (*L'Architecture française*, n° 63, 1946).



Fig. 500. Casiers métalliques installés dans les magasins.
(Photos Salaün.)
(Clichés *L'Architecture française*.)



Fig. 501. Le pont de Pyrimont (France) avant son relevage.

Le relevage du pont de Pyrimont

Dispositions générales et état après destruction

Le pont de Pyrimont, situé à proximité de la frontière suisse, en France, sur la ligne de Genève à Lyon, comprend deux ponts identiques à simple voie à trois travées : deux travées latérales de 21^m70 pesant chacune 50 tonnes et une travée centrale de 53^m00 de portée, pesant 200 tonnes.

La profondeur du ravin franchi est de 35 mètres au-dessous du niveau des rails. La travée centrale, par suite d'une explosion de mines, s'est effondrée sur les vestiges d'anciennes piles intermédiaires. Ces piles avaient été construites avant le pont métallique, et devaient faire partie d'un viaduc en maçonnerie dont la construction avait dû être abandonnée. Le pont métallique, existant avant la guerre, franchissait le ravin d'une volée.

Lorsque les ingénieurs chargés des travaux de reconstruction sont venus constater les dégâts après l'explosion, ils ont vu que la vieille pile du milieu s'était effritée sous le choc et que, de ce fait, la poutre principale aval du pont aval avait perdu tout point d'appui et n'était retenue que par les entretoises qui la reliaient à l'autre poutre. En outre, l'explosion avait déplacé les ponts vers l'aval. Seule l'extrémité de droite était restée dans l'axe de la voie.

Les membrures supérieures des poutres principales, ainsi que les longerons et le tablier, s'étaient plantés sur l'ancienne pile de gauche, et les ponts y prenaient appui pour exercer une forte poussée horizontale contre la grande pile de droite.

Un examen méticuleux ne fit que confirmer les craintes des ingénieurs au sujet de la stabilité

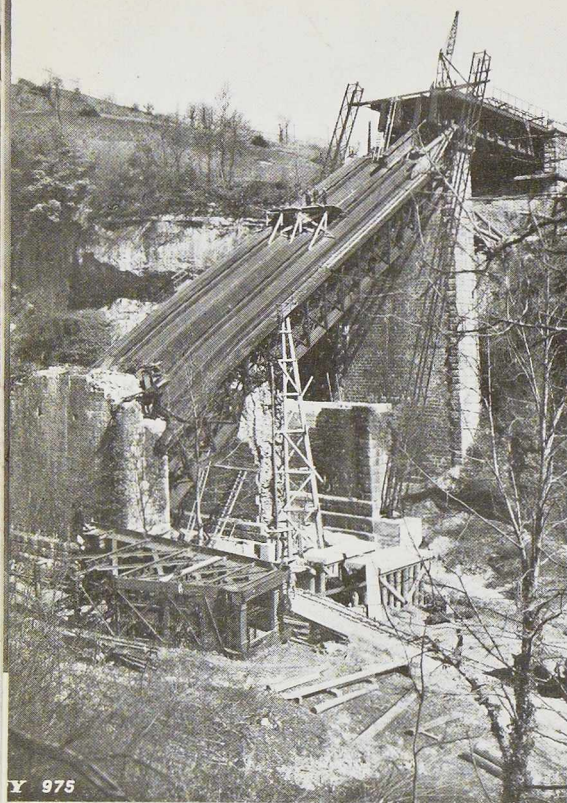


Fig. 502. Préparation du chantier. Montage des deux pylônes légers dont l'un, d'une hauteur de 40 mètres, s'appuie sur une fondation en béton et l'autre, d'une hauteur de 32 mètres, sur la pile centrale. Les rapports d'élançement des pylônes constitués chacun par 4 fers HN12 et H14 valent respectivement 80 et 64.

des ouvrages. Le seul appui vertical du pont aval se trouvait là où la poutre principale amont reposait sur l'ancienne pile centrale. Ce point d'appui était désaxé par rapport au centre de gravité. Un freinage dynamique brutal avait coincé, en un équilibre précaire, l'ouvrage entre la pile de rive et la pile centrale ancienne.

Au cours des travaux préparatoires, les maçons signalèrent que la haute pile de droite présentait une fissure horizontale avec un vide d'environ 10 mm du côté de la travée centrale, au second tiers de sa hauteur. Heureusement, la forme du terrain permettait d'étayer dans de bonnes conditions la pile horizontalement. Une fois les ponts relevés, la fissure s'est refermée.

Système de levage

Les figures 502, 503, 504 et 505 montrent les installations réalisées : deux pylônes légers dont l'un vient s'appuyer sur la pile centrale et l'autre sur une fondation en béton. Ceux-ci portent une traverse en fers profilés. Le tout est calculé pour le poids d'une travée de 100 tonnes environ après le découpage des parties inutilisables. Deux moufles à câble d'une force de 50 tonnes chacun suspendus à la traverse et actionnés par deux treuils électriques doivent lever les ponts l'un après l'autre au moyen d'un balancier pivotant librement dans tous les sens. Les points d'attache du balancier sont choisis de façon telle qu'après découpage des pièces non réutilisables de chaque pont, le centre de gravité de la partie restante se trouve directement sous le balancier. On a même prévu du lest pour le cas où le centre de gravité réel aurait différé de celui déterminé par le calcul. Les pylônes élancés, d'une hauteur de 40 et 32 mètres, sont constitués chacun par 4 fers Hx 12 et 14 écartés de 1.000 mm d'axe en axe et contreventés convenablement. Le rapport $\frac{l}{i}$ est de $\frac{40^m00}{0^m50} = 80$ pour le pylône de 40 mètres.

La construction de la traverse est étudiée de façon que la suspension des moufles et leur déplacement après le levage du pont amont pour la manœuvre du pont aval ne présente pas de difficultés. La plus grande attention est vouée aux contreventements. Toutes les attaches sont boulonnées avec un jeu normal dans les trous.

Les figures 503 et 504 montrent de quelle façon le portique, composé de deux pylônes et de la traverse, est retenu au moyen de deux béquilles légères en treillis métallique fixées d'un côté à la traverse et de l'autre à la travée de rive. La béquille à l'aval sert de passerelle d'accès.

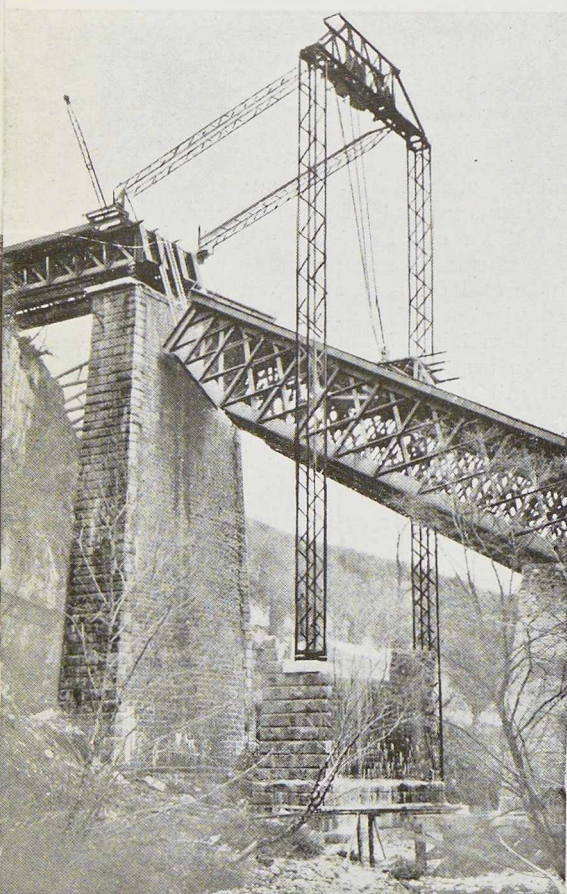


Fig. 503. Portique de relevage, calculé pour le poids d'une travée de 100 tonnes, et équipé de deux moufles à câble, à commande électrique, d'une force de 50 tonnes chacun; il est retenu par deux béquilles légères en treillis métallique fixées à la travée de rive et dont celle d'aval sert de passerelle d'accès.

Programme de relevage

Le programme de relevage adopté a été le suivant

a) Etayage et autres mesures de précaution pour prévenir les accidents avant et pendant le levage;

b) Installation du portique et des treuils;

c) Accrochage du pont amont et mise sous tension des câbles. Essais de la partie mécanique;

d) Dégagement de la pile en aval du pont. Le pont étant suspendu par son centre de gravité, la poussée horizontale doit disparaître;

e) Découpage des liaisons entre les deux ponts;

f) Découpage de certaines parties inutilisables, qui pourraient gêner les opérations futures;

g) Dégagement de la pile de droite;

h) Redressements successifs du tablier dans le sens transversal;

i) Détachement de la pile centrale, en découpant suffisamment de fers à l'aval;

k) Levage du pont à l'état fortement incliné, jusqu'à ce que l'extrémité droite se trouve au-dessus de la corniche;

l) Découpages et levages successifs en maintenant l'extrémité droite constamment au-dessus de la pile. Remise en état des surfaces d'appui;

m) Inclinaison du portique vers la pile par pivotement autour des pieds des pylônes, au moyen de deux vis spéciales;

n) Pose sur leurs appuis du pont central et de la poutre de la rive;

o) Montage d'un pilier central en bois pour recevoir le nouvel appui au milieu de la portée;

p) Renforcement du pont au droit de ce pilier;

q) Pose du pont sur le pilier en bois et réglage;

r) Lancement d'un pont auxiliaire du côté opposé (exécuté par une entreprise française);

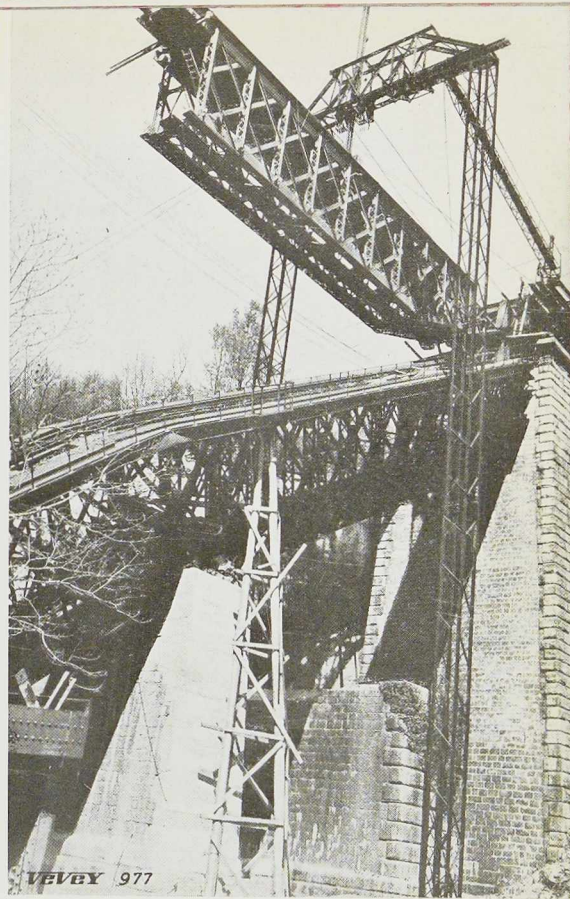
s) Pose de la voie et ouverture du trafic Genève-Marseille par Bellegarde;

t) Déplacement des moufles sur le portique pour le relevage du pont aval resté en place, selon le même processus que celui adopté pour le pont amont.

Exécution

L'exécution s'est déroulée conformément au programme indiqué ci-dessus. L'étayage aval a été exécuté en même temps que le montage des installations. Il comprenait un trépied en bois de 20 mètres de hauteur, un câble d'appui vertical en bois sur la pile centrale, deux consoles métalliques pour soutenir le pont aval au sommet de la grande pile. En outre, des échelles furent posées le long du pont. Grâce à ces précautions, et malgré les risques que représentait un tel travail, on n'a eu à déplorer aucun acci-

Fig. 504. Poutre amont, suspendue par un balancier de manière à avoir le centre de gravité situé exactement en dessous des palans, hissée au sommet du pilier, après avoir été levée inclinée pour que l'extrémité droite ne frôle pas la pile, et fixée par son extrémité à cette pile.



(Clichés Ateliers de
Constructions Méca-
niques de Vevey.)

Fig. 505. Partie amont de la pile en bois de sapin d'un volume de 500 m³; après relevage de la travée aval, elle sera complétée par la partie aval de la pile qui n'est pas encore construite, la place faisant défaut. Cette pile supporte d'une part la travée relevée et renforcée, et d'autre part un pont auxiliaire.

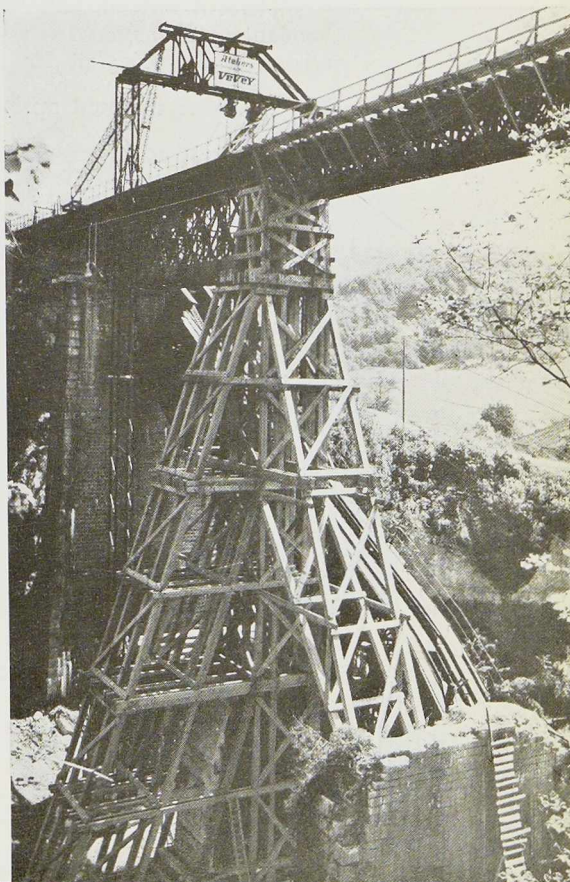
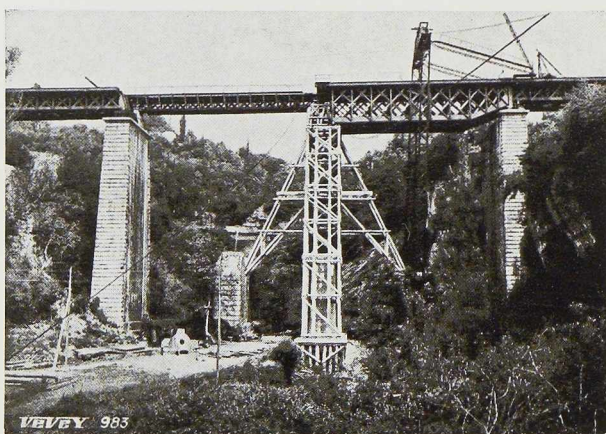




Fig. 506. Passage du premier train venant de Genève.

dent. Les pylônes ont été montés comme l'indique la figure 502, c'est-à-dire appuyés contre la pile. Dans cette position, la traverse et les deux béquilles ont été ajoutées et l'ensemble avançait progressivement, jusqu'à ce que le portique soit sensiblement vertical, puis le tout fut haubanné. Pendant ce temps, on fixait le balancier au pont amont et on préparait les treuils, les mouffes

Fig. 507. Vue du pont après l'achèvement des travaux.



et les câbles. Une fois que l'extrémité droite du pont a atteint la hauteur de la grande pile, les découpeurs pouvaient commencer leur œuvre destructrice, pour amener le pont dans sa position horizontale.

Le déplacement horizontal du portique au moyen de deux vis combinées avec le réglage des câbles n'a présenté aucune difficulté. Simultanément à ces travaux, une équipe française avait préparé sur l'autre rive un pont auxiliaire muni d'un bec de lancement. Malgré la pluie persistante, le lancement s'effectua rapidement; quinze jours après l'arrivée du pont dans sa position supérieure le trafic put reprendre sur cette ligne, d'une importance capitale pour le ravitaillement de la Suisse. Le 2 juillet 1944, les F. F. I. avaient réussi à faire sauter le pont après deux tentatives infructueuses, à l'approche d'un train militaire allemand. Le 3 mai 1945, le premier train d'essai passait sur le pont remis en état.

Les travaux ont été exécutés sous la direction de M. Tardy, ingénieur en chef à la S. N. C. F. et M. J. Trüb, ingénieur aux Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey, chargé de la reconstruction de l'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

J. TRÜB, *Le relevage du pont de Pymont* (Bulletin technique des Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey, n° 1, 1946).





Fig. 508. Pont Arpád sur le Danube à Budapest. Etat actuel des travaux.

Construction du pont Arpád, sur le Danube à Budapest

par Ch. Széchy,
Docteur ès Sciences,

Directeur du Service des Ponts-Routes au Ministère des Communications de Hongrie

Budapest, capitale de la Hongrie, est située sur les deux rives du Danube. Le développement de la ville (fig. 509) a exigé la construction de plusieurs ponts remarquables, franchissant le grand fleuve, venant successivement soulager le premier pont construit sur le Danube. Chacun de ces ponts constitue un ouvrage d'art remarquable, portant l'empreinte de l'époque de sa construction.

La figure 510 rassemble les ponts de Budapest les plus connus et les plus célèbres. Ce sont : le pont Elisabeth, pont suspendu à travée unique de 290 mètres, construit en 1903; derrière cet ouvrage se profile le pont Széchenyi, pont sus-

pendu de conception classique, construit en 1849; dans le fond, le pont Marguerite, ouvrage à tablier supérieur comportant des maitresses-poutres en arcs métalliques, achevé en 1876. La figure 515 montre, au premier plan, le pont de la place Boráros (anciennement pont Nicolas Horthy), ouvert à la circulation en 1937, et, au fond, le pont de la Liberté (anciennement pont François-Joseph) livré à la circulation en 1896, et reconstruit en 1946.

Tous ces ponts, représentant les travaux exécutés au cours d'une centaine d'années, ont subi de cruels dommages, ayant été détruits par les Allemands.

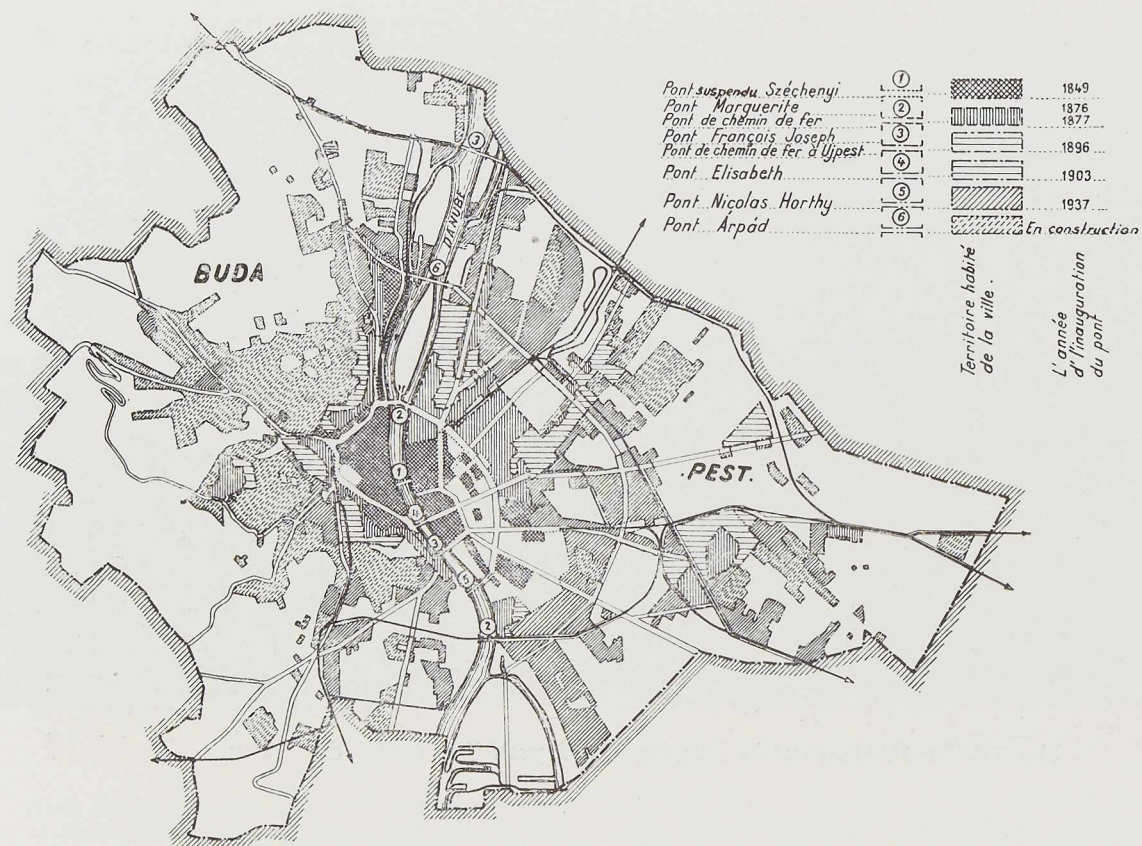


Fig. 509. Développement de la ville de Budapest, montrant l'ordre de succession de la construction de ses ponts.

Actuellement, le pont le plus récent de la ville est le pont Árpád, dont la construction était déjà décidée en 1908, et qui doit fournir une communication facile avec la partie Nord de la ville. L'absence de cette liaison se faisait sentir déjà depuis longtemps, et gênait considérablement la vie de cette partie industrielle de la cité. Les événements ont rendu impossible le commencement des travaux de ce pont avant 1938. Peu après, la seconde guerre mondiale éclatait et empêchait une fois de plus la continuation normale des travaux. Ce fut là presque une circonstance favorable, car la destruction de ce pont aurait obstrué le Danube, et aurait retardé considérablement l'achèvement de l'ouvrage.

La réalisation du pont Árpád a présenté de nombreuses difficultés; elles sont dues notamment à la grande largeur du fleuve à l'endroit du pont, ainsi qu'au manque d'un plan d'urbanisation des rives de la capitale.

Après de longues discussions, le projet du

service des ponts-routes au Ministère des Communications fut accepté. Il fut décidé de construire un pont franchissant les quatre bras du Danube, en ligne directe, et reliant les routes principales des deux rives. Cette solution nécessitait l'adoption d'une construction biaisée, en raison du fait que les piles devaient être dans le sens de l'écoulement des eaux. En vue d'éliminer les désavantages d'un pont biaisé, l'adoption des poutres continues à âme pleine à tablier supérieur se présenta comme la meilleure solution, à la fois du point de vue esthétique et économique.

Le nouveau pont est donné à la figure 511. Sa longueur totale est de 928 mètres et sa largeur atteint 27^m60. L'ouvrage couvre ainsi une surface de 26.000 m², ce qui le classe à la seconde place parmi les ponts européens, la première étant occupée par le pont de Storstrøm au Danemark⁽¹⁾.

