

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. télégraph. : « Ossature-Bruxelles »

8^e ANNÉE

N° 3

MARS 1939

S O M M A I R E

Le hangar d'aviation du nouvel aéroport de Milan-Linate	115
Les charpentes soudées grillagées à éléments diagonaux, par A. H. Pandya et R. J. Fowler	119
Le pont international des « Mille-Iles » entre le Canada et les Etats-Unis	125
L'acier et ses applications	128
Les constructions tubulaires démontables en Belgique, par P. Hougardy	129
Construction d'un plancher de travail à la Basilique Nationale du Sacré-Cœur à Koekelberg-Bruxelles . .	136
Quelques problèmes posés par le laminage	138
Les nœuds des charpentes métalliques, par F. Riessauw	141
Les bases expérimentales de la théorie de l'équilibre élasto-plastique, par G. Colonnetti	147
Les progrès techniques en construction soudée, par L. Rucquoi	151
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois de février 1939. - Congrès de Liège de l'Association française pour l'Avan- cement des Sciences du 17 au 22 juillet 1939. - Le nouveau Pont de Howrah aux Indes britanniques. - L'acier dans les mines. - Journées de conférences sur la Corrosion. - Tableau des profilés. - ÉCHOS ET NOUVELLES	156
OUVRAGES RÉCEMMENT PARUS	160
BIBLIOGRAPHIE	163

COUVERTURE : La photographie de la couverture représente des
hauts fourneaux des Usines de La Providence à Marchienne-
au-Pont. (Photo Willy Kessels.)

ABONNEMENTS :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : 1 an, 60 francs belges.

France et ses Colonies : 1 an, 95 francs français, payables au dépositaire général
pour la France : Librairie des Sciences GIRARDOT & Cie, 27, quai des
Grands-Augustins, Paris 6^e (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

Autres pays : 1 an, 20 belgas, payables par chèques postaux, par chèque ou
par mandat-poste, adressés au Centre belgo-luxembourgeois d'Informa-
tion de l'Acier, à Bruxelles.

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

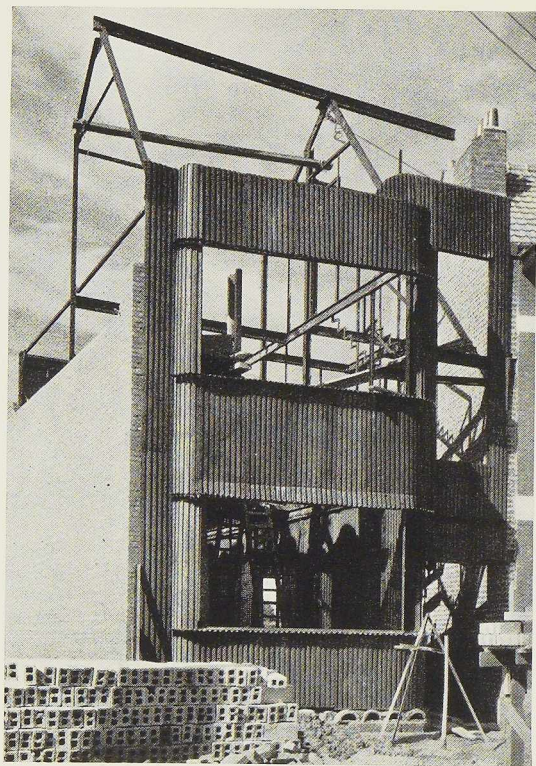
PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 7,50,
France : francs français 10,- ; **autres pays** : belgas 2,-.

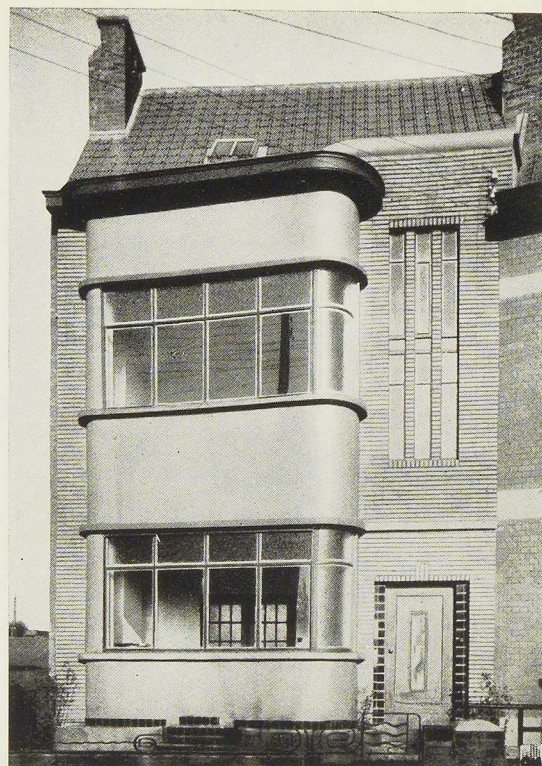
DROIT DE REPRODUCTION :

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





Villa montée avec parois Am' Acier



am'acier

*le complément
de l'ossature métallique*



**LES ATELIERS
MÉTALLURGIQUES S. A.**

NIVELLES

AGENT GÉNÉRAL : **BRUXELLES, 54, rue des Colonies.** Téléphone 17.43.05

CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF

Président d'Honneur : M. Eugène GEVAERT, Directeur Général Honoraire des Ponts et Chaussées.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

Président :

M. Albert D'HEUR, Président du Comptoir de Vente de la Sidérurgie Belge.

Vice-Président :

M. Eugène FRANÇOIS, Professeur à l'Université de Bruxelles.

Membres :

M. Oscar BIHET, Administrateur-Directeur Gérant des Usines à Tubes de la Meuse, S. A.;

M. Fernand COURTOY, Président et Administrateur délégué du Bureau d'Etudes Industrielles F. COURTOY, S. A.;

M. Arthur DECOUX, Directeur Général de la S. A. des Laminiers, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de La Providence, Vice-Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges;

M. Alexandre DEVIS, Administrateur délégué de la S. A. des Anciens Etablissements Paul Devis, Délégué de la Chambre Syndicale des Marchands de fer et du Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique;

Directeur : M. Léon RUCQUOI, Ingénieur civil des Mines, Ingénieur des Constructions civiles, Master of Science in Civil Engineering.

Correspondant étranger : M. Gérard-L. WILKIN, Ing. (A. I. Br.), 370, Riverside Drive, New-York, U. S. A.

M. Hector