(1) Voir *L'Ossature Métallique*, n° 12-1937.



Fig. 510. Vue générale de la capitale hongroise. Au premier plan le pont Elisabeth, derrière lequel se profile le pont suspendu Széchenyi.

Le pont se compose de quatre travées métalliques franchissant les bras du fleuve, ainsi que de deux viaducs d'approche en béton armé au-dessus des îles.

Le premier tronçon métallique franchit le quai, rive droite et un petit bras du Danube : il s'agit d'une construction continue à deux travées de respectivement 60 et 65 mètres de portée. Les trois appuis parallèles au lit du fleuve forment avec l'axe du pont un angle de $21^{\circ}40'$. Ce tronçon est suivi par un viaduc en béton armé passant au-dessus du lit du Hajógyár de 45 mètres de portée, prenant appui sur les culées du tronçon métallique adjacent.

Le second tronçon métallique est un ouvrage à poutres continues à quatre travées de $82 + 103 + 103 + 82$ mètres. Ce tronçon franchit tout le bras droit du Danube. Les appuis de cette construction forment avec l'axe du pont un angle de $8^{\circ}30'$. Au nord de l'île Sainte-Marguerite, se trouve un autre viaduc en béton armé de 90 mètres de longueur.

Le bras gauche du Danube est franchi par une

construction métallique continue à trois travées de $76 + 102 + 76$ mètres. Enfin, l'ouvrage est relié à la rive gauche par un pont métallique de 36^m90 de portée. Ces deux constructions forment avec l'axe de l'ouvrage un angle de $8^{\circ}30'$.

Tous les ouvrages métalliques ont été conçus dans le même esprit. Ils se composent de quatre maîtresses-poutres à âme pleine, distantes d'axe en axe de $7,25 + 6,30 + 7,25 = 20^m80$.

La hauteur des poutres est variable, les poutres étant pourvues de goussets au droit des appuis. L'entretoisement des maîtresses-poutres est assuré tous les six mètres au moyen d'entretoises du type Vierendeel. Le pont est pourvu, en outre, d'un contreventement supérieur et d'un contreventement inférieur. La disposition générale du système constructif de l'ouvrage est indiquée aux figures 512 et 516.

La solidarité des quatre maîtresses-poutres est assurée d'une façon parfaite par les entretoises Vierendeel; on peut considérer ces entretoises comme éléments indéformables par rapport aux maîtresses-poutres, car la flèche de celles-ci sous



Fig. 511. Pont Arpád à Budapest. Vue prise d'amont.

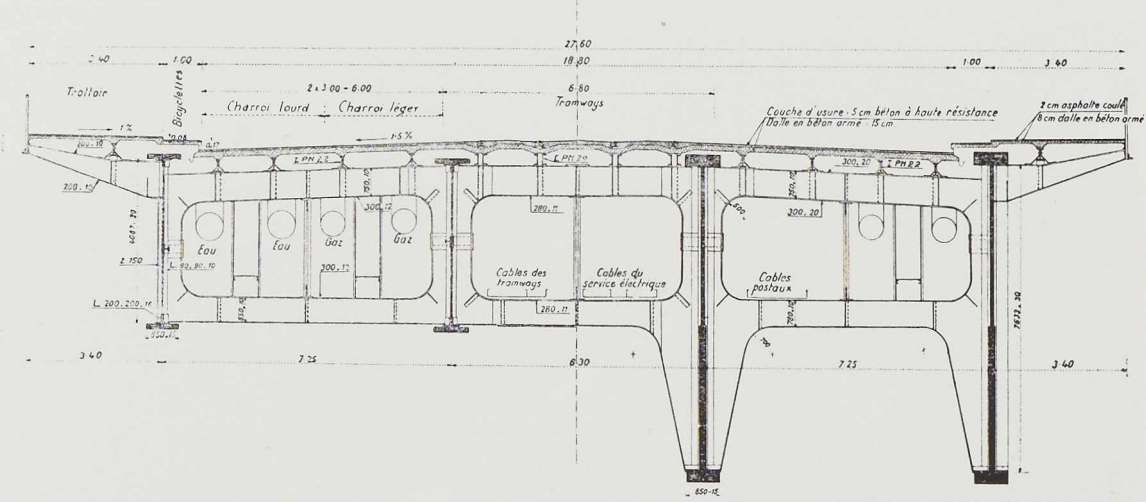


Fig. 512 (ci-dessus). Coupe transversale du pont.

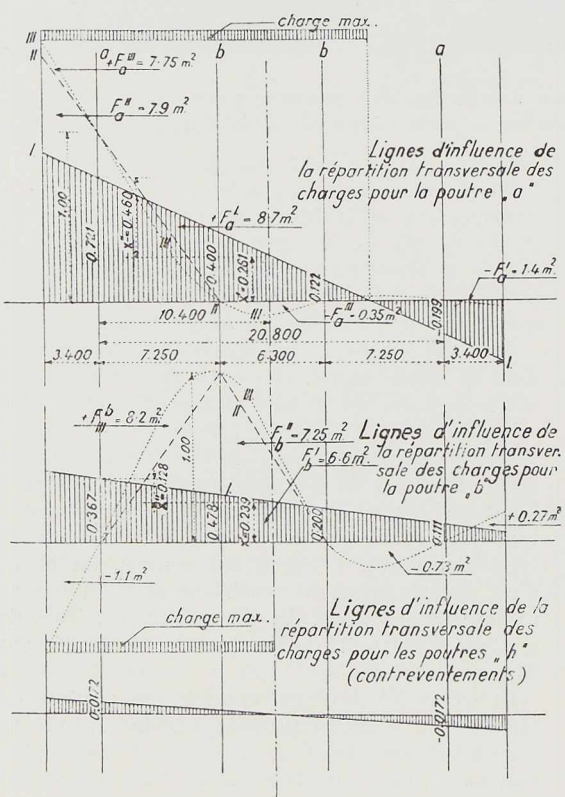
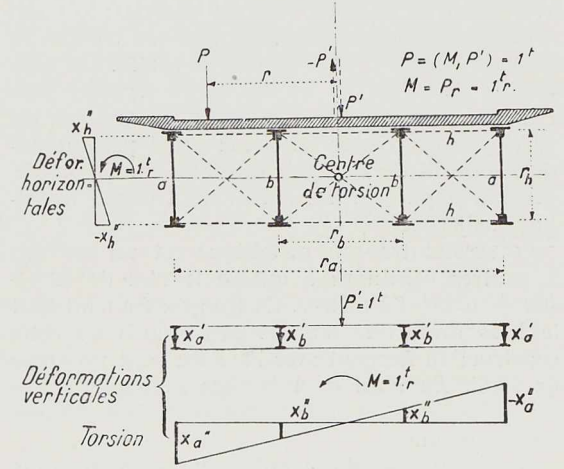


Fig. 513 (à gauche). Lignes d'influence des forces transversales sollicitant les maîtresses-poutres.

Fig. 514 (ci-dessous). Déformation du pont dans le sens transversal.



l'effet des charges roulantes ne mesure que quelques millimètres comparée à la flèche des maîtresses-poutres, laquelle atteint plusieurs centimètres.

Si l'on considère le cas du pont soumis aux charges asymétriques, les poutres transversales subiront, outre une flèche due à la charge concentrée P' , une torsion due au moment $M = P \times p$. Les taux de travail sont directement proportionnels aux déformations, et les maîtresses-poutres verticales interviennent également dans la résistance aux forces sollicitantes. La charge maximum pour les poutres extrêmes, ainsi que pour les contreventements, sera provoquée par un chargement partiel du tablier, comme indiqué à la figure 513. Cette figure montre qu'un chargement partiel produit dans les poutres extrêmes un effort de 15 % supérieur à celui produit par la charge totale uniformément répartie. Considérant que les membrures des poutres extrêmes et celles des poutres de contreventement sont identiques et que les efforts engendrés agissent en sens contraire, cette surcharge devient presque équilibrée; les poutres médianes sont sensiblement moins chargées que dans le cas de poutres calculées d'après la méthode ancienne; l'action des poutres transversales très rigides apparaît comme très favorable.

Les ordonnées de la ligne d'influence sont à déterminer d'après les équations suivantes:

$$X'_a = \frac{i_a}{(i_a + i_b)^2}; \quad X''_a = \frac{1 \cdot r \cdot r_a}{i_a \cdot r_a^2 + i_b \cdot r_b^2 + i_h \cdot r_h^2},$$

$$i_a = \frac{I_a}{I_b}; \quad i_b = \frac{I_b}{I_b} = 1 \quad \text{et} \quad i_h = \frac{I_h}{I_b} \quad \text{où} \quad I_a, I_b \quad \text{et} \quad I_h$$

désignent les moments d'inertie virtuels produits par les flèches f_a, f_b, f_h de la poutre soumise à l'action d'une force de 1 tonne.

La figure 513 représente les lignes d'influence calculées d'après cette méthode (ligne I — I) et indique en même temps la différence avec d'autres méthodes usuelles: poutres continues sur appuis fixes (ligne III — III) et travées indépendantes (ligne II — II).

Bien que l'axe des piles fasse un angle de $8^{\circ}30'$ avec la perpendiculaire à l'axe du pont, les entretoises et les poutres transversales sont placées perpendiculairement à l'axe du pont, sauf une entretoise qui se trouve sur l'appui même où elle est placée dans l'axe de la pile.

Le pont est pourvu de contreventements supérieur et inférieur (fig. 517); ce dernier est du type « en K ».

Afin de tirer le maximum de profit de l'application de la soudure, les entretoises et les poutres transversales, ainsi que les consoles des trottoirs ont été assemblées par soudure. Le procédé utilisé a été le système Elin-Hafergut qui assurait l'uniformité et la qualité requises des soudures ⁽¹⁾. Toutefois, l'emploi de la soudure a été limité exclusivement aux assemblages réalisés en atelier; toutes les liaisons faites au chantier ont été exécutées par rivure. Les essais des éléments assemblés par soudure, tant à la résistance à la fatigue qu'à la résistance à la rupture, ont donné d'excellents résultats.

Les entretoises du type Vierendeel prennent appui sur les maîtresses-poutres. Ces entretoises comportent trois cadres fermés continus sur les trois travées constituées par les espaces entre les quatre maîtresses-poutres. Afin de réduire les moments fléchissants considérables provoqués par les charges mobiles, on avait prévu un poteau au milieu de chaque cadre.

⁽¹⁾ Il s'agit d'un procédé de soudure automatique. La soudure est réalisée au moyen d'électrodes enrobées, dont la fusion est provoquée par un courant électrique.

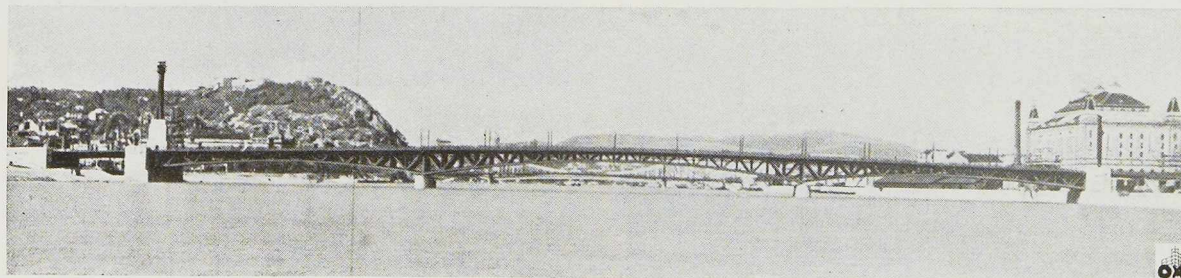


Fig. 515. Vue du pont « Pl. Boráros » (anciennement pont Nicolas Horthy).
A l'arrière-plan, le pont de la Liberté (anciennement pont François-Joseph).

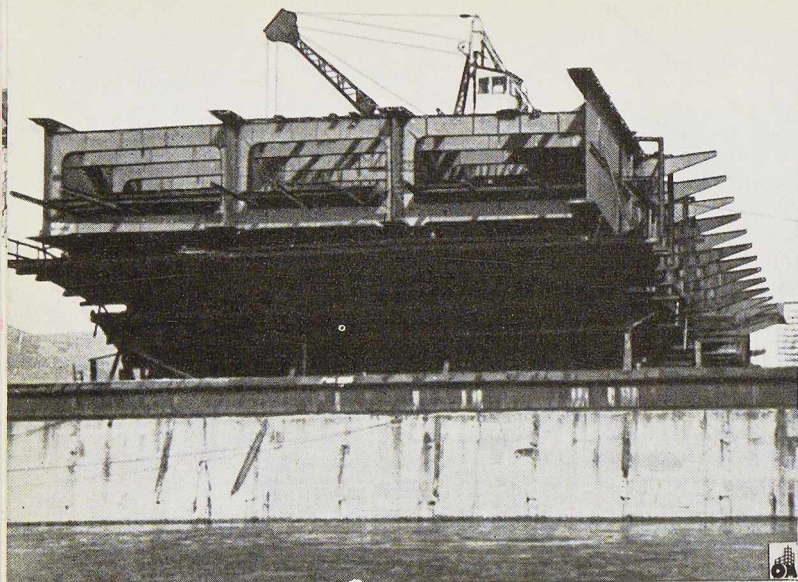


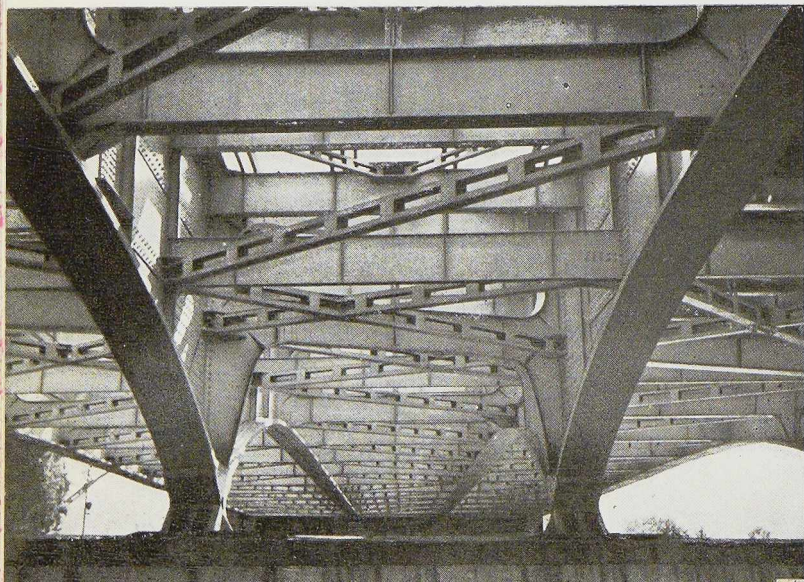
Fig. 516. Vue prise en cours de construction montrant notamment les pièces de contreventement et les consoles portant les trottoirs.

Ces constructions sont des ouvrages hyperstatiques dont le calcul était fait d'après les méthodes du professeur Cross, les valeurs des réactions des appuis étant obtenues en partant des lignes d'influence de la répartition transversale des surcharges.

Le tablier est constitué par une dalle de béton armé de 15 cm d'épaisseur prenant appui sur un système de poutres longitudinales et transversales. L'ensemble forme un tout travaillant solidairement. De cette façon, il a été possible d'obtenir une économie d'acier de l'ordre de 35 %. Dans ce système, la dalle en béton travaille comme membrure comprimée tandis que les poutrelles résistent aux efforts de tension.

Au-dessus des appuis, où les moments fléchissants négatifs provoqueraient des tensions dans

Fig. 517. Maîtresses-poutres et contreventement inférieur.



la dalle, on a dû prévoir une armature supplémentaire, ou bien interrompre la continuité de la dalle, les poutrelles résistant seules dans ce cas aux moments négatifs.

La couche d'usure est composée d'une couche de béton de basalte de 5 cm d'épaisseur, placée en même temps que le hourdis de la chaussée, et d'une couche d'asphalte de 2 cm.

Afin de réduire la flèche du pont sans élever outre mesure le niveau de son tablier, les maîtresses-poutres sont courbes au droit des appuis intermédiaires. Cette solution assure le maximum de hauteur libre pour la navigation, avec une pente longitudinale minimum.

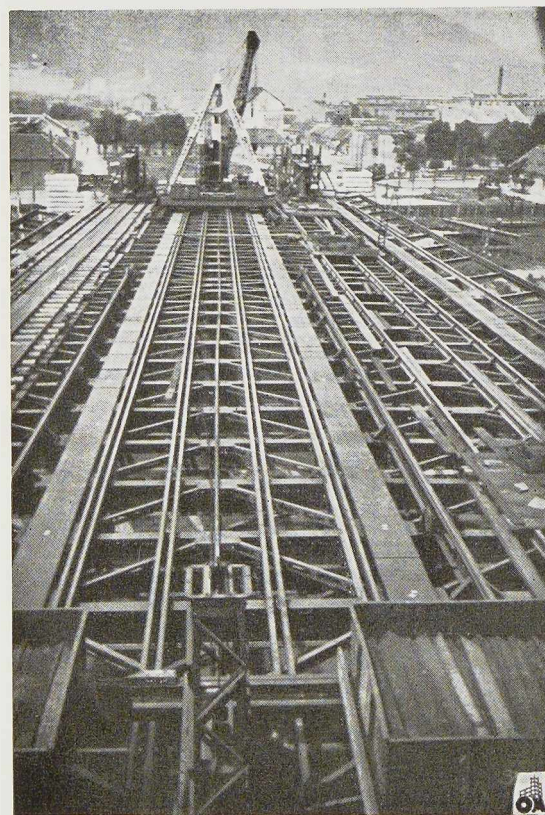


Fig. 518. Contreventement supérieur et longeons du pont Arpád.

Jusqu'à présent, on n'avait pas fabriqué en Hongrie de poutres à âme pleine de telles dimensions. C'est pourquoi tous les détails de la construction ont demandé des considérations et des

soins spéciaux. La hauteur des âmes est de 4^m05 pour les poutres extrêmes et de 3^m90 pour les poutres intermédiaires. Ces hauteurs sont portées aux appuis à 7^m50 et 7^m05 respectivement, l'épaisseur correspondante des âmes étant de 20 et de 30 mm.

La résistance des poutres au flambage est assurée par des raidisseurs horizontaux et verticaux. Les raidisseurs verticaux sont constitués par des profils Z de 150 mm.

Le calcul des raidisseurs fut exécuté d'après la méthode du professeur Timoshenko. La sécurité au flambage dépasse partout le chiffre 1,4 exigé par les règlements allemands.

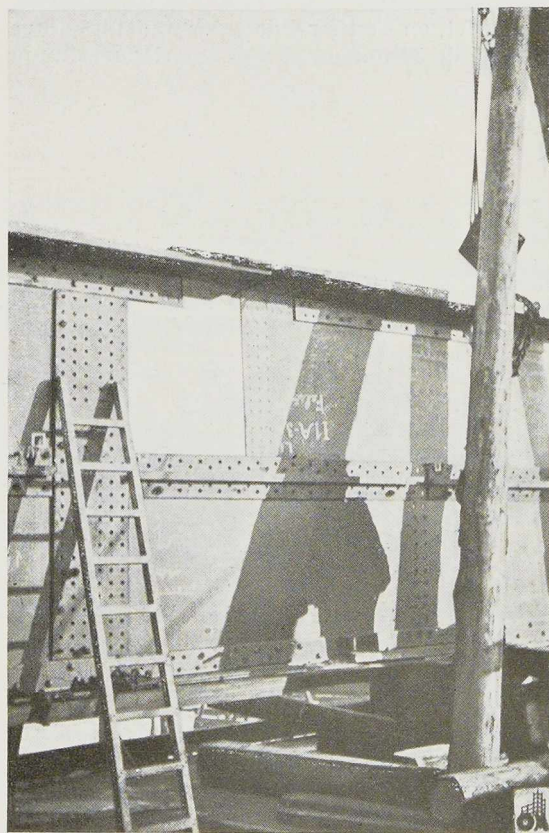


Fig. 519. Assemblage des semelles supérieures et des raidisseurs horizontaux.

Pour les semelles, on avait choisi une largeur de 800 mm pour le premier tronçon et 850 mm pour les deuxième et troisième tronçons. Malgré l'emploi de cornières égales de 200 × 200 × 18,

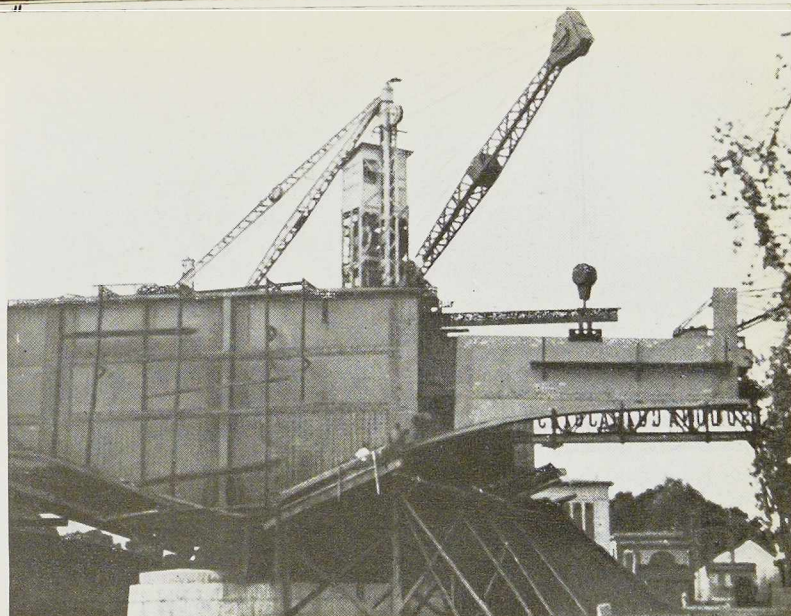


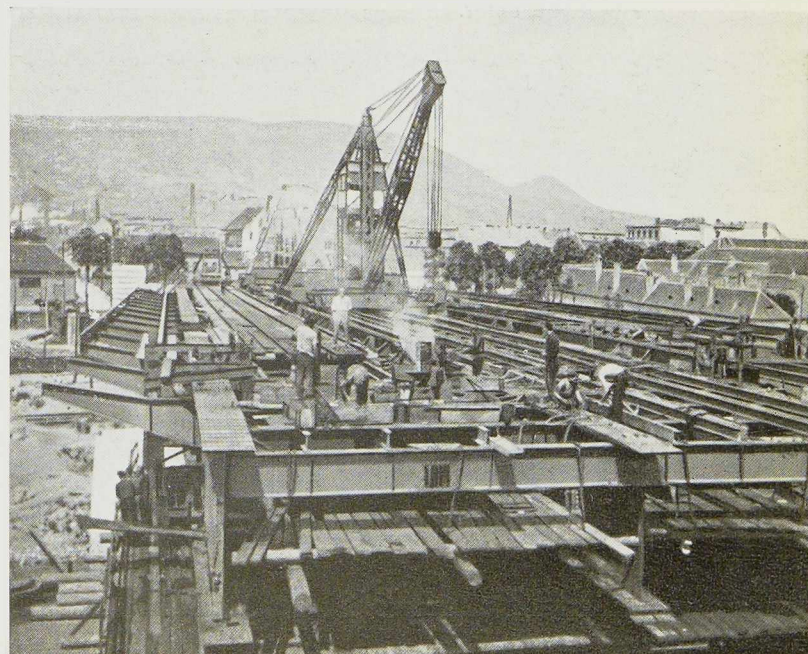
Fig. 520. Grue roulante au travail.

la projection libre des semelles atteint une valeur jamais admise jusqu'à ce jour dans la pratique constructive hongroise. Dans le cas du pont Arpád, cette valeur a été acceptée étant donné la grande rigidité transversale de l'ouvrage.

La question de l'assemblage par rivure des semelles de plus de 800 mm demanda des études spéciales. Autrefois, l'épaisseur admissible ne dépassait guère cinq fois le diamètre d des rivets employés. Les essais effectués ont montré que l'exécution soignée du rivetage, c'est-à-dire le remplissage total des trous, et la position centrée des rivets, est assurée moyennant les conditions suivantes :

1° Le nettoyage des rivets incandescents est indispensable. A cet effet, on avait fait usage de brosses tournantes automatiques.

Fig. 521. Montage du pont métallique Arpád. Vue d'ensemble.



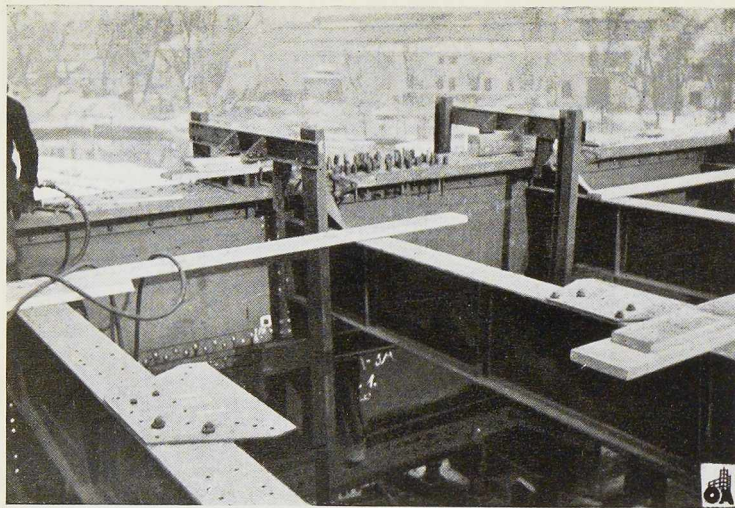


Fig. 522. Dispositif adopté pour le rivetage des semelles de grande épaisseur.

2° Le rivetage pneumatique est à exécuter dans un appareil rigide, l'emploi des pistolets à main libre n'étant pas admis.

Etant donné que l'assemblage des semelles de 15 mm d'épaisseur a nécessité parfois la liaison de 8 ou 10 pièces, on aurait pu arriver à des recouvrements d'une longueur considérable. Cette circonstance aurait pu présenter des difficultés au moment du montage au chantier. Afin de réduire la longueur libre des semelles, on rapprocha les lignes des rivets, la distance entre rivets étant de $3,5 d$. De cette façon, on a pu réduire la longueur des joints de 30 à 50 %.

Le montage de la construction, c'est-à-dire des maîtresses-poutres, a été réalisé en porte-à-faux. A cet effet, on s'est servi de grues roulantes d'une capacité de 30 tonnes, et d'une portée maximum

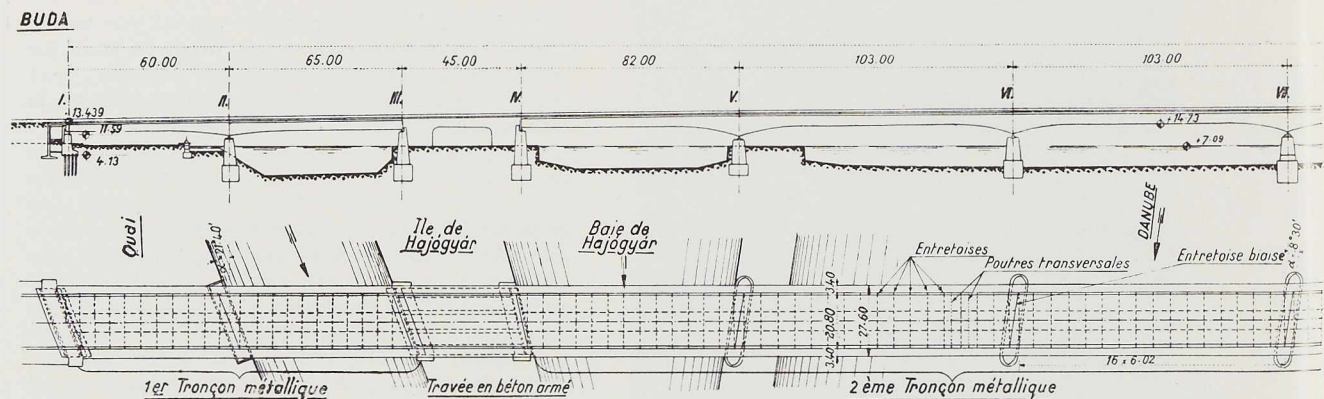
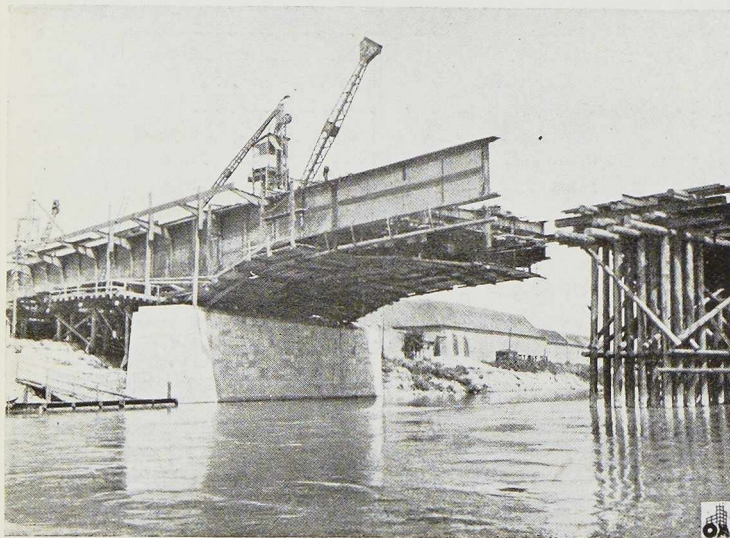


Fig. 523. Elévation et plan du pont Arpád sur le

Fig. 524. Montage en porte-à-faux des travées en acier.



de 14 mètres, se déplaçant sur des rails placés sur les membrures supérieures des poutres transversales et permettant la mise en place de pièces de 12 mètres de longueur.

La figure 529 montre comment se sont déroulées les opérations de montage du premier tronçon. Le travail comportait plusieurs phases :

a) La première travée fut assemblée sur un échafaudage fixe.

b) Le montage fut continué ensuite en porte-à-faux en direction de la seconde travée jusqu'à ce que la construction arrive au-dessus de la palée intermédiaire, où sa flèche atteignait 380 mm; pendant cette opération, l'échafaudage de la première travée était démonté.

e) Cette extrémité de la construction prenait appui sur la palée, tandis que l'appui gauche fut surélevé au moyen de vérins hydrauliques de 530 mm.

d) Le montage de la seconde travée fut continué en porte-à-faux au delà de la palée intermédiaire. Lorsque celle-ci atteignit l'appui droit, sa flèche était de 120 mm.

e) L'appui provisoire (palée en bois) fut alors démonté, et l'appui gauche soulevé de 110 mm par rapport à sa position finale.

Le fait que le pont est une construction biaise exigeait un soin spécial pendant le montage. Par suite de la pente longitudinale de 1,5 %, tous les points d'une même poutre transversale ne sont pas au même niveau. Par ailleurs, pendant le montage en porte-à-faux, chaque maîtresse-

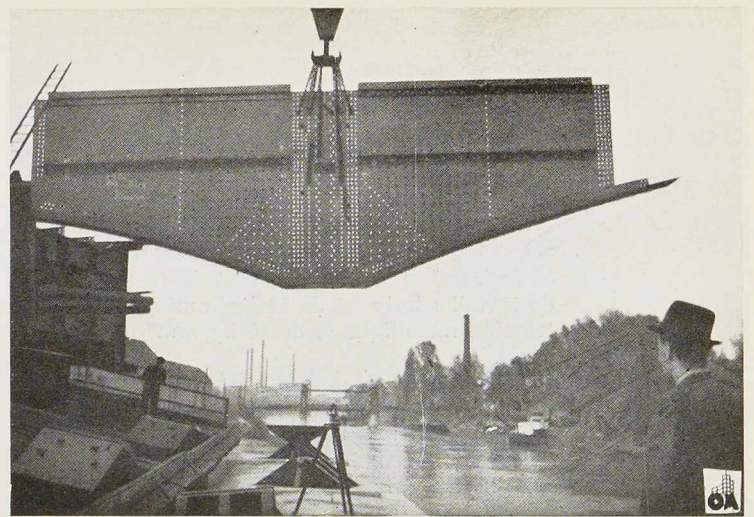
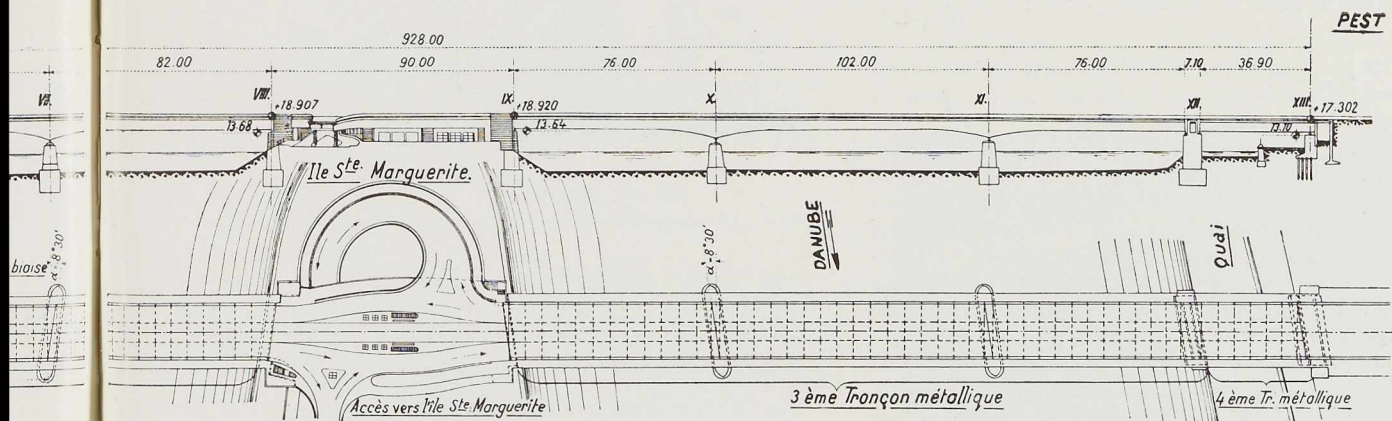


Fig. 525. Mise en place d'une maîtresse-poutre au cours du montage du pont.



sur le Danube réunissant entre eux Buda et Pest.

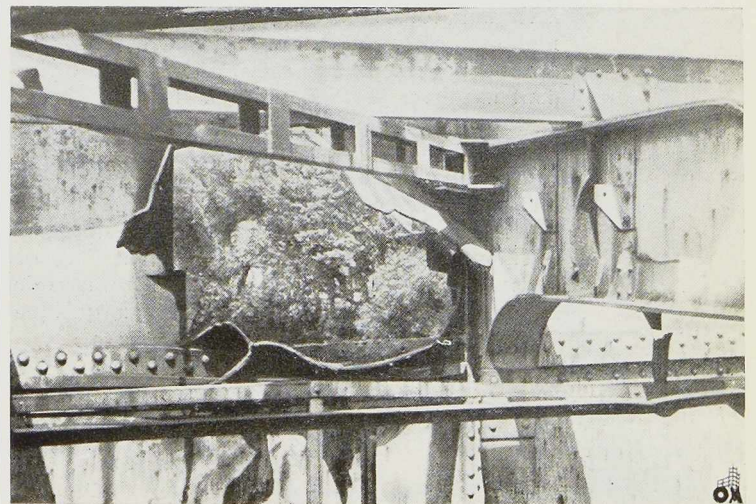
poutre subit des flèches différentes provenant de la différence de distance de leur extrémité à l'appui. Cette circonstance nécessita d'incliner légèrement les poutres pour permettre le montage des entretoises et des contreventements.

Toute la construction métallique (maîtresses-poutres, entretoises, poutres transversales, contreventements, longerons, etc.) a été exécutée en acier doux Siemens-Martin.

La composition chimique, quoique n'étant pas imposée par le cahier des charges, se présentait de la façon suivante : 0,20 % C; 0,07 % P; 0,07 % S; 0,69 % Mn; 0,40 % Si.

Les caractéristiques mécaniques imposées au métal étaient les suivantes : charge de rupture :

Fig. 526. Dégâts occasionnés à l'âme d'une poutre par le tir d'artillerie.



36 à 45 kg/mm²; limite élastique : 24 kg/mm²; allongement longitudinal : 26 à 21 %; allongement en travers : 24 à 19 %.

Les rouleaux et les rotules sont construits en acier coulé avec une charge de rupture de 52 kg/mm² et un allongement de 12 %. Le taux de travail admis est de 14 kg/mm² pour la construction métallique et de 15 kg/mm² pour l'acier coulé.

Les calculs statiques ont été basés sur les spécifications adoptées pour tous les ponts de Budapest, à savoir : surcharge uniformément répartie de 600 kg/m² sur les voies centrales de tramways, sur une largeur de 5^m90 et de 450 kg/m² au delà de cette largeur. Les surcharges comportent en outre deux chariots de 24 tonnes avec essieux de 6 tonnes à 4 mètres de distance, ou un rouleau compresseur de 20 tonnes avec essieux de 15 et 20 tonnes (fig. 528).

Le coefficient de majoration dynamique a été calculé d'après la formule $\mu = 1,2 + \frac{10}{30 + L}$, L étant la portée de la poutre considérée.

La pression du vent envisagée est de 150 kg/m² pour le pont chargé, et de 250 kg/m² pour le pont sans surcharge.

La largeur du pont entre parapets est de 27^m60. Le tablier comprend une chaussée de 18^m80 prévue pour six files de véhicules, ainsi qu'une voie de tramways (au milieu), et deux trottoirs destinés aux cyclistes. La piste cyclable est séparée de la chaussée par une bordure. Les piétons ont à leur disposition deux trottoirs de 3^m40 de largeur chacun.

Le platelage d'usure du tablier est constitué par une couche d'asphalte coulé ou de béton de basalte de 5 cm; les trottoirs sont revêtus d'une couche d'asphalte coulé de 2 cm.

Le montage de la construction métallique fut commencé en 1940. Il fut interrompu en 1942 après trois ans de travail par suite de pénurie de matières, due à la guerre. L'état des travaux est indiqué à la figure 508, page 413.

On note que le premier tronçon est terminé et que la première travée du deuxième tronçon, avec une console de 20 mètres, est également montée. Les travaux des piles et des travées en béton armé ont pu être continués également pendant la guerre jusqu'à fin 1944. Ils furent interrompus quand le siège de Budapest a commencé. Ainsi que nous l'avons dit au début de l'article, ce fut une circonstance favorable que le pont n'était pas achevé au moment du siège de Budapest. C'est ainsi qu'il ne fut pas possible aux Allemands de le faire sauter. Les tentatives de destruction des piles n'ont pas été couronnées de succès. Toutefois, le feu d'artillerie a quelque

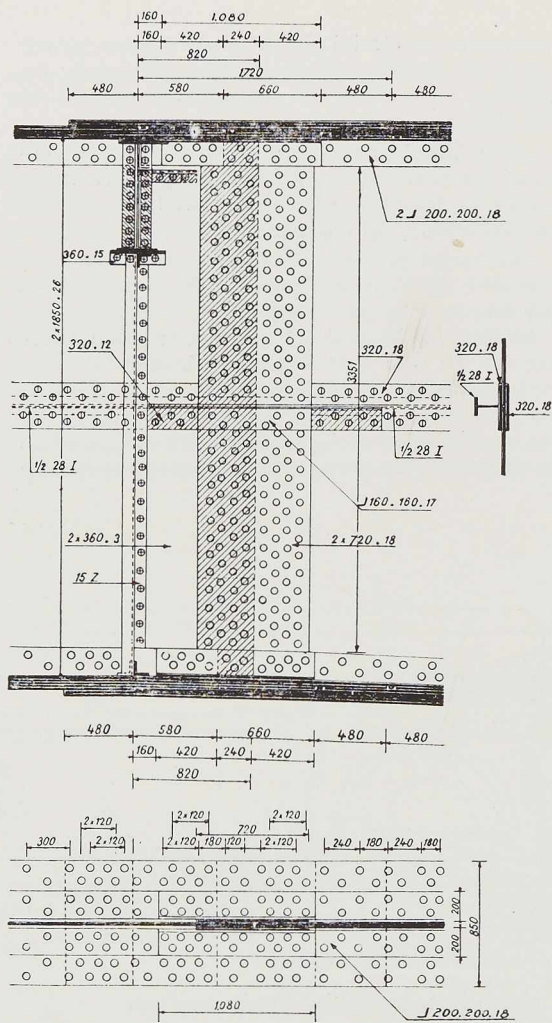


Fig. 527. Schéma de l'assemblage des semelles.

Fig. 528. Schéma des surcharges roulantes.

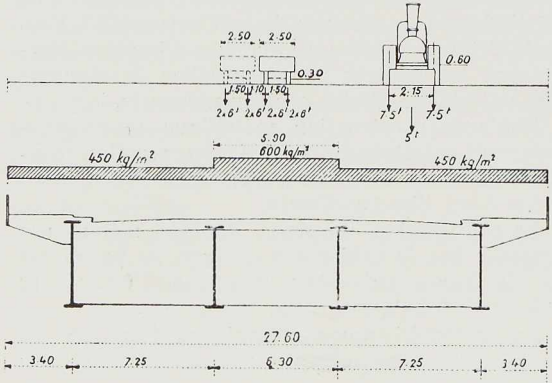


Fig. 529. Schéma des surcharges statiques.



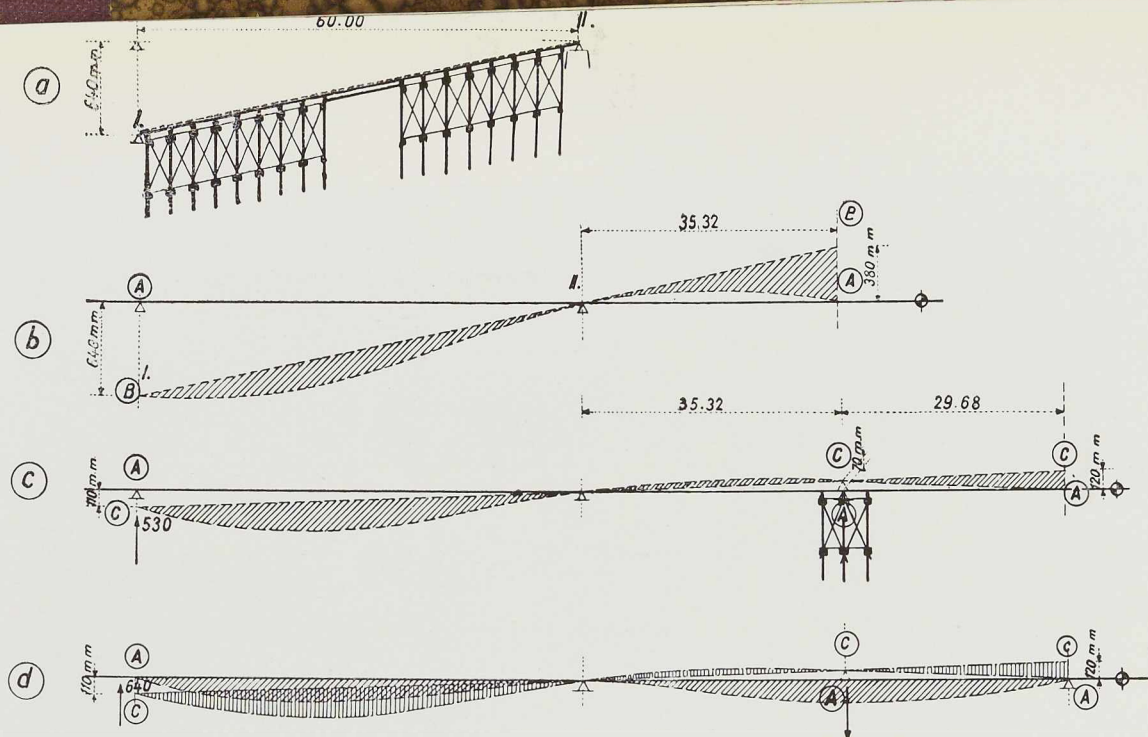


Fig. 529 (ci-dessus). Schéma de montage du premier tronçon (voir p. 420).

Fig. 530 (à gauche). Maitresse-poutre se projetant en porte-à-faux au-dessus de son appui. Au premier plan, on aperçoit une partie d'une entretoise biaise.

peu endommagé la construction métallique déjà montée.

L'exécution du pont exigea la mise en œuvre des quantités de matériaux suivantes : 12.500 tonnes d'acier; 2.500 tonnes de fers ronds pour éléments à béton armé; 17.000 tonnes de ciment; 100.000 m³ de gravier et de sable; 5.000 m³ de pierre de taille; 5.000 m³ de bois.

Bien que la plupart de ces matériaux aient déjà été mis en œuvre, on se trouve en ce moment devant une grave pénurie d'acier, ce qui empêche l'achèvement rapide de l'ouvrage. Aussitôt qu'il sera possible de se procurer les 7.000 tonnes manquantes, les travaux seront continués. Lorsque le pont Arpád sera achevé, il comptera parmi les plus importants ouvrages d'art d'Europe. Les travaux de construction, de montage et d'assemblage sont exécutés à la Fabrique d'Acier et de Machines de l'Etat Hongrois « MÁVAG » sous la direction du Ministère des Communications (service des ponts-routes) auteur du projet.

Le coût de la construction, non compris les travées d'approche, est estimé à 18,5 millions de pengös, soit 722 pengös (6.500 francs belges) par m² de surface du pont. C'est là un chiffre raisonnable, qui illustre bien les procédés économiques adoptés pour la construction du pont.

C. S.

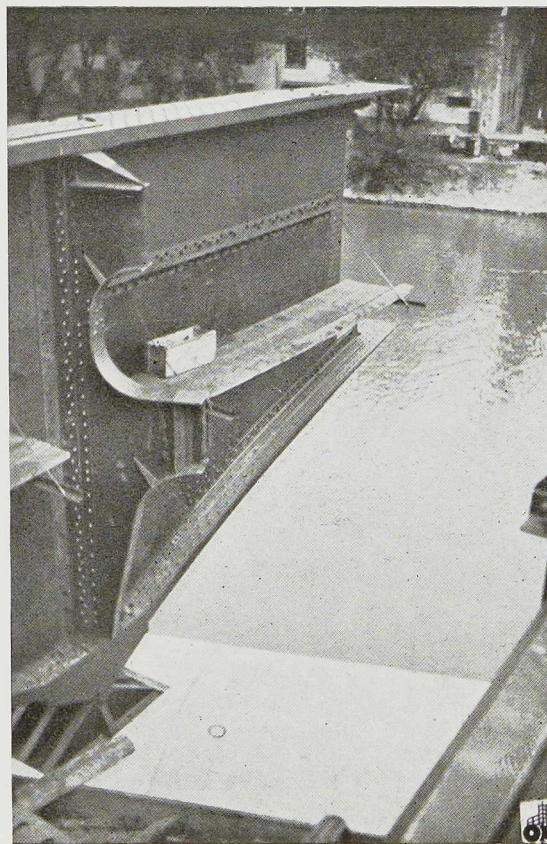
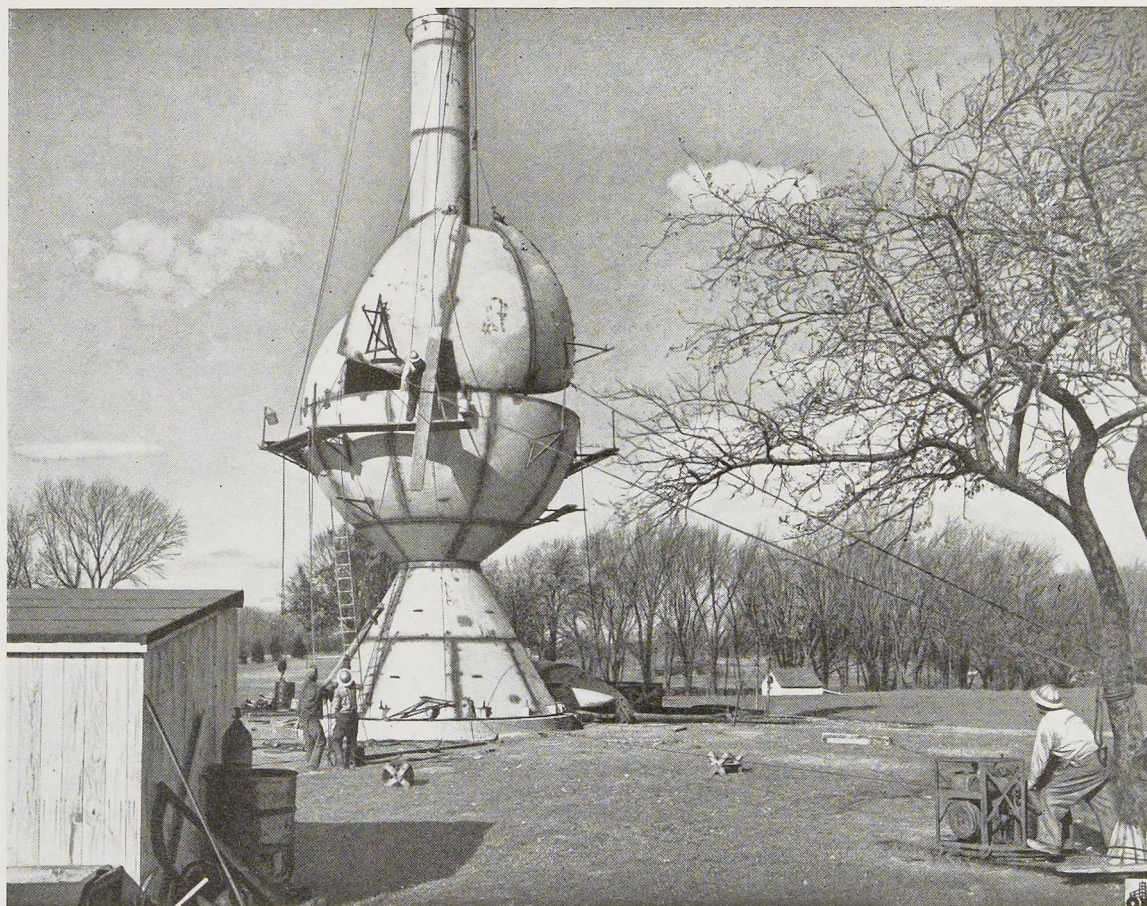




Fig. 531. Château d'eau en forme de « tee » du Tam O'Shanter Country Club, grand club de golf de Chicago.



(Photos **Schube-Soucek.**)

Fig. 532. Montage du réservoir. Vue prise le 12 novembre 1946.

Château d'eau sphérique

Aux Etats-Unis, on a construit récemment un château d'eau sphérique, situé près d'un terrain de golf dans la banlieue de Chicago. Le réservoir a la forme d'une balle de golf monté sur une colonne élancée, prenant appui sur un cône semblable à un tee ⁽¹⁾.

Le réservoir a une capacité de 165 m³. Tous les assemblages ont été exécutés par soudure. La hauteur de la colonne tubulaire, supportant le réservoir proprement dit, est de 25 mètres.

(1) Le « tee » est le support recevant la balle de golf pour le coup d'envoi.

C'est la Société *Chicago Bridge & Iron Company* qui a été chargée d'exécuter ce travail pour le *Tam O'Shanter Country Club de Chicago*. Le terrain, que domine le nouveau château d'eau, est le centre de tournois annuels américains du golf.

L'ouvrage a une hauteur totale de 26 mètres et a nécessité la mise en œuvre de près de 20 tonnes d'acier, y compris le métal nécessaire pour les boulons d'ancrage et l'échelle de service.

Les plats formant le fond conique sur lequel repose le fût ont une épaisseur de 7,1 mm pour les viroles inférieures et 10,3 mm pour les viroles

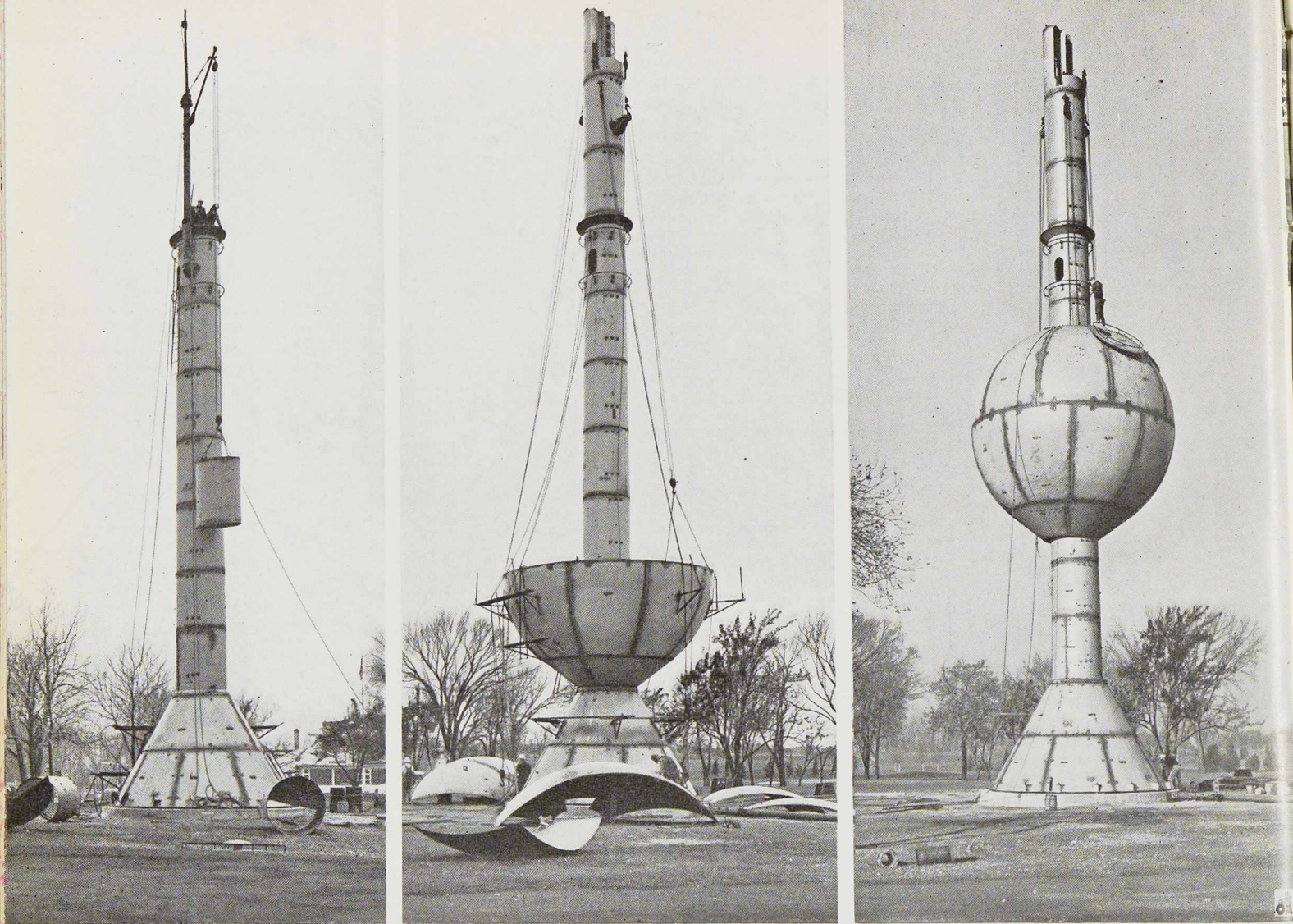


Fig. 533 à 535. Avancement des travaux de montage du château d'eau.
 À gauche, vue prise le 31 octobre 1946; au centre, huit jours plus tard;
 à droite, état des travaux le 14 novembre 1946.

supérieures. Le fût est constitué de tôles de 12,7 mm d'épaisseur. A l'intérieur de celui-ci, on a prévu une conduite d'eau de 15 cm de diamètre, ainsi qu'une échelle. Le diamètre total de la sphère est de 7 mètres. Tous les plats formant le réservoir ont été assemblés par des soudures bout-à-bout en V. La soudure a été effectuée au moyen d'électrodes en acier dur, en employant des postes de soudure mobiles de 200 ampères.

Le montage a été effectué suivant les dispositions actuellement en vigueur aux Etats-Unis. On n'a pas cherché à atteindre un record de vitesse d'assemblage. Les conditions climatiques n'ont

pratiquement pas causé d'interruption des travaux. Certains jours, lorsque le vent était assez fort, on s'est abstenu de travailler à des hauteurs relativement élevées. Au total, l'entreprise chargée de la construction a mis 25 jours ouvrables pour mener à bien ce travail.

Les figures qui illustrent cet article montrent diverses phases de construction de ce château d'eau. Ces photos nous ont été aimablement communiquées par la *Chicago Bridge & Iron Company*.

BIBLIOGRAPHIE : *Construction Methods*, janvier 1947.



La reconstruction du viaduc de Caronte (France) ⁽¹⁾

Le viaduc sur l'étang de Caronte, construit en 1909 pour le passage de la ligne de Miramas au port de Marseille (voir la carte fig. 536) est un ouvrage métallique pour deux voies de plus de 900 mètres de longueur. Il se compose de deux travées fixes de 51^m20 côté Port de Bouc, d'un pont tournant de 113 mètres de longueur à deux volées de 56^m50 de portée, franchissant à 23 mètres de hauteur le chenal navigable reliant l'Etang de Berre à la mer, et de huit travées fixes de 82^m50 côté Martigues.

(1) Cet article est une adaptation de l'article de l'ingénieur L. Carpentier, paru dans la revue *Travaux*, de septembre 1946, et reproduit avec son autorisation. Les clichés illustrant cet article nous ont été aimablement prêtés par la Direction de la revue *Travaux*.

C'était un ouvrage remarquable à la fois par ses dimensions, par la manière heureuse dont il a été traité, et par le site où il est placé. Au mois d'août 1944, les Allemands coupaient la travée fixe de 51^m20, voisine du pont tournant et détruisaient le pont tournant lui-même en provoquant l'effondrement de la pile centrale en maçonnerie. La voie ferrée était coupée, et en même temps l'Etang de Berre était privé de communications avec la mer.

En raison de l'aide que pouvaient apporter au port de Marseille les installations de l'Etang de Berre, la tâche la plus urgente fut de dégager le chenal. La partie de la travée tournante qui l'obstruait fut découpée.

En ce qui concerne le rétablissement de la voie,

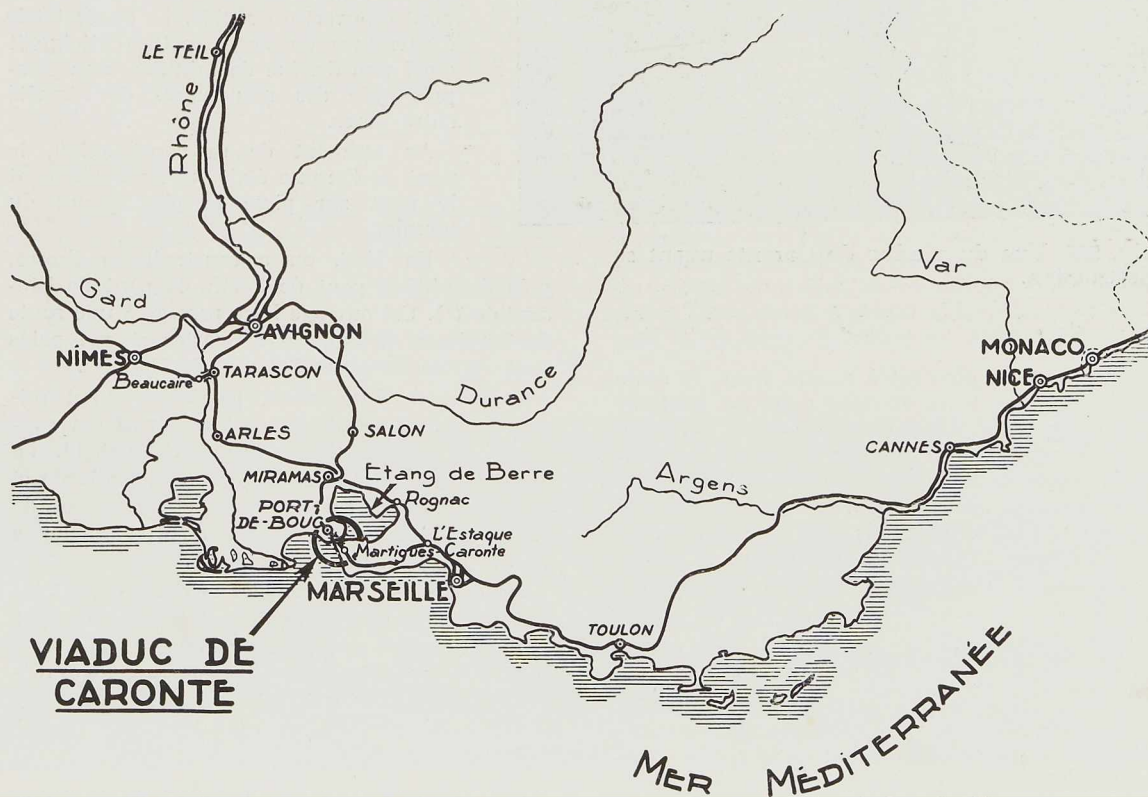


Fig. 536. Carte de la zone Sud-Est montrant l'emplacement du viaduc de Caronte.

tout d'abord l'idée d'un pont provisoire ne fut pas retenue, en raison de la difficulté de franchir le chenal dont le libre usage devait être maintenu pour le passage des navires de haute mer, même pendant la durée des travaux. La construction d'un pont provisoire paraissait, en outre, devoir créer des difficultés considérables pour la reconstruction du pont définitif. Cependant, l'accroissement des importations nécessaires à l'économie française et l'amélioration du service voyageurs conduisaient bientôt à prévoir une circulation minimum de 130 trains par jour dans la vallée du Rhône et l'on décida finalement de rétablir d'urgence la ligne empruntant le viaduc de Caronte,

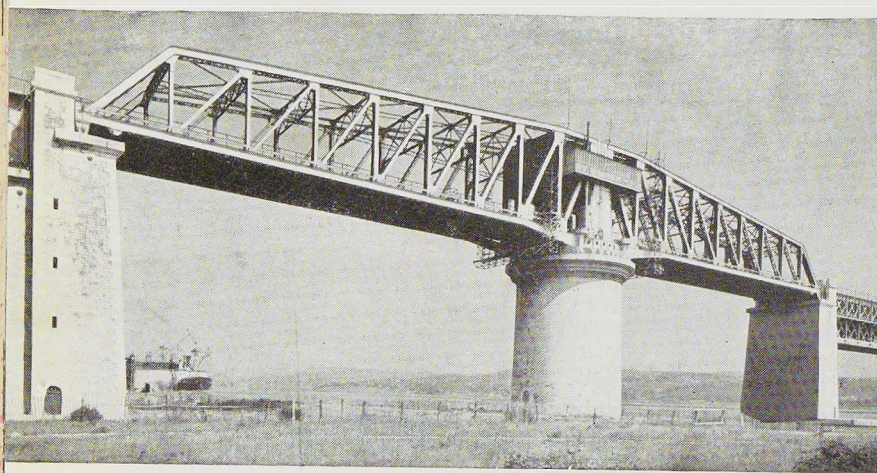


Fig. 537. Vue du viaduc de Caronte avant sa destruction.

pour porter au plus tôt à quatre voies, la seule section à deux voies existant dans les relations vers Lyon, entre Miramas et le port de Marseille.

Les dispositions du pont provisoire étaient toutefois soumises aux deux conditions principales imposées à ce genre d'ouvrage : d'une part, il devait être réalisable dans le plus court délai, avec les matériaux disponibles; d'autre part, il ne devait pas gêner la reconstruction du pont définitif.

Choix du type d'ouvrage futur

Aucune question ne se posait pour le rétablissement de la travée fixe, hormis celle de son relevage. Il en était autrement de la travée tournante. Celle-ci avait été construite en 1909 par les Etablissements Schneider, sous la direction

du grand ingénieur Séjourné. Les ponts basculants — Scherzer ou Strauss — encore mal connus en France à l'époque de la construction du pont de Caronte ne parurent pas devoir être adoptés pour un ouvrage sous chemin de fer, d'aussi grande portée. Leur tenue au vent, dans cette région balayée par le mistral, n'aurait pas manqué d'ailleurs de poser de très sérieux problèmes. Au surplus, leur aspect industriel — pourrait-on dire — était difficilement conciliable avec le site du pont de Caronte, que n'avaient pas encore troublé les installations actuelles du port. Le pont tournant fut donc retenu. Sa réalisation a prouvé qu'il est possible de construire un pont métallique, sans alourdir un paysage.

L'ouvrage, dégageant une hauteur libre de 23 mètres entre le niveau de la mer et le dessous des poutres, permettait le passage sous le pont fermé des bâtiments les plus courants à l'époque de sa construction, à tel point que l'on n'envisageait guère que huit à dix ouvertures par an. Dans ces conditions, on ne s'était pas attaché à réaliser un pont d'ouverture rapide. La durée totale d'ouverture ou de fermeture atteignait ainsi une dizaine de minutes, non compris celle des manœuvres de sécurité entre gares.

Au moment de sa construction, le pont de Caronte était vraisemblablement le pont sur pivot le plus grand du monde.

En 1936, on a construit en Ecosse, près du célèbre pont de Forth, le pont de Kincardine ⁽¹⁾. Cet ouvrage livre passage à une route de 9 mètres de largeur; sa portée et son poids sont voisins de ceux du pont de Caronte.

Le pont de Kincardine, particulièrement soigné dans tous ses détails, est construit sur couronne de galets. Il est mû à l'électricité. La durée de manœuvre est d'environ une minute et demie. Les services des Ponts et Chaussées de France espèrent obtenir un résultat analogue avec le nouveau pont de Caronte.

Les dispositions principales envisagées sont les suivantes : la charpente aura très sensiblement le même aspect que celle de l'ancien pont. Sur la pile, de robustes entretoises de près de 2 mè-

⁽¹⁾ Le pont de Kincardine sur le Forth a été décrit dans *L'Ossature Métallique*, n° 10, septembre 1937.



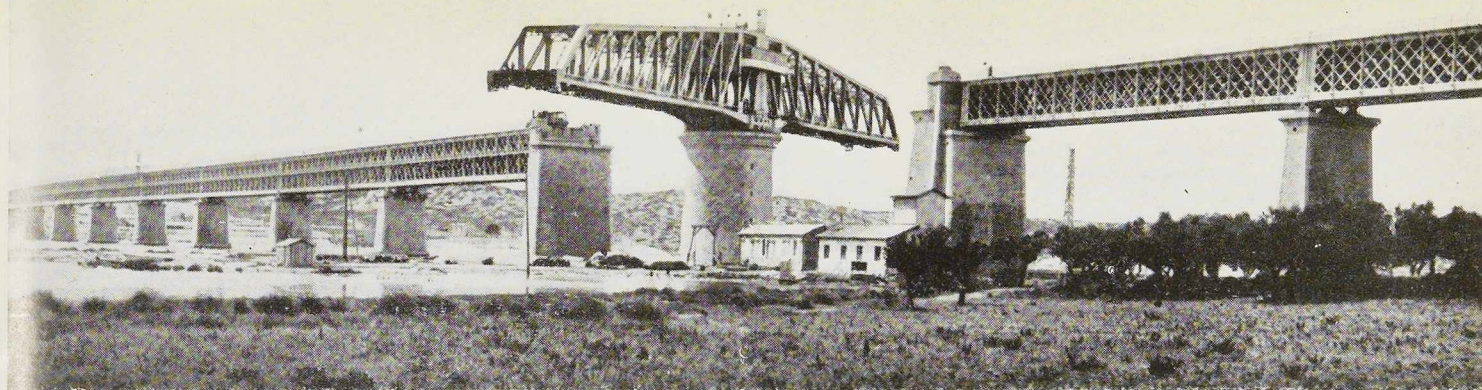


Fig. 538. Vue d'ensemble du viaduc de Caronte avant sa destruction.
Au centre, la travée mobile de 113 mètres de longueur.

tres de hauteur répartiront, en huit points, les charges sur un tambour en forme de poutre circulaire de 12 mètres de diamètre. Cette poutre repose sur une batterie de 64 galets tronconiques de 50 cm de diamètre moyen. Ceux-ci seront chargés simultanément à 25 tonnes environ sous la charge permanente et 50 tonnes sous la surcharge. Les galets se déplaceront entre deux chemins de roulement de 12 mètres de diamètre.

La durée théorique de la rotation sera de 96 secondes contre un vent debout de 60 kg/m², agissant sur une seule des deux volées de la travée tournante. Telles sont les dispositions principales du futur pont de Caronte; celui-ci, toutefois, ne pourra être achevé avant trois ou quatre ans.

Le pont provisoire

Le pont provisoire à établir immédiatement devait donc être durable. Il devait, en outre, essentiellement :

- 1° Comporter une travée mobile de 50 mètres environ;
- 2° Permettre la reconstruction de la pile future

dont les caractéristiques définitives ne pourront être arrêtées qu'après achèvement des études du nouvel ouvrage;

3° Permettre le montage de la nouvelle travée tournante et sa mise en place avec le minimum de gêne pour l'exploitation du chemin de fer et du canal maritime.

L'ouvrage a été réalisé comme suit : la travée mobile est constituée par une travée levante pouvant être remontée jusqu'à 40 mètres de hauteur au-dessus du plan d'eau, de manière à dégager les plus hauts mâts des navires empruntant le chenal. Cette travée levante est supportée par des pylônes métalliques appuyés d'une part sur la pile culée côté Martigues, d'autre part sur un portique en béton armé dont les pieux dégagent l'emplacement futur de la tour centrale.

Pour la reconstruction définitive, la travée tournante sera montée parallèlement au chenal, en porte-à-faux à partir de la tour centrale, la circulation des trains s'effectuant à travers la charpente en cours de montage. Pour la mettre en service, il suffira de retirer les ponts provisoires et de faire tourner la travée après avoir posé les quelques éléments de la charpente dont

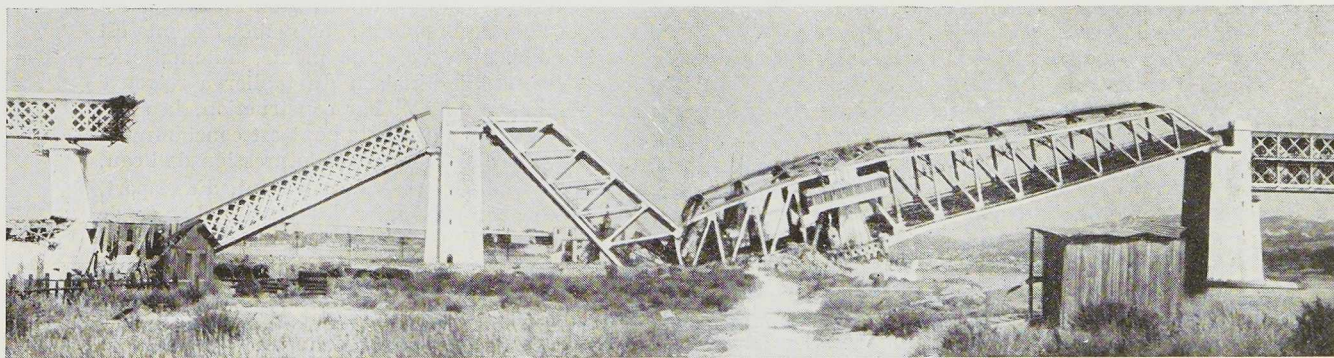


Fig. 539. Le viaduc de Caronte après sa destruction.

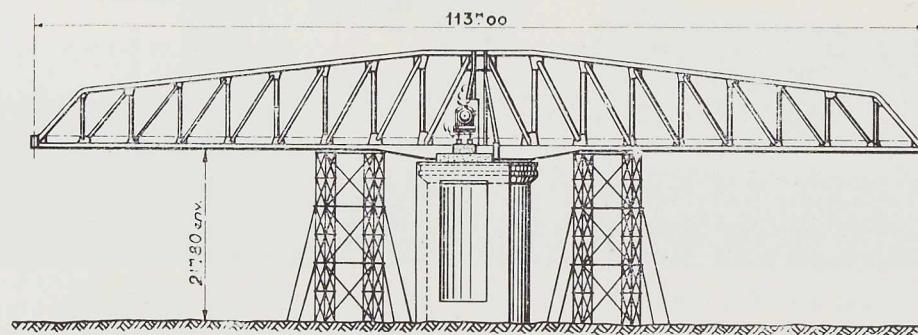


Fig. 540. Principe du montage de la travée selon l'axe du canal.

la mise en place aura été différée en raison de la circulation des trains.

Détails de construction

Travée levante

La travée levante franchissant le chenal dans le prolongement de la voie, côté Etang de Berre, s'appuie d'une part sur la face avant du portique en béton armé, et d'autre part sur la pile-culée Martigues (fig. 543); elle est constituée par un tablier militaire allemand, type Krupp de 49^m50 de portée, qui put être heureusement mis à la disposition des chemins de fer par le génie militaire. Ce tablier à voie inférieure avec poutres latérales en treillis, en acier à haute résistance, convenait parfaitement à ce rôle, en raison de ses caractéristiques et de sa légèreté (200 tonnes).

Lorsqu'il est abaissé, le tablier laisse un passage libre de 23 mètres au-dessus de la mer. Le dégagement de la hauteur de 40 mètres, qui était demandé, exigeait un levage de 17 mètres environ. Pour ce faire, chaque extrémité des poutres du tablier repose sur un chevêtre métallique par l'intermédiaire d'appareils d'appui permettant à une extrémité la libre dilatation, mais interdisant tout mouvement vertical pour éviter des battements éventuels.

Chaque chevêtre forme la partie inférieure d'un cadre dégageant le gabarit et est soutenu dans l'axe de sa traverse supérieure par deux câbles reliés à un contrepoids se déplaçant le long du pylône métallique. Ces pylônes, de 1^m80 × 2^m30 et de 28^m60 de hauteur servent à la fois de support aux poulies du contrepoids et de guide au cadre battant le mouvement. Les contrepoids réalisés par 50 tonnes environ de tronçons de rails sont extérieurs au portique, afin de mieux répartir la charge sur les pylônes. Cette disposition permet en outre de contreventer intérieurement les pylônes et d'y installer les mécanismes nécessaires. A l'origine, on pensait soulever le pont

provisoire par des treuils convenablement synchronisés, et agissant sur chaque culée. Finalement, sur proposition du constructeur, on a adopté une commande hydraulique ne nécessitant que la mise en œuvre d'un moteur de petite puissance, et apportant à la manœuvre une sécurité absolue.

Le mouvement est assuré par de l'eau qui provient d'un réservoir placé à la partie supérieure des pylônes et agit sur un piston plongeur soulevant le pont par l'intermédiaire d'une bielle articulée, reliée à un chevêtre spécial placé sous les poutres du pont. Côté Martigues, la position de ce chevêtre a été commandée par celle du parement de la pile-culée auquel le cylindre est fixé. Le réservoir de 8.500 litres environ, contient l'eau nécessaire à deux manœuvres.

Théoriquement, les vitesses des pistons fixés à chaque extrémité du pont sont identiques. On a prévu toutefois dans la cabine de manœuvre un système de réglage indépendant pour chacun d'eux, de manière à opérer les corrections éventuelles nécessaires sur la vue d'un index indiquant à tout moment l'altitude et la pente du tablier au cours du mouvement. Quand l'index atteint la position « danger », la canalisation commandant l'admission au piston en avance est fermée automatiquement. Son mouvement est ainsi arrêté. Il reprend de même, automatiquement, quand l'inclinaison du tablier a retrouvé une valeur acceptable. Par construction, la sécurité est assurée, puisque le pont est constamment maintenu par en-dessous par la pression de l'eau.

Les deux tabliers fixes franchissant, d'une part, l'intervalle compris entre les travées d'accès de 51^m20 et le portique en béton armé, d'autre part, ce portique lui-même, sont constitués l'un par un deuxième tablier Krupp de 48 mètres de portée, analogue à celui du pont levant, et l'autre par un petit tablier auxiliaire en poutrelles de 14 mètres de portée. Ce petit tablier, de faible épaisseur, permettra de construire par en-dessous,





Fig. 541. Lancement simultané des 2 travées provisoires fixes et de la travée levante.

Fig. 542. Premier levage de la travée levante.

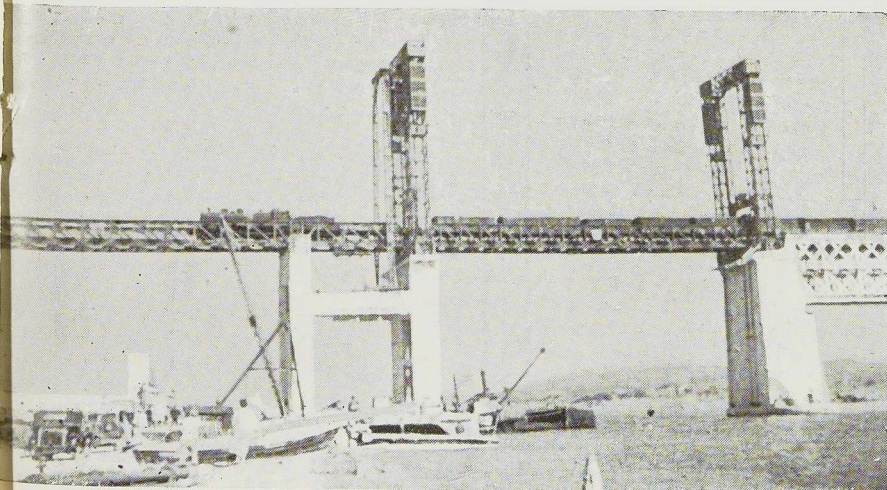
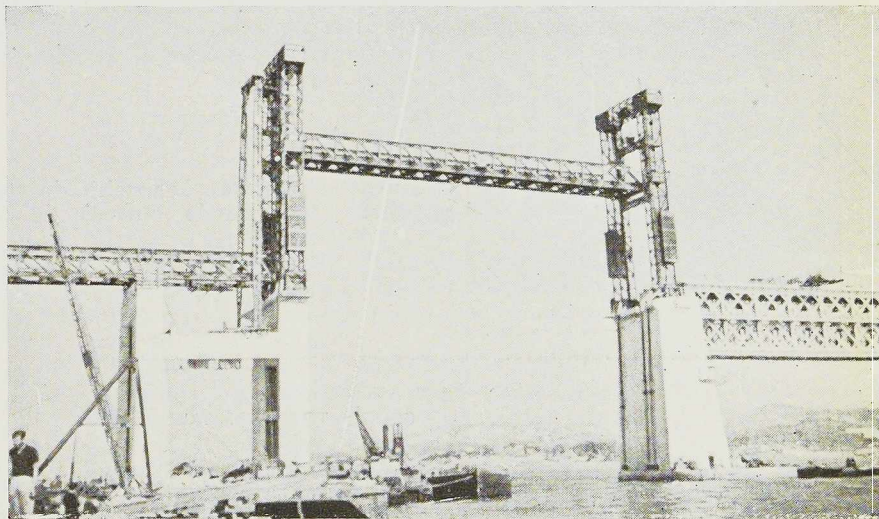
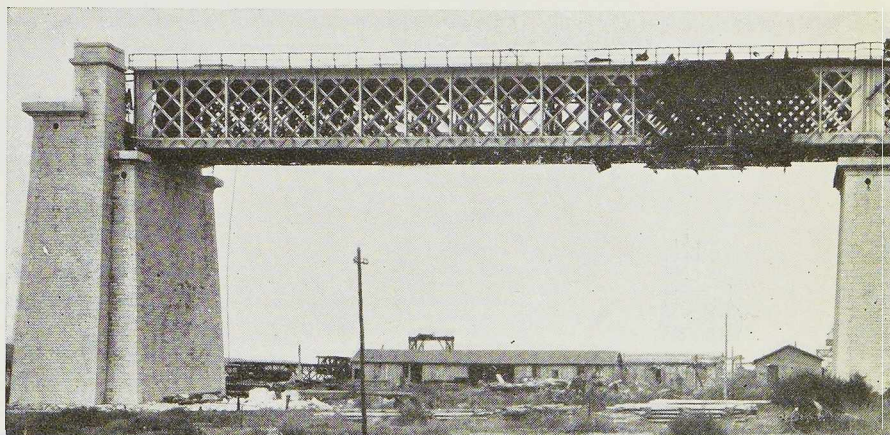
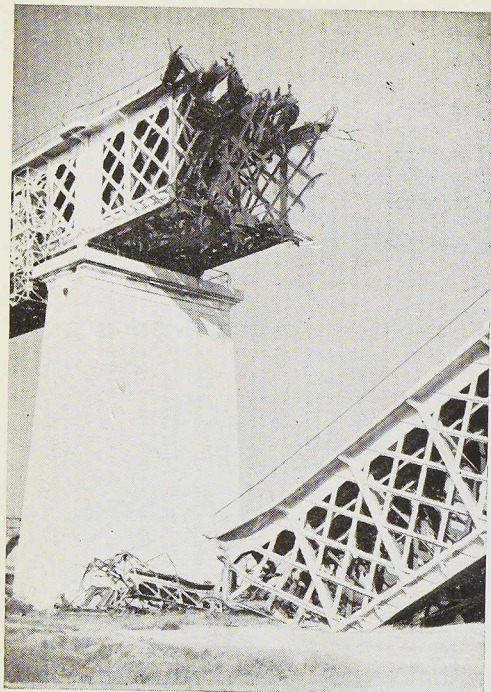


Fig. 543. Vue d'ensemble du pont provisoire.

Fig. 544. Travée d'accès après réparation.





DISPOSITIF DE RELEVAGE

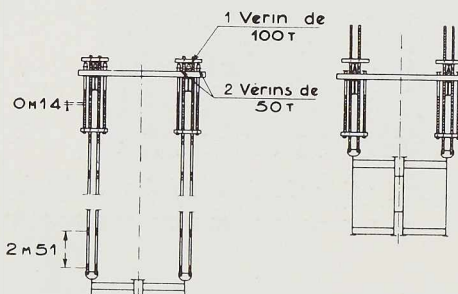
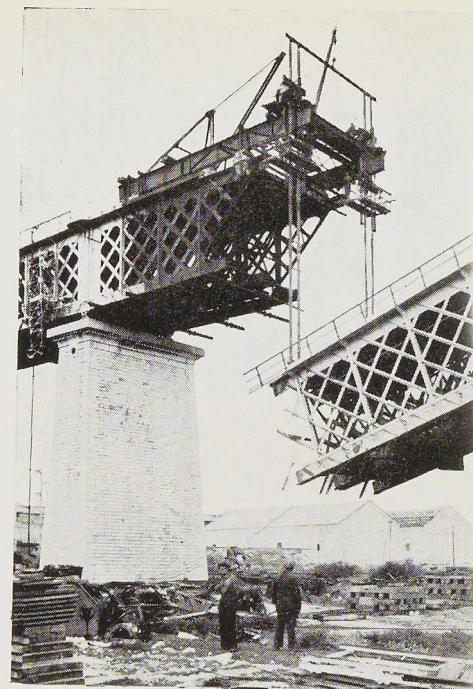


Fig. 545. Dispositif de relevage de la travée d'accès de 51 mètres.

Fig. 546 et 547. Détails de la coupure et relevage de la travée de 51 mètres.



COUPE TRANSVERSALE

ELEVATION COUPE (D

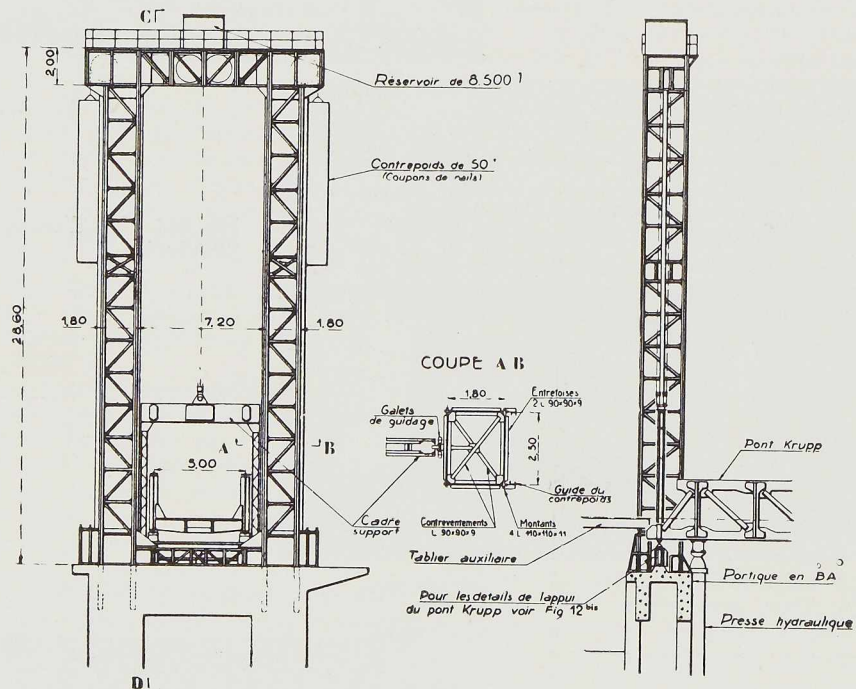


Fig. 548. Détails des supports de la travée levante provisoire du viaduc de Caronte.



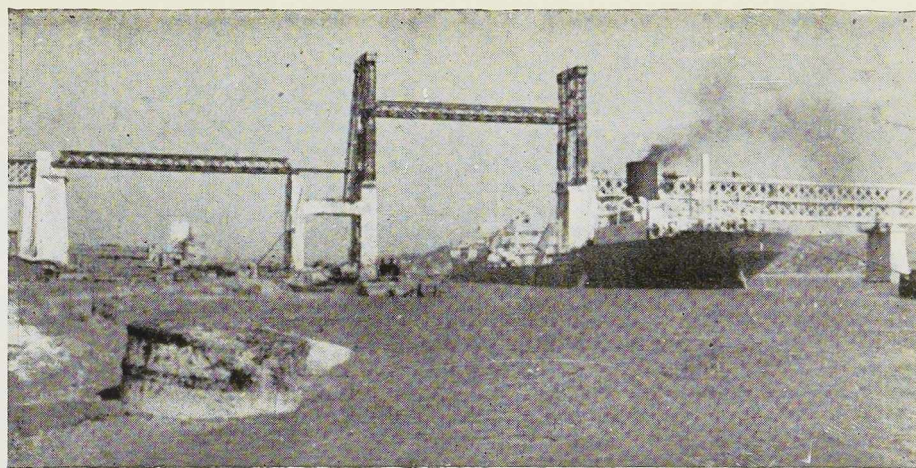


Fig. 549. Passage du premier bateau sous la travée levante.

sans trop de difficultés, les membrures inférieures du futur pont tournant.

Relevage du tablier de la travée d'accès

Pendant les travaux de construction du pont provisoire, on a, comme il a été dit plus haut, relevé et réparé définitivement le tablier effondré de la travée d'accès.

Les deux travées fixes de 51^m20 de portée, solidaires entre elles, sont constituées essentiellement par quatre poutres principales à treillis multiples, dont deux sous chaque voie de 5^m42 de hauteur hors cornières, et de 103 mètres de longueur totale. Des entretoises sous rails et des longerons supportent les voies à la partie supérieure. L'ensemble des quatre poutres est contreventé verticalement et horizontalement par des croix de Saint-André. Le tronçon tombé (fig. 550) d'un poids de 260 tonnes environ, d'une longueur de 40 mètres, reposait encore sur le sommier d'appui de la pile-culée côté Martigues. Les environs de la coupure étaient déchiquetés sur quelques mètres, à la fois sur le tronçon effondré et sur la partie restée en place.

Le relevage a été fait au moyen de deux pou-

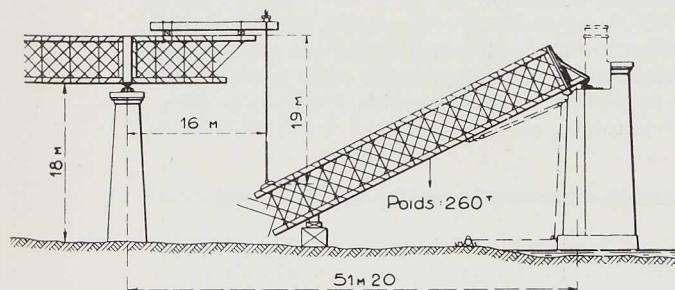


Fig. 550. Dispositif de relevage de la travée d'accès de 51 mètres.

tres consoles installées sur chacune des poutres extérieures du tablier resté en place, tout d'abord réparées et allongées, de manière à surplomber le tronçon à terre. Le soulèvement a été réalisé à l'aide de bielles pendantes à trous, formés d'éléments articulés de 2^m51 de longueur. Le dispositif était étudié pour permettre le relevage par course de 14 cm, correspondant à la montée unitaire des vérins.

L'accrochage sur les deux poutres correspondantes du tronçon effondré, se faisait par l'intermédiaire d'un sabot articulé à la cardan, pour permettre au tronçon de se déplacer en tous sens au cours du relevage. Sur la pile-culée Martigues, la première précaution prise fut d'allonger les poutres extérieures du tablier par des consoles métalliques dont l'emplacement avait été ménagé par démolition convenable de la maçonnerie. Le tronçon étant calé à sa partie basse, on avait dès lors toute sécurité. Un appareil d'appui à rouleaux fut disposé sur chacune de ces consoles, de manière à permettre le recul du tablier au moment de la montée, et le maintien de la verticalité des bielles de soulèvement.

Le relevage du tronçon, sur une hauteur de 18 mètres, s'est effectué sans difficultés, en huit jours. Après remise à niveau, on a immédiatement réalisé la jonction des poutres extérieures du tablier, puis entrepris la réparation définitive.

**

Les opérations de reconstruction du pont de Caronte se sont déroulées au milieu de difficultés de toutes sortes : matériel, personnel, coordination des efforts d'entreprises diverses, etc.

Compte tenu de son importance et des problèmes qu'il a soulevés, on peut dire à juste titre que la reconstruction du viaduc de Caronte fait honneur aux services techniques de la S. N. C. F.

Règles pour le dimensionnement des assemblages et liaisons par rivets et boulons

par J. Nicolaï de Gorhez,

Ingénieur à la Fédération des Entreprises
de l'Industrie des Fabrications Métalliques « Fabrimétal »

Le calcul de la construction métallique reste toujours un problème délicat à résoudre, et ne peut être confié qu'à des spécialistes expérimentés, ayant une bonne connaissance des règles de la stabilité des constructions et sachant résoudre les problèmes théoriques et pratiques que posent les constructions métalliques.

Dans certains cas cependant, il est possible, par l'application de tableaux, de règles bien mises au point, et largement appuyées sur l'expérience, de définir des normes de dimensionnement qui facilitent l'établissement des avant-projets et rendent plus aisés les calculs définitifs, en permettant de ne pas refaire des calculs élémentaires parfois fastidieux, mais indispensables.

Nous pensons dans ces conditions, que la publication de notes techniques, de caractère rigoureusement pratique, destinées essentiellement aux bureaux d'études et d'exécution, présentera un grand intérêt pour nos lecteurs, et facilitera l'activité journalière d'un grand nombre d'entre eux. Il n'est pas exclu de penser que ces articles pourront constituer dans leur ensemble, un aide-mémoire qui complétera heureusement les documents que les ingénieurs des services d'études se sont établis pour faciliter leur tâche.

Dans le cadre de ces articles, nous faisons d'ailleurs plus que d'habitude encore appel aux praticiens pour qu'ils nous fassent des suggestions ou nous remettent des documents qui trouveront leur place par leur caractère scientifique, théorique ou pratique, dans les colonnes de l'**Ossature métallique**.

O. M.

Le but de la présente note est de résumer d'une façon claire et complète les règles qui sont observées en matière de rivetage et de boulonnage. Ces règles, uniquement inspirées de la meilleure pratique des ateliers de construction et des principaux règlements et cahiers des charges, sont suivies de tableaux donnant notamment la résistance des rivets et boulons pour les différents cas de sollicitation. Ces tableaux ne sont pas destinés à remplacer des calculs, mais éviteront des tâtonnements et faciliteront les premiers dimensionnements des constructions.

Sauf indication contraire, les règles indiquées ci-après pour les assemblages rivés, s'appliquent également aux assemblages boulonnés.

Définitions

Par *rivets d'assemblage*, on entend les rivets situés dans les nœuds d'assemblage, c'est-à-dire les rivets reportant les sollicitations d'extrémité

d'une pièce à une ou plusieurs autres, soit directement, soit par l'intermédiaire de goussets, cornières ou autres organes d'assemblage, ainsi que les rivets situés dans les joints des pièces ou des éléments de pièces composées.

Par *rivets de solidarité*, on entend les rivets qui rendent solidaires les différents éléments constitutifs des pièces composées soumises à des moments de flexion.

Par *rivets de liaison*, on entend les rivets réunissant les éléments constitutifs des pièces composées tendues ou comprimées, et en général tous les rivets dont la détermination n'est pas possible par le calcul.

Diamètres conventionnels pour le calcul

Pour le calcul des rivets au cisaillement, on prend la section correspondant au diamètre nominal des rivets.

Pour le calcul de la pression sur la surface



conventionnelle de contact, on prend le diamètre nominal du rivet multiplié par l'épaisseur de l'élément ou de la pièce recevant ou transmettant l'effort, avec la restriction, pour les rivets à tête fraisée, que l'on néglige la moitié de la profondeur de fraisage.

Pour le calcul de la section nette des barres, on prend le diamètre nominal des rivets majoré de 1,5 millimètre, au minimum.

Diamètre minimum et longueur maximum de serrage des rivets

Épaisseur de référence	Diamètre minimum des rivets		Longueur maximum de serrage	
	mm	pouce		mm
≤ 5		1/2	12,7	55
5 à 8		5/8	15,9	70
8 à 12		3/4	19,0	85
12 à 17		7/8	22,2	100
17 à 23		1"	25,4	120
23 à 29		1"1/8	28,6	140
29 à 35		1"1/4	31,8	160

TABLEAU I

L'épaisseur de référence à considérer pour la détermination du diamètre des rivets est la plus forte épaisseur des éléments à assembler. Si un seul des éléments à assembler a une forte épaisseur relativement aux autres, on prend, comme diamètre des rivets, au moins le diamètre immédiatement supérieur à celui qui aurait été exigé en l'absence de cette forte épaisseur, pour autant que le serrage réel ne dépasse pas le serrage maximum admissible.

Les diamètres des rivets donnés par le tableau I en fonction de l'épaisseur de référence et du serrage maximum constituent des minima qui ne sont pas nécessairement suffisants.

Les longueurs maxima de serrage ne s'appliquent pas aux rivets d'un diamètre égal ou supérieur à 22 mm pourvu que la tige soit calibrée et que seule l'extrémité à former soit chauffée après introduction du rivet dans son logement.

Pour les boulons, les longueurs de serrage peuvent atteindre six fois le diamètre.

Ecartement des lignes de rivets

Pour le rivetage en chaîne, l'écartement des lignes de rivets ne peut être inférieur à 3 fois le diamètre nominal des rivets. Pour le rivetage en quinconce, il est recommandé d'écarter les

lignes de rivets d'au moins une fois et demie le diamètre nominal d .

Dans les pièces comprimées composées, si, perpendiculairement à la direction de la tension, la distance entre les lignes principales de rivets dépasse 30 fois l'épaisseur de l'élément le plus mince, on doit intercaler des lignes supplémentaires de rivets dans lesquelles l'écartement des rivets peut atteindre deux fois celui des lignes principales. Ces rivets supplémentaires seront placés de préférence en quinconce par rapport aux rivets des lignes principales.

Ecartements minima des rivets

Pour les charpentes métalliques, la distance d'axe en axe des trous de rivets ne peut être inférieure à 3 fois le diamètre nominal d des rivets et sera de préférence au moins égale à $3,5 d$.

Ecartements maxima des rivets dans la direction de la tension de la barre

a) Rivets d'assemblage

L'écartement des rivets ne peut dépasser $4,5$ fois le diamètre nominal d des rivets pour transmettre une tension de compression et $5 d$ pour une tension de traction.

Dans les joints d'âme des poutres à âme pleine, la distance des rivets ne doit pas dépasser $4 d$ dans le sens longitudinal et $5 d$ dans le sens transversal.

b) Rivets de solidarité

Les écartements des rivets de solidarité doivent être déterminés par le calcul, mais ne peuvent être supérieurs à 16 fois l'épaisseur de l'élément extérieur (cornière, tôle ou plat) le plus mince, ni à 20 fois l'épaisseur de l'élément intérieur le plus mince.

Pour les cornières rivées en quinconce l'écartement des rivets peut atteindre dans chaque trainée 1,5 fois les distances fixées ci-dessus (fig. 551).

c) Rivets de liaison

Les écartements maxima des rivets de liaison ne doivent pas être supérieurs à 24 fois l'épaisseur de l'élément extérieur le plus mince, ni à 30 fois l'épaisseur de l'élément intérieur le plus mince.

Dans les abouts des pièces comprimées composées, l'écartement des rivets doit être ramené à $4,5 d$ sur une longueur égale à 1,5 fois la largeur de la pièce.

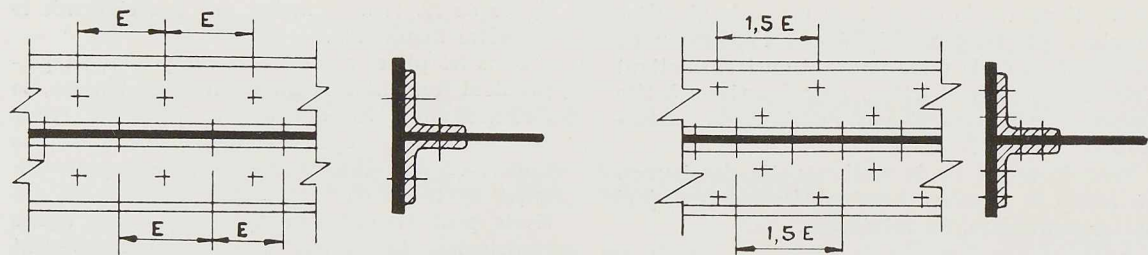


Fig. 551. Rivets de solidarité en chaîne et en quinconce.

Dans les endroits fortement exposés ou dont l'entretien est difficile, il est conseillé de ne pas dépasser 7 à 10 d , suivant la raideur des éléments à assembler, afin d'éviter la destruction prématurée des pièces par la rouille.

Pour les barres composées de cornières non jointives soumises à compression, on choisit les écartements des rivets de liaison de manière qu'il n'y ait pas de rivets à mi-longueur de la barre et qu'entre rivets, le rapport l/r d'une cornière ne dépasse pas les trois quarts du rapport l/r de la barre entière avec maximum de 0,750 mètre. Pour ces mêmes barres, mais soumises à traction, la distance entre rivets de liaison peut atteindre 1 mètre. Si les ailes de cornières sont fixées aux extrémités par des rivets placés en quinconce, on place à chaque liaison des rivets en quinconce.

Distance du bord

Dans la direction de la tension principale, la distance du dernier rivet à l'extrémité de la pièce ne peut être inférieure à 2 d pour les extrémités cisailées et à 1,75 d pour les extrémités sciées ou rabotées, ni supérieure à 2,5 d .

Dans la direction normale à la tension principale, la distance des rivets au bord de la pièce ne peut être inférieure à 1,75 d pour les bords cisailés et à 1,5 d pour les bords laminés ou

rabotés, ni supérieure à 9 fois l'épaisseur de l'élément le plus mince à assembler.

Cette dernière condition détermine donc la largeur maximum de la semelle unique d'une pièce composée. Dans le cas de semelles multiples, la distance entre le bord et la ligne de rivets la plus proche du bord, réunissant les semelles à la cornière bride, peut atteindre 12 fois l'épaisseur de la semelle la plus mince, à condition de placer une ligne de rivets supplémentaire réunissant les semelles ensemble, dès que cette distance dépasse 9 fois l'épaisseur de la semelle la plus mince (fig. 552).

Nombre de rivets

Les assemblages dont la résistance influence directement la stabilité de l'ouvrage et tous ceux des charpentes soumises à des efforts dynamiques ne peuvent avoir moins de deux rivets.

Dans les assemblages et joints de barres ou de ses éléments constitutifs, il ne peut y avoir plus de cinq rivets dans une même file, parallèlement à la direction de la tension de traction ou de compression de la barre.

Tensions admissibles

(Résumé des prescriptions extraites de la dernière édition du règlement des charpentes métalliques de l'Association belge de Standardisation, aujourd'hui Institut belge de Normalisation, mars 1937.)

Les tensions admissibles indiquées ci-après sont valables pour des rivets et boulons exécutés en acier dont la résistance à la rupture R est respectivement comprise entre 34 et 42 kg/mm^2 pour les rivets, et 37 et 45 kg/mm^2 pour les boulons ⁽¹⁾.

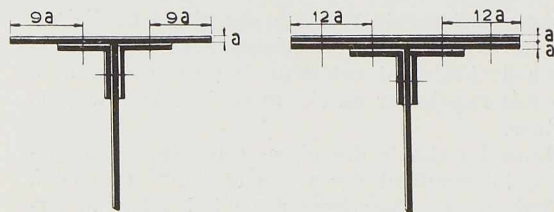


Fig. 552. Distance du bord des lignes de rivet.

⁽¹⁾ Voir les spécifications complètes des aciers A.34 et A.37 dans *L'Ossature Métallique*, n° 1, janvier 1947, pp. 42-48.



Les deux cas de sollicitation prévus sont les suivants :

Cas I de sollicitation

Effet simultané de la charge permanente, des surcharges statiques et dynamiques, d'impact, des efforts de freinage ou de biais des engins de levage ou de manutention.

Cas II de sollicitation

Effet simultané des sollicitations du cas I augmenté de l'effet simultané ou non de l'action du vent, de la neige, ainsi que des variations de température et d'autres causes éventuelles de tension.

Sollicitations	Tensions admissibles en kg/mm ²	
	Cas I	Cas II
I. EFFORTS NON ALTERNATIFS (contraintes d'intensité constante ou variable, mais de sens constant).		
A. <i>Cisaillement</i> . Boulons et rivets.	11	13
B. <i>Pression sur la surface de contact</i> (diamètre nominal du boulon ou rivet multiplié par l'épaisseur de la pièce recevant ou transmettant l'effort).		
1. <i>Organes soumis à des efforts statiques</i>		
a) Boulons ordinaires		
avec simple cisaillement;	19	22
avec double cisaillement.	24	27
b) Rivets et boulons tournés avec rondelles		
avec double cisaillement.	26	29
avec simple cisaillement;	32	36
2. <i>Organes soumis à des efforts dynamiques</i> .		
Rivets et boulons tournés avec rondelles		
avec simple cisaillement;	22	26
avec double cisaillement.	27	32
C. <i>Traction</i> (tensions rapportées à la section nominale du corps des rivets et boulons).		
1. Rivets		
a) Pièces attachées aux deux extrémités (poutres, longrines, etc.).	11	13
b) Pièces attachées à une extrémité (consoles, poteaux, etc.).	3	3
2. Boulons (d'assemblage ou d'ancrage).	8	10
II. EFFORTS ALTERNATIFS.		
Pour les boulons ou rivets d'attache des organes sujet à des renversements d'efforts les limites de tension ci-dessus seront affectées d'un coefficient de réduction égal à	$1 - 0,3 \left \frac{F_{\min}}{F_{\max}} \right $	
F_{\min} et F_{\max} désignant respectivement le plus petit et le plus grand des maxima d'efforts de sens opposés auxquels l'organe peut être soumis.		

TABLEAU II

Calcul des rivets

En plus de la tension au cisaillement, il faut toujours vérifier, surtout pour les rivets et boulons soumis au double cisaillement, que la pression admissible sur la surface de contact n'est pas dépassée.

Les écartements des rivets de solidarité seront déterminés par la plus petite des valeurs données par les formules suivantes, sans pouvoir dépasser les limites indiquées dans les paragraphes précédents.

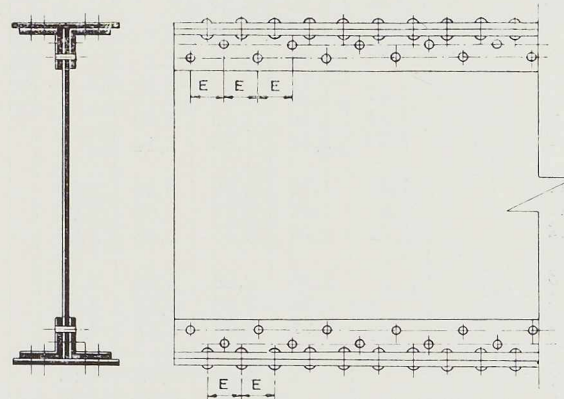


Fig. 553. Assemblage par rivets d'une poutre composée.

$$E \leq \sigma_c \cdot 2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{I}{M_{st}} \cdot \frac{1}{T}$$

$$E \leq \sigma_p \cdot a \cdot d \frac{I}{M_{st}} \cdot \frac{1}{T}$$

Dans ces formules

- σ_c représente la tension admissible au cisaillement;
- σ_p représente la tension admissible sur la surface de contact;
- d représente le diamètre du rivet;
- a représente l'épaisseur de l'âme s'il s'agit du calcul du rivet réunissant l'âme aux cornières brides, ou l'épaisseur la plus mince de la cornière bride ou du plat adjacent s'il s'agit du calcul des rivets réunissant les semelles à la cornière bride;

SECTIONS EN CM ² A DÉDUIRE POUR LE CALCUL DES BARRES						
Epaisseur de la barre	Diamètre du rivet ou boulon					
	3/8" 9,5 mm	1/2" 12,7 mm	5/8" 15,9 mm	3/4" 19,0 mm	7/8" 22,2 mm	1" 25,4 mm
3	0,33	0,43				
3,5	0,39	0,50				
4	0,44	0,57				
4,5	0,50	0,64	0,79			
5	0,55	0,72	0,88			
5,5	0,61	0,79	0,96			
6	0,67	0,86	1,05	1,24		
6,5	0,72	0,93	1,14	1,34		
7	0,78	1,00	1,23	1,44		
7,5	0,83	1,07	1,31	1,55	1,79	
8	0,89	1,14	1,40	1,65	1,90	
9	1,00	1,29	1,58	1,85	2,14	
10		1,43	1,75	2,06	2,38	2,70
11		1,57	1,93	2,27	2,62	2,97
12		1,72	2,10	2,47	2,86	3,24
13			2,28	2,68	3,09	3,51
14			2,45	2,88	3,33	3,78
15			2,63	3,09	3,57	4,05
16				3,30	3,81	4,32
17				3,50	4,05	4,59
18				3,71	4,28	4,86
19					4,52	5,13
20					4,76	5,40
22						5,94
25						6,75

TABLEAU III

T représente l'effort tranchant à l'endroit considéré;

I représente le moment d'inertie de la poutre;
 M_{st} représente le moment statique par rapport à l'axe neutre de la poutre de la section totale assemblée par le rivet.

E est donné en cm par les formules, si toutes les dimensions sont exprimées en cm, T en kg et σ en kg/cm².

L'écartement des rivets de solidarité peut s'obtenir plus facilement par la formule suivante :

$$E \leq \frac{nF_r \cdot I}{T \cdot M_{st}}$$

dans laquelle F_r représente l'effort admissible par rivet pour le cas considéré, donné dans les tableaux IV, V, VI, et n représente le nombre de rivets situés dans la section droite.

Tableau donnant les sections à déduire pour le calcul des pièces soumises à traction

Les valeurs ci-contre sont obtenues en multipliant l'épaisseur de la pièce par le diamètre nominal du rivet ou boulon majoré de 1,6 mm soit 1/16 de pouce (tableau III).

Tableaux des efforts admissibles pour les rivets, boulons tournés et boulons bruts, compte tenu des tensions admissibles au cisaillement et sur la surface de contact

Nous donnons ci-après les tableaux des efforts admissibles pour les boulons bruts ordinaires (p. 439), ainsi que pour les rivets et boulons tournés (pp. 440-441), soumis à des sollicitations statiques ou dynamiques.

ABONNEMENTS 1948 A L'OSSATURE MÉTALLIQUE

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : 200 francs belges.

France et ses Colonies : 850 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 : 8 dollars, payables à M. Léon G. RUC-QUOI, 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.



**Efforts admissibles pour
BOULONS BRUTS ORDINAIRES
Sollicitations statiques**

Diamètre	3/8" ou 9,5 mm				1/2" ou 12,7 mm				5/8" ou 15,9 mm			
	0,71 cm ²				1,27 cm ²				1,98 cm ²			
	Cas I		Cas II		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II	
Section	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.
Cisaillement	783	1566	925	1.851	1.393	2.787	1.647	3.294	2.176	4.352	2.571	5.143
Effort admissible en kg pour une épaisseur en mm de												
3	543	685	628	771	724	914	838	1.029	905	1.143	1.047	1.285
3,5	633	800	733	900	845	1.067	978	1.200	1.055	1.333	1.222	1.500
4	724	914	838	1.028	965	1.219	1.118	1.372	1.206	1.524	1.397	1.714
4,5		1.028		1.157	1.086	1.372	1.257	1.543	1.357	1.714	1.571	1.928
5		1.142		1.285	1.207	1.521	1.397	1.715	1.508	1.904	1.746	2.142
5,5		1.257		1.414	1.327	1.676	1.537	1.886	1.658	2.095	1.920	2.357
6		1.371		1.542		1.829		2.057	1.809	2.285	2.095	2.571
6,5		1.485		1.671		1.981		2.229	1.960	2.476	2.269	2.785
7				1.799		2.134		2.400	2.111	2.666	2.444	2.999
7,5						2.286		2.572		2.857		3.214
8						2.438		2.743		3.047		3.428
9						2.743		3.086		3.428		3.856
10										3.809		4.285
11										4.190		4.713
12												5.142

Diamètre	3/4" ou 19 mm				7/8" ou 22,2 mm				1" ou 25,4 mm			
	2,85 cm ²				3,88 cm ²				5,07 cm ²			
	Cas I		Cas II		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II	
Section	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.
Cisaillement	3.135	6.271	3.705	7.411	4.266	8.531	5.041	10.082	5.574	11.148	6.587	13.174
Effort admissible en kg pour une épaisseur en mm de												
3	1.086	1.372	1.257	1.543	1.267	1.600	1.467	1.800	1.448	1.829	1.676	2.057
3,5	1.267	1.600	1.467	1.800	1.478	1.866	1.711	2.100	1.689	2.131	1.956	2.400
4	1.448	1.829	1.676	2.057	1.689	2.133	1.955	2.400	1.930	2.438	2.235	2.743
4,5	1.629	2.057	1.886	2.315	1.900	2.400	2.200	2.700	2.172	2.713	2.515	3.086
5	1.810	2.286	2.095	2.572	2.111	2.666	2.444	3.000	2.413	3.048	2.794	3.429
5,5	1.991	2.515	2.305	2.829	2.322	2.933	2.689	3.300	2.654	3.353	3.073	3.772
6	2.172	2.743	2.515	3.086	2.533	3.200	2.933	3.600	2.896	3.658	3.353	4.115
6,5	2.353	2.972	2.724	3.343	2.744	3.466	3.177	3.900	3.137	3.962	3.632	4.458
7	2.534	3.200	2.934	3.600	2.955	3.733	3.422	4.200	3.378	4.267	3.912	4.801
7,5	2.715	3.429	3.143	3.858	3.166	4.000	3.666	4.500	3.620	4.572	4.191	5.143
8	2.896	3.658	3.353	4.115	3.377	4.266	3.911	4.800	3.861	4.877	4.470	5.486
9		4.115		4.629	3.800	4.800	4.400	5.399	4.343	5.486	5.029	6.172
10		4.572		5.144	4.222	5.333	4.888	5.999	4.826	6.096	5.588	6.858
11		5.029		5.658		5.866		6.599	5.309	6.706	6.147	7.544
12		5.486		6.172		6.399		7.199		7.315		8.230
13		5.944		6.687		6.933		7.799		7.925		8.915
14				7.201		7.466		8.399		8.534		9.601
15						7.999		8.999		9.144		10.287
16						8.532		9.599		9.754		10.973
17										10.363		11.659
18										10.973		12.344
19												13.030

C. S. : cisaillement simple.
C. D. : cisaillement double.

TABLEAU IV

**Efforts admissibles pour
RIVETS ET BOULONS Tournés
Sollicitations statiques**

Diamètre		3/8" ou 9,5 mm				1/2" ou 12,7 mm				5/8" ou 15,9 mm			
Section		0,71 cm ²				1,27 cm ²				1,98 cm ²			
Sollicitation		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II	
		C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.
Cisaillement		783	1.566	925	1.851	1.393	2.787	1.647	3.294	2.176	4.352	2.571	5.143
Effort admissible en kg pour une épaisseur en mm de	3	743	914	829	1.029	991	1.219	1.105	1.372	1.238	1.524	1.381	1.714
	3,5		1.067		1.200	1.156	1.422	1.289	1.600	1.445	1.778	1.611	2.000
	4		1.219		1.372	1.321	1.626	1.473	1.829	1.651	2.032	1.841	2.286
	4,5		1.372		1.543		1.829		2.057	1.857	2.286	2.072	2.571
	5		1.524		1.714		2.032		2.286	2.064	2.540	2.302	2.857
	5,5						2.235		2.515		2.794	2.532	3.143
	6						2.438		2.743		3.048		3.429
	6,5						2.642		2.972		3.302		3.715
	7								3.200		3.556		4.000
7,5										3.810		4.286	
8										4.064		4.571	
9												5.143	

Diamètre		3/4" ou 19 mm				7/8" ou 22,2 mm				1" ou 25,4 mm			
Section		2,85 cm ²				3,88 cm ²				5,07 cm ²			
Sollicitation		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II	
		C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.
Cisaillement		3.135	6.271	3.705	7.411	4.266	8.531	5.041	10.082	5.574	11.148	6.587	13.174
Effort admissible en kg pour une épaisseur en mm de	3	1.486	1.829	1.657	2.057	1.734	2.134	1.934	2.400	1.981	2.438	2.201	2.743
	3,5	1.734	2.134	1.934	2.400	2.022	2.489	2.256	2.800	2.311	2.845	2.568	3.200
	4	1.981	2.438	2.210	2.743	2.311	2.845	2.578	3.200	2.642	3.251	2.934	3.658
	4,5	2.229	2.743	2.486	3.086	2.600	3.200	2.900	3.600	2.972	3.658	3.301	4.115
	5	2.476	3.048	2.762	3.429	2.889	3.556	3.223	4.000	3.302	4.064	3.668	4.572
	5,5	2.724	3.353	3.038	3.772	3.178	3.912	3.545	4.401	3.632	4.470	4.035	5.029
	6	2.972	3.658	3.315	4.115	3.467	4.267	3.867	4.801	3.962	4.877	4.402	5.486
	6,5		3.962	3.591	4.458	3.756	4.623	4.189	5.201	4.293	5.283	4.778	5.944
	7		4.267		4.801	4.045	4.978	4.512	5.601	4.623	5.690	5.145	6.401
	7,5		4.572		5.143		5.334	4.834	6.001	4.952	6.096	5.512	6.858
	8		4.877		5.486		5.690		6.401	5.282	6.502	5.869	7.315
	9		5.486		6.172		6.401		7.201		7.315		8.230
	10		6.096		6.858		7.112		8.001		8.128		9.144
	11						7.823		8.801		8.941		10.058
12								9.601		9.754		10.973	
13										10.566		11.887	
14												12.802	

C. S. : cisaillement simple.
C. D. : cisaillement double.

TABLEAU V



**Efforts admissibles pour
RIVETS ET BOULONS TOURNÉS
Sollicitations dynamiques**

Diamètre	3/8" ou 9,5 mm				1/2" ou 12,7 mm				5/8" ou 15,9 mm			
Section	0,71 cm ²				1,27 cm ²				1,98 cm ²			
Sollicitation	Cas I		Cas II		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II	
	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.
Cisaillement	783	1.566	925	1.851	1.393	2.787	1.647	3.294	2.176	4.352	2.571	5.143
Effort admissible en kg pour une épaisseur en mm de												
3	628	771	743	914	838	1.029	991	1.219	1.047	1.285	1.238	1.524
3,5	733	900	867	1.067	978	1.200	1.156	1.422	1.222	1.500	1.445	1.778
4		1.028		1.219	1.118	1.372	1.321	1.626	1.397	1.714	1.651	2.032
4,5		1.157		1.372	1.257	1.543	1.486	1.829	1.571	1.928	1.857	2.286
5		1.285		1.524		1.715		2.032	1.746	2.142	2.064	2.540
5,5		1.414		1.676		1.886		2.235	1.920	2.357	2.270	2.794
6		1.542		1.829		2.057		2.438	2.095	2.571	2.476	3.048
6,5						2.229		2.642		2.785		3.302
7						2.400		2.845		2.999		3.556
7,5						2.572		3.048		3.214		3.810
8						2.743		3.251		3.428		4.064
9										3.856		4.572
10										4.285		5.080
Diamètre	3/4" ou 19 mm				7/8" ou 22,2 mm				1" ou 25,4 mm			
Section	2,85 cm ²				3,88 cm ²				5,07 cm ²			
Sollicitation	Cas I		Cas II		Cas I		Cas II		Cas I		Cas II	
	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.	C. S.	C. D.
Cisaillement	3.135	6.271	3.705	7.411	4.266	8.531	5.041	10.082	5.574	11.148	6.587	13.174
Effort admissible en kg pour une épaisseur en mm de												
3	1.257	1.543	1.486	1.829	1.467	1.800	1.734	2.134	1.676	2.057	1.981	2.438
3,5	1.467	1.800	1.734	2.134	1.711	2.100	2.022	2.489	1.956	2.400	2.311	2.845
4	1.676	2.057	1.981	2.438	1.955	2.400	2.311	2.845	2.235	2.743	2.642	3.251
4,5	1.886	2.315	2.229	2.743	2.200	2.700	2.600	3.200	2.515	3.086	2.972	3.658
5	2.095	2.572	2.476	3.048	2.444	3.000	2.809	3.556	2.794	3.429	3.302	4.064
5,5	2.305	2.829	2.724	3.353	2.689	3.300	3.178	3.912	3.073	3.772	3.632	4.470
6	2.515	3.086	2.972	3.658	2.933	3.600	3.467	4.267	3.353	4.115	3.962	4.877
6,5	2.724	3.343	3.219	3.962	3.177	3.900	3.756	4.623	3.632	4.458	4.293	5.283
7	2.934	3.600	3.467	4.267	3.422	4.200	4.045	4.978	3.912	4.801	4.623	5.690
7,5		3.858		4.572	3.666	4.500	4.334	5.334	4.191	5.143	4.952	6.096
8		4.115		4.877	3.911	4.800	4.623	5.690	4.470	5.486	5.282	6.502
9		4.629		5.486		5.399		6.401	5.029	6.172	5.944	7.315
10		5.144		6.096		5.999		7.112		6.858		8.128
11		5.658		6.706		6.599		7.823		7.544		8.941
12		6.172		7.315		7.199		8.534		8.230		9.754
13						7.799		9.246		8.915		10.566
14						8.399		9.957		9.601		11.379
15										10.287		12.192
16										10.973		13.005

TABLEAU VI

C. S. : cisaillement simple.
C. D. : cisaillement double.



Translation des cendres de John Cockerill

Seraing,
14 septembre 1947

Le 14 septembre 1947 a eu lieu à Seraing une imposante cérémonie, en présence du Prince Charles, Régent de Belgique, et de nombreuses autorités belges. Les cendres de John Cockerill, l'un des pionniers de l'industrie sidérurgique moderne en Belgique, ont été portées au tombeau érigé au pied de la statue du grand industriel, devant l'Hôtel communal de Seraing.

C'est le père de John Cockerill, mécanicien anglais, qui vint s'installer en 1807, avec toute sa famille, à Liège. En 1817, John Cockerill achetait au Roi de Hollande, Guillaume I^{er}, le Château des Princes-Evêques à Seraing, afin d'y construire les usines grandioses dont il avait conçu le plan.



Les usines John Cockerill, dont la réputation est aujourd'hui mondiale, furent, dès cette époque, à l'avant-garde de la technique de la sidérurgie. Dès 1824, y était construit le premier haut fourneau marchant au coke, du continent. Peu après, y étaient laminés les premiers rails du premier chemin de fer du continent, et y étaient fabriquées les premières locomotives.

La mort prématurée du grand industriel n'arrêta pas l'essor prodigieux de la Société Cockerill, qui développa simultanément ses charbonnages, ses hauts fourneaux, ses aciéries, ses laminoirs, son atelier de construction et son chantier naval. A l'heure actuelle, cette société est l'une des plus puissantes de l'Union Economique Belgo-Luxembourgeoise.

Le solennel hommage qui a été rendu à John Cockerill, fondateur de la Société, a justement consacré son rôle dans le développement de la métallurgie belge.

CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois d'août 1947

		Production acier lingot en tonnes		
		Belgique	Luxembourg	Total
Août	1947	217.086	158.420	375.506
Août	1946	192.789	125.115	307.904
Janv.- août	1947	1.780.114	1.409.631	2.829.745

Le léger fléchissement de la production résulte des congés du personnel. Le mouvement serait donc passager, si les grèves survenues dans la

région de Liège ne menaçaient pas d'accentuer le recul, en septembre, du moins en ce qui concerne la production belge. Cette situation est d'autant plus déplorable qu'il reste à satisfaire à une demande accrue sur tous les marchés.

On nivelle à Flémalle un terrain en vue de la construction d'un laminoir à tôles fines. Un haut fourneau pour la production de fonte de moulage a été allumé aux A. M. S.

Les arrivages de minerai sont satisfaisants. En juin, sur un total de 332.000 tonnes, 146.000 tonnes nous sont parvenues du bassin de Briey, 108.000 tonnes de Suède, 65.000 tonnes d'Alsace et du Grand-Duché de Luxembourg, 13.000 tonnes du Calvados.



Marché intérieur

Les livraisons au marché intérieur tout en s'élargissant du fait de la production accrue, restent cependant insuffisantes au gré de certains consommateurs et des constructeurs. Ces derniers éprouvent notamment des difficultés à exécuter la commande de 5.000 véhicules à livrer à la France. Il y a toujours pénurie de tôles et de produits de la tréfilerie et de la boulonnerie.

Dans la branche des machines-outils, nos constructeurs, profitant notamment de l'absence de la concurrence allemande, livrent à l'intérieur trois fois, et à l'extérieur cinq fois le nombre d'unités fournies avant guerre.

L'ensemble des fournitures de Fabrimétal a atteint, en juin 1947, 117.000 tonnes, dont 5.800 tonnes provenant du groupe des ponts et charpentes; 12.000 tonnes du groupe du matériel roulant; 20.000 tonnes des spécialistes du travail de la tôle et 8.000 tonnes des fabricants d'accessoires métalliques du bâtiment.

Marché extérieur

La tendance est ferme, par continuation. Les vendeurs américains et anglais se tiennent sur la réserve et on s'attend à de nouvelles hausses de prix. La récente augmentation aux Etats-Unis, la deuxième depuis l'abandon du contrôle des prix en novembre 1946, ne semble pas suffisante pour combler la hausse des salaires, des mitrilles, du charbon et des transports qui se chiffraient au total à 10 dollars à la tonne d'acier. De même, en Angleterre, la hausse, prévue pour le 1^{er} octobre, du prix du charbon et des transports par

rail, semble rendre inévitable une augmentation du prix de l'acier.

Cette situation atténuera peut-être, pour la sidérurgie, l'effet de la malencontreuse taxe de 3 % à l'exportation que vient de décréter, avec effet au 1^{er} septembre, le Gouvernement belge, taxe qui a soulevé des protestations véhémentes dans toutes les autres industries et notamment celle de la construction métallique.

Des réunions sont prévues à Bruxelles, en octobre, en vue de la fixation des contingents à l'exportation, pour le quatrième trimestre.

Les exportations belgo-luxembourgeoises, au cours du premier semestre 1947, ont atteint 1.066.000 tonnes, soit 56 % en plus que pendant la même période de 1946. Ce tonnage dépasse de 10 % les exportations de l'Angleterre, qui n'ont pas varié par rapport à 1946.

Les exportations de juin, exceptionnellement élevées, totalisent 229.119 tonnes dont 71.000 tonnes d'acier marchand, 39.000 tonnes de profilés, 29.000 tonnes de tôles brutes, 11.500 tonnes de rails, 13.000 tonnes de fils et verges laminés à chaud, etc. Pendant les six premiers mois de 1947, les exportations représentent en moyenne 56 des expéditions totales, dont 50 % pour le groupe belge et 66 % pour le groupe luxembourgeois. Le pourcentage de fournitures luxembourgeoises au marché intérieur s'est relevé au cours des deux derniers mois.

En dehors de la Hollande et de la Suisse, les pays nordiques constituent les meilleurs clients de la Belgique et du Luxembourg. Ils absorbent à eux seuls un bon tiers de nos exportations.

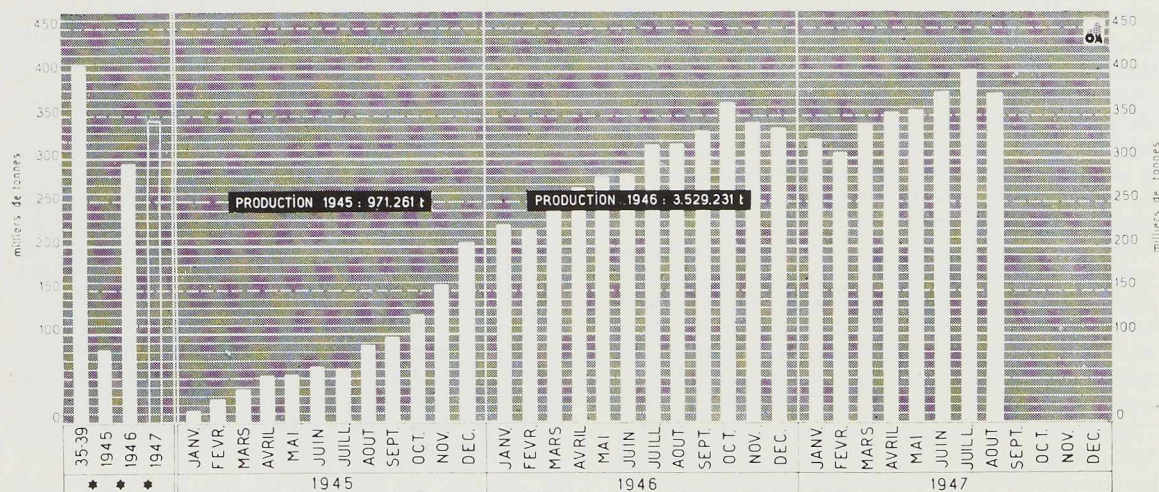


Fig. 555. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.

*** Moyennes mensuelles des années 1935-1939, 1945, 1946 et des huit premiers mois 1947.



Travaux de la jonction Nord-Midi à Bruxelles

Les travaux de la jonction Nord-Midi à Bruxelles progressent normalement, et il nous a paru intéressant de donner à nos lecteurs l'état actuel d'avancement (1). On peut estimer aujourd'hui que si aucun aléa sérieux n'entrave les travaux, les premiers trains de la nouvelle ligne rouleront vers la fin de 1949 ou au début de 1950. Tous les problèmes techniques, d'une nature souvent très complexe, ont été résolus grâce à la parfaite collaboration des ingénieurs, architectes et entrepreneurs réunis sous la direction du regretté directeur de l'Office National de la Jonction Nord-Midi, M. l'ingénieur E. Franchimont, décédé il y a peu de temps, et de M. de le Court, ingénieur en chef-directeur.

I. Tunnel

a) *Premier et deuxième tronçons du tunnel* (de l'église Notre-Dame de la Chapelle à la rue de Loxum), longueur 800 mètres. Travaux terminés.

b) *Troisième tronçon du tunnel* (rue de Loxum-rue de l'Orsendael), longueur 500 mètres. La rue de Loxum a été fermée à la circulation, on y exécute des travaux de détournement des canalisations diverses. Une sonnette de battage vient d'être montée du côté du deuxième tronçon. Les palplanches métalliques sont attendues pour le début d'octobre.

Entre la rue d'Assaut et la rue de l'Orsendael, les travaux seront terminés vers la fin de l'année.

c) *Quatrième tronçon du tunnel* (rue de l'Orsendael-boulevard Botanique), longueur 425 mètres. Les travaux sous le boulevard Botanique sont en bonne marche : le radier est bétonné; on procède actuellement au bétonnage des colonnes et dalles de l'étage ferroviaire. Pour la fin de l'année, le tunnel ferroviaire sera terminé. Il restera à exécuter la superstructure et le rétablissement de la voirie, travaux dont l'échévement se situera vers le milieu de 1948.

Dans le restant de ce tronçon entre le boulevard Botanique et la rue de l'Orsendael les deux rideaux de palplanches métalliques sont battus, sauf au droit des artères qui traversent le chantier. On procède aux terrassements, creusement des faux-puits, pose de la charpente d'étalement, etc.

d) *Cinquième tronçon du tunnel* (Jardin Botanique). Longueur 260 mètres. Les travaux de gros œuvre du tunnel sont terminés. Les travaux

(1) Voir au sujet des travaux de la jonction Nord-Midi à Bruxelles, L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 11-12/1945 pp. 210 à 212.

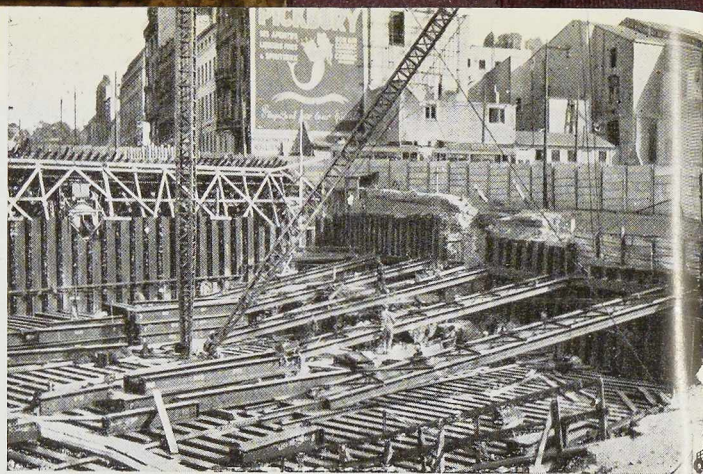


Fig. 556. Vue des travaux de la jonction Nord-Midi dans sa traversée du boulevard Botanique. Noter le radier en poutrelles à larges ailes, ainsi que les rideaux de palplanches avec leurs poussards.

de terrassement nécessaires à la remise en état du Jardin Botanique vont commencer.

II. Viaducs Nord et Midi

a) *Viaduc Nord* (rue de Brabant-rue des Plantes). Les travaux de gros œuvre sont terminés. On procède en ce moment aux travaux de parachèvement qui comportent en ordre principal la pose des voies et des pylônes supports de caténaires, les lignes électriques nécessaires à la mise en service des voies électrique surélevées Bruxelles-Anvers dont la mise en exploitation se fera au début de 1948.

b) *Viaduc Midi* (église de la Chapelle-gare du Midi). Les travaux de réaménagement des deux quadrilatères des voies situés entre la rue Basse et la rue d'Argonne, ainsi qu'une tranche du grand quadrilatère sis entre la rue d'Argonne et la rue d'Angleterre, sont en cours. Les fondations (pieux et semelles) sont presque terminées.

III. Travaux de relèvement des gares du Nord et du Midi

a) Gare du Nord

Au début de l'année 1948, le service des voies électriques Bruxelles-Anvers, sera mis en exploitation au niveau haut (côté rue d'Aerschot) et dès actuellement on travaille à la pose des pylônes caténaires et des lignes électriques. Lorsque les voies électriques seront exploitées au niveau surélevé, on mettra hors service les voies électriques actuelles et les travaux de relèvement commenceront sur ces voies.

Le premier tiers du bâtiment des Recettes (rue du Progrès) est terminé.

b) Gare du Midi

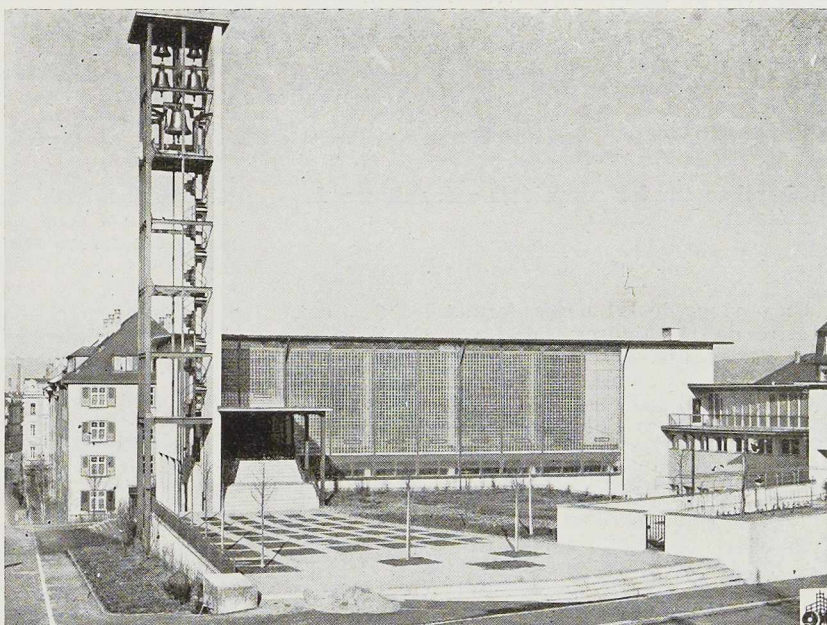
Pour le milieu de l'année 1948, 12 voies sur 22 seront exploitées au niveau surélevé.



Il y a dix ans

L'Ossature Métallique publiait dans son numéro 10, octobre 1937, un article sur l'église *Saint-Jean à Bâle* (Suisse).

Conçue par les architectes K. Egender et E. Burckhardt, ce temple a une allure franchement moderne. A l'intérieur, l'ossature métallique a été simplement peinte en blanc. L'église Saint-Jean, par son architecture originale, constitue une des curiosités de la ville de Bâle et attire l'attention des touristes étrangers; elle est dans le style des églises protestantes suisses du *xx^e* siècle.



Conférences de M. Nihoul

Le Congrès du Centenaire de l'Association des Ingénieurs de Liège (A. I. Lg.) s'est déroulé à Liège aux magnifiques installations universitaires du Val-Benoît pendant le mois de septembre 1947.

M. R.-A. Nihoul, Directeur du Centre Belgo-

Luxembourgeois d'Information de l'Acier, a présenté à la section du *Génie civil*, sous-section des *Méthodes modernes de construction*, le rapport sur *l'habitation*.

A la section de *sidérurgie*, M. R.-A. Nihoul a été invité à traiter des *Tendances modernes dans les produits laminés*.

Mort du baron Victor Horta

L'architecture moderne vient de perdre l'un de ses pionniers les plus méritants. Le grand architecte belge Baron Victor Horta vient en effet de mourir à l'âge de 87 ans. Rappelons que le baron Victor Horta naquit à Gand le 6 janvier 1861 et fut formé par Balat, l'un des maîtres de notre architecture d'inspiration classique. Ne voulant suivre, ni le romantisme déjà périmé, ni le classicisme, le baron Horta inaugura une architecture nouvelle à l'avant-progrès de son époque. Le baron Horta n'accepta aucune limitation qui aurait pu diminuer la valeur de ses œuvres, et se signala notamment par une utilisation architectonique audacieuse de l'ossature portante en acier. Bornons-nous à rappeler ici ses œuvres les plus connues: les magasins de l'Innovation, rue Neuve; la maison du Peuple à Bruxelles, dont la figure ci-contre donne la façade; le Palais des Beaux-Arts, à Bruxelles; la Gare Centrale de la Jonction Nord-Midi, à Bruxelles.

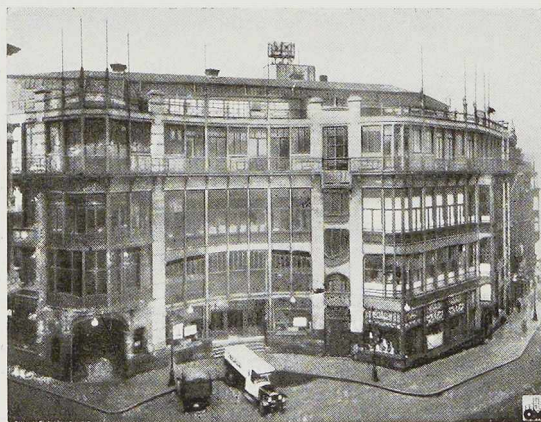


Fig. 558. Vue de la Maison du Peuple à Bruxelles, construite en 1899 et qui compte parmi les réalisations remarquables du baron Victor Horta.

Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Recherches sur les propriétés mécaniques des métaux

par M. PROT.

Un ouvrage de 121 pages, format 18 × 26 cm, illustré de 115 figures. Edité par Gauthier-Villars, Paris, 1945. Prix : 100 francs français.

L'ouvrage du Dr Prot fait partie des publications scientifiques et techniques du Ministère de l'Air français. L'auteur y expose les résultats des recherches qu'il a poursuivies depuis plusieurs années dans les Laboratoires des Services Techniques de l'Aéronautique. Ces recherches ont eu pour objet la détermination expérimentale des courbes intrinsèques et des limites de fatigue d'un certain nombre de métaux présentant des caractéristiques assez variées.

Ses études systématiques ont conduit l'auteur à rechercher et à mettre au point des types nouveaux d'éprouvettes. Celles-ci sollicitées dans des machines spécialement conçues par M. Prot, permettent de pousser beaucoup plus loin l'étude de toutes les propriétés d'un métal, qui doit, dans les constructions métalliques modernes, être sollicité de façon beaucoup plus complexe que l'étaient autrefois les aciers.

Les recherches systématiques de M. Prot, et les machines qu'il a pu mettre au point, permettent aujourd'hui de définir les aciers par leurs caractéristiques nouvelles correspondant aux conceptions actuelles et plus spécialement de déterminer les courbes enveloppes des cercles de Mohr et les limites d'endurance du métal.

Dans l'évolution de la connaissance des matériaux provoquées entre autres par le développement de la soudure, l'ouvrage de M. Prot présente un intérêt tout particulier et apporte une contribution importante.

British Iron and Steel Directory (Annuaire britannique du fer et de l'acier)

Un ouvrage de 224 pages, format 12 × 19 cm. Edité par le Metal Information Bureau, Londres, 1947. Prix : 5 shillings.

Cet annuaire donne les adresses des producteurs

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 14, rue Van Orley, à Bruxelles, ouverte de 8 h. 30 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 8 h. 30 à 12 heures).

et marchands de fer britanniques et à ce titre sera utile à ceux qui sont en contact avec l'industrie sidérurgique de Grande-Bretagne.

Leçons sur la physique interne des matériaux (2^e partie. Doctrine)

par G. A. HOMES.

Un volume de 369 pages, format 22 × 27 cm, illustré de 171 figures. Edité par G. Verschueren, Mons, 1945. Prix 450 francs.

En présence des exigences de plus en plus sévères de la technique moderne, l'ingénieur doit connaître le mieux possible le mécanisme des transformations qui modifient les propriétés des matériaux.

La physique interne des matériaux est la science qui analyse et étudie ces mécanismes. Jusqu'ici, peu d'ouvrages, surtout en langue française, se sont occupés de cette importante question. Le livre du professeur G. A. Homes vient donc à son heure et comble une véritable lacune.

Après avoir rappelé les méthodes d'investigations structurales, l'auteur montre comment on pose un diagnostic structural direct en interprétant les documents spectroradiographiques.

Les propriétés techniques des matériaux à la lumière de leur structure interne sont étudiées en détail. A côté des propriétés des monocristaux et des agrégats cristallins, nous trouvons des données sur les propriétés mécaniques, thermiques, magnétiques et électriques des métaux.

C'est ainsi que M. Homes examine tour à tour les phénomènes d'écroutissage et de fatigue, le fluage à chaud, la conductibilité électrique des métaux, etc., la restauration et la recristallisation.

Le chapitre « Soudure », quoique un peu court, ne manquera pas d'intéresser l'ingénieur. Le professeur G. A. Homes y expose ses idées sur le mécanisme du transport du métal d'apport dans la soudure à l'arc, le processus de solidification et d'adhérence du métal d'apport dans une soudure autogène. Le cas de la soudure par résistance est également examiné.

L'auteur passe ensuite à l'étude du rôle structural des éléments d'addition dans les métaux, puis viennent l'étude des matériaux céramiques et réfractaires et enfin celle des matériaux résineux, ainsi que quelques notions structurales sur les textiles et les matériaux divers.



Chaque chapitre du livre du professeur G. A. Homes est accompagné de références bibliographiques, ce qui rehausse son intérêt et le rend plus profitable pour ceux qui le consulteront.

Nouveaux systèmes de ponts métalliques pour les colonies

par E.-J. DEVROEY

Un ouvrage de 96 pages, format $15,5 \times 24,5$ cm, illustré de 34 figures. Edité par l'Institut Royal Colonial Belge, Bruxelles, 1947. Prix : 100 francs.

En 1943, le colonel Algrain a publié un ouvrage décrivant les diverses particularités et possibilités du matériel dit unifié de ponts-routes modèles 1938 à platelage tout acier, qui était admis avant la seconde guerre mondiale pour trafic lourd, autorisé à ce moment sur les routes principales du Congo belge et du Ruanda Urundi.

Mais, depuis 1938, des idées nouvelles se sont fait jour tant pour ce qui concerne l'augmentation des charges auxquelles les ponts doivent pouvoir livrer passage, que pour les modes de conception et d'exécution des ouvrages d'art métalliques au Congo belge.

On a pu se rendre compte des possibilités d'emploi aux colonies de certain matériel de ponts, utilisé ou étudié pour des fins militaires, par les armées alliées.

Dans son intéressant ouvrage, l'auteur examine quelques-unes de ces réalisations nouvelles, en vue de dégager leur influence possible sur l'évolution des transports routiers au Congo belge.

Le livre est divisé en trois parties : le trafic routier au Congo belge et au Ruanda Urundi; les ouvrages d'art; conclusions.

Dans le chapitre « Ouvrages d'art », on trouve la description de différents types de ponts métalliques (démontables et fixes) : Callender, Hamilton, Bailey, Multifer Grisard, Algrain, ponts sur poutrelles Grey, poutres Robert-Musette.

L'année ferroviaire 1947

Un ouvrage de 224 pages, format 14×23 cm, illustré de plusieurs figures. Edité par Plon, Paris, 1947. Prix : 225 francs français.

Cet ouvrage rassemble les indications sur le chemin de fer susceptibles de renseigner le public et d'aider dans leurs études les financiers, les économistes, les ingénieurs ou les sociologues.

Il comprend un certain nombre de statistiques sur les situations des chemins de fer en France et dans les différents pays du monde, ainsi que

des renseignements sur l'évolution de cette situation au cours de l'année écoulée.

Cette documentation statistique est précédée de quelques articles consacrés à des questions d'actualité ferroviaire : Transport et service public; La renaissance du rail; Locomotives d'hier et de demain; Le programme d'électrification de la S. N. C. F.; Le chemin de fer et l'aviation; etc.

Introduction à la géométrie des nombres complexes

par R. DEAUX

Un ouvrage de 163 pages, format 15×23 cm, illustré de 65 figures. Edité par De Boeck, Bruxelles, 1947. Prix : 100 francs.

Cet ouvrage développe les leçons que l'auteur donne aux candidats ingénieurs de la Faculté polytechnique de Mons (section des électromécaniciens).

Le livre du professeur Deaux est divisé en trois parties : Représentation géométrique des nombres complexes; Eléments de géométrie analytique en nombres complexes; Transformations circulaires.

Annuaire Général du Bâtiment des Travaux Publics et des Industries qui s'y rattachent

Un ouvrage de 727 pages, format 16×24 cm. Edité par les Anciens Etablissements Aug. Puvrez, Bruxelles, 1947. Prix : 120 francs.

Comme par le passé, la onzième édition de *L'Annuaire Général du Bâtiment*, contient les adresses de tous les architectes, ingénieurs-conseils, entrepreneurs, ainsi que des producteurs et fournisseurs.

Cet ouvrage de documentation est complété par un répertoire alphabétique des marques de fabrication.

Règlements de l'Institut Belge de Normalisation

Nous avons reçu de l'Institut Belge de Normalisation les deux règlements suivants :

a) NBN 148 (Edition provisoire 1946).

b) NBN 149 (Edition provisoire 1946).

Ces deux règlements concernent les produits sidérurgiques, et traitent, le premier des prélèvements et préparations des échantillons et des éprouvettes (présentation, traitement thermique, découpage et usinage), le second du tarage des machines d'essai (machines pour essais statiques et machines d'essai par choc en précisant les divers moyens de tarage par poids, dynamomètre ou par éprouvette).

Bibliographie

Résumé d'articles relatifs aux applications de l'acier ⁽¹⁾

13.0. - Aperçu sur la construction métallique

P. PEISSI, *L'Usine nouvelles*, numéro de printemps 1947, p. 37, 2 fig.

L'histoire de la construction métallique est liée à celle de l'élaboration du fer; chaque fois qu'un perfectionnement a été obtenu à la forge, les constructeurs ont accompli une nouvelle prouesse.

La construction métallique naquit au XIX^e siècle, avec la production industrielle des fontes de qualités régulières. De cette époque, il nous reste encore le pont d'Austerlitz, le pont des Arts, etc.

Cinquante ans plus tard, apparaît le fer puddlé laminé. Les profils obtenus avec ce nouveau matériau permettent de réaliser par assemblages, toutes les pièces des charpentes. C'est la période des chemins de fer, des ponts et gares. Citons le pont d'Asnières, aujourd'hui centenaire, la gare du Nord et la gare d'Orléans à Paris, etc., la tour Eiffel, le pont du Forth avec deux portées de 500 mètres, la Galerie des Machines, admirable par son arc à trois articulations de plus de 110 mètres de portée. Le métal y travaille à 8 kg par mm². Ces ouvrages coûtèrent, à l'époque, 0,63 fr. le kg.

Ensuite, les constructeurs métalliques disposèrent d'un nouveau matériau : l'acier doux laminé Thomas ou Martin, qui résiste très bien à la traction.

Dès la troisième décennie du XX^e siècle, on emploie des aciers qui ont une résistance mécanique de 10 % supérieure à l'acier ordinaire et on passe sans hésitation à la construction de ponts de 500 mètres de portée (ponts en arc de Sydney en Australie et Kill van Kull près de New-York).

Quelques années plus tard, le record de la portée atteint 1.070 mètres, avec le « George Washington » à New-York et 1.270 mètres avec le « Golden Gate » à San-Francisco.

Actuellement, avec les aciers spéciaux à moins de 0,20 % de carbone, on peut utiliser le procédé de liaison par soudure. Les constructeurs nous offrent maintenant de magnifiques constructions

à ossature métallique. C'est la période des « gratte-ciel » avec l'Empire State Building de New-York. Il a 379 mètres de haut et abrite 18.500 personnes. Les éléments de l'ossature arrivent préfabriqués sur le chantier. Ces gratte-ciel ont une grande résistance mécanique aux effets de souffle des bombardements; quand le déplacement d'air est si violent que les remplissages et les couvertures sont enlevés, l'ossature en acier seule reste debout.

20.0a. - Les ponts-rails suisses

L. MARGUERAT, *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, nos 14 et 15, 12 juillet 1947, pp. 177 à 182, 15 fig.

Les premiers ponts suisses en fer eurent le désavantage d'être sensibles à l'augmentation des surcharges qui ne dépassaient pas 3,5 à 4 tonnes par mètre au moment de leur conception. Les phénomènes tels que le flambage des membrures, le freinage, les effets de chocs étaient alors mal connus. Il en est résulté des ouvrages grêles qui ont tous dû être renforcés ou remplacés. La plupart de ces ponts étaient en treillis.

Après la catastrophe de Münchenstein (1892), on renforça de nombreux ponts métalliques. Grâce au progrès réalisé dans la métallurgie, le fer céda le pas à l'acier à la fin du XIX^e siècle.

Le développement de la statique permit aux constructeurs de serrer de plus près le travail réel des ouvrages et de s'enhardir. Le treillis multiple fait place au croisillon simple, puis au seul triangle.

Dès 1920, on ne construit plus de nouvelles lignes, mais leur électrification entraîne le remplacement de nombreux ponts ou leur renforcement. On dépasse l'ordonnance de 1913 basée sur les essieux de 15 tonnes. Dès lors la poutre en V ou celle à âme pleine prime, et on utilise l'acier doux normal St 37. Ensuite, on commence à utiliser les aciers spéciaux; c'est le cas du pont sur l'Aar à Brügg, qui est en acier au silicium.

La soudure apparut en 1930 sur un pont-rails et amène avec elle de larges applications dans les poutres à âme pleine. Il en résulte toute une série d'ouvrages qui ont vu le jour entre 1920 et 1947 : Pont sur la Birse près de Bärschwil. Ponts en auge de Vedeggio et du Trodobach. Ces constructions combinées de poutres à âme pleine et de dalles en béton armé permettent un calage parfait des traverses métalliques dans le ballast.

(1) Les listes des périodiques reçus par notre Association ont été publiées dans les numéros 1/2-1946 et 2-1947 de *L'Ossature Métallique*. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, 14, rue Van Orley, à Bruxelles ouverte de 8 h. 30 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 8 h. 30 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification, dont le tableau a été publié dans *L'Ossature Métallique*, no 7/8-1946, p. 199.



P

our tout ce qui concerne

La Soudure Electrique:



Electrodes
Transformateurs statiques
Groupes convertisseurs
Génératrices & alternateurs
Groupes électrogènes

Soudeuses par résistance
Soudeuses par points
Soudeuses continues
Soudeuses par rapprochement

Matériel de soudure automatique
Sous flux électro-conducteur

Agents exclusifs de la
Société Anonyme Française UNIONMELT à Paris

consultez

L'AIR LIQUIDE

Société Anonyme

Reg.de Commerce Liège, N°1056

LIÈGE

Quai Orban, 31.
Tél: 62580.

GAND

Rameau des Capucins, 5
Tél. 533.40.

BRUXELLES

Rue J.B. de Cock, 71.
Tél: 26.71.30.

*Demandez devis & renseignements sans aucun engagement
Nos services techniques sont à votre disposition & vous conseilleront utilement.*

standardisée pour l'intérieur

légère, indéformable

PORTES

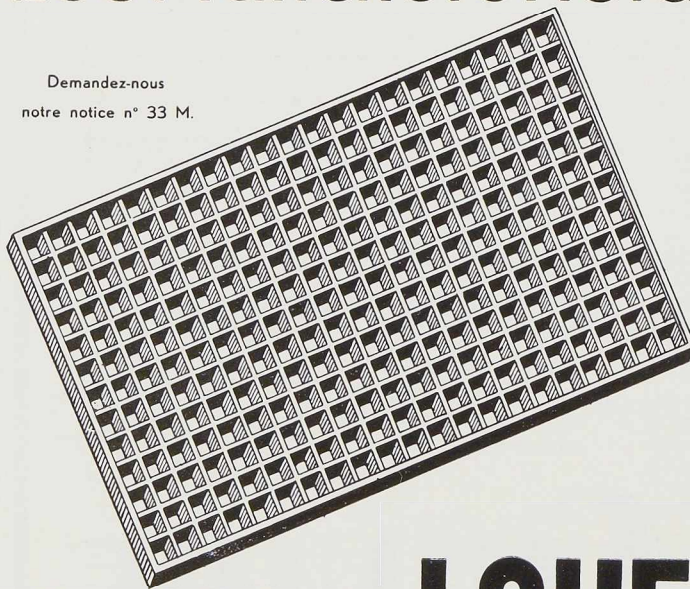
MÉTALLIQUES

VANDERPLANCK

(Tel: MANAGE 124) FAYT · LEZ · MANAGE
S. P. R. L.

Les Planchers Métalliques Lauffer Galvanisés

Demandez-nous
notre notice n° 33 M.



... remplacent les tôles striées et les tôles perforées.

Mais les avantages qu'ils présentent sont autrement importants. Résistance inégalée. Non glissants. Ils laissent passer l'air à profusion. La teinte claire de leur galvanisation leur assure une luminosité particulière.

Les planchers métalliques LAUFFER qui sont fabriqués à dimensions, contribuent à donner aux locaux industriels un aspect bien spécial d'ordre et de propreté.

Ils sont actuellement d'une application courante pour les planchers de chaufferies, salles de machines, passerelles, canivaux, bouches d'air et de chaleur, fosses de garage, etc.

Usines **LAUFFER** Frères

Hermalle sous Argenteau

INDUSTRIELS

La concurrence s'annonce âpre.
Abaissez vos prix de revient!

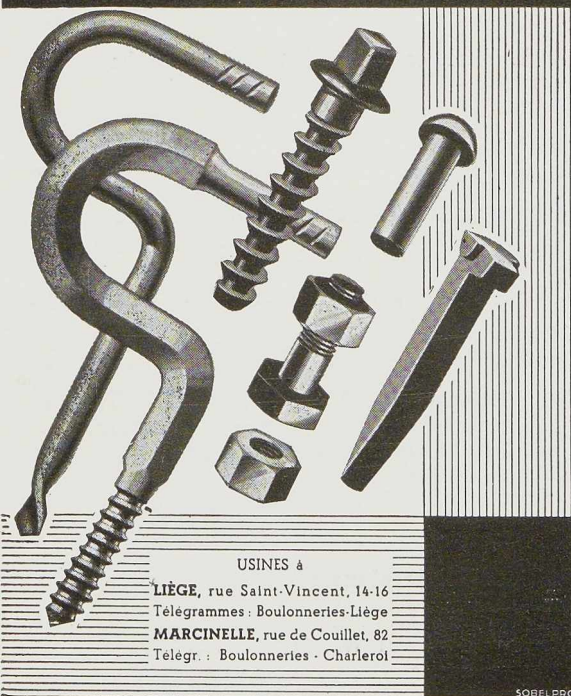


Spécialisé en
ÉLECTRICITÉ
MÉCANIQUE
THERMO-DYNAMIQUE
GÉNIE CIVIL

Se charge d'étudier
l'ORGANISATION
l'AMÉLIORATION
la TRANSFORMATION
l'AGRANDISSEMENT
de vos usines

Bureau d'Etudes Industrielles F. COURTOY
S. A. — 43, rue des Colonies, BRUXELLES

STÉ A ME DES BOULONNERIES DE LIÈGE ET DE LA BLANCHISSERIE

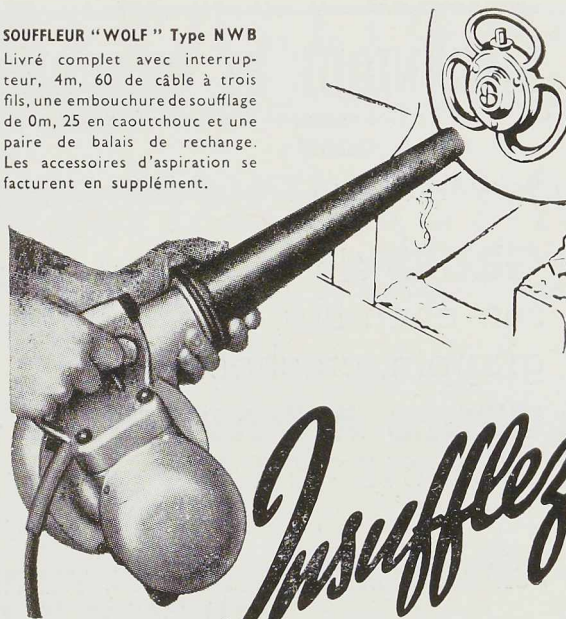


USINES à
LIÈGE, rue Saint-Vincent, 14-16
Télégrammes : Boulonneries-Liège
MARCINELLE, rue de Couillet, 82
Télégr. : Boulonneries - Charleroi

SOBELPRO

SOUFFLEUR "WOLF" Type NWB

Livré complet avec interrupteur, 4m. 60 de câble à trois fils, une embouchure de soufflage de 0m, 25 en caoutchouc et une paire de balais de recharge. Les accessoires d'aspiration se facturent en supplément.



UNE PROLONGATION DE VIE DANS VOS MACHINES

Prolongez de plusieurs années l'existence de vos machines, à l'aide d'un souffleur "Wolf" extrêmement puissant. Celui-ci souffle l'air à une vitesse de 350 Km.h., chassant poussières, crasses, mailles, copeaux, etc. L'embouchure en caoutchouc est une garantie de sécurité parfaite quand on travaille sur des appareils électriques. Nous vous offrons là une machine, dont le capital investé produit le dividende le plus élevé.

OUTILLAGE ÉLECTRIQUE

Wolf

★ Prospectus de tout l'outillage "Wolf" sur demande.

FABRIQUÉ PAR LA SOC. S. WOLF & CO. LTD., LONDRES, ANGLETERRE

Agents généraux pour la Belgique et le Grand Duché de Luxembourg (Vente en Gros et Entretien) :

J. & R. LENAERS

5, Ave. Ernest Renan, BRUXELLES, 3.

MÉCANIQUE ET CHAUDRONNERIE DE BOUFFIOULX

Anciennement
« LA BIESME »

Société Anonyme

BOUFFIOULX
(Belgique)

Téléphone : Charleroi : 300.65 - 300.66 - 300.67 Adresse télégraphique : Biesme - Châtelineau

GRUES électriques ou à moteur Diesel, sur rails ou sur chenilles, avec équipement en pelle, dragline, grappin, crochet.

GRUES A VAPEUR sur rails à écartement normal
Type 643 - 6 T. à 4 m Type 1243 - 12 T. à 4 m.
à 1 et 2 tambours de levage.

PONTS ROULANTS, SAUTERELLES, TRANSPORTEURS, GRAPPINS, APPAREILS DE LEVAGE ET DE MANUTENTION

MECANIQUE GENERALE - CHAUDRONNERIE

INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A. C. M. T.	11	S. A. Ateliers de Construction Jambes	
L'Air Liquide.	29	Namur	22
Arcos, « La Soudure Electrique Auto- gène »	2	Jouret	13
Ateliers Métallurgiques Nivelles	16	Laminaires de Longtain	21
B. E. I.	31	Lauffer Frères	30
Usines Gustave Boël.	20	Marigrée, Société Commerciale d'Ougrée	26
Mécanique et Chaudronnerie de Bouf- fioulx, S. A.	32	Nobels-Peelman	28
S. A. des Boulonneries de Liège et de la Blanchisserie	31	L'Oxhydrique Internationale	couv. III
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve couv.	II	Someba	6
P. & M. Cassart	5	Soudométal	16
Cockerill	8	John Thienpont S. A.	12
Columeta	23-24-25	S. A. Hauts-Fournaux, Forges et Aciéries de Thy-le-Château et Marcinelle	17
Davum	7	Titan Anversois.	19
Alexandre Devis & C ^o	10	Usines à Tubes de la Meuse	18
Electromécanique	15	Ucométal	9
Société Métallurgique d'Enghien-Saint- Eloi	couv. IV	Ateliers Vanderplanck, S. P. R. L.	30
E. S. A. B.	27	S. Wolf & C ^{ie}	31
		Anciens Ets Paul Würth	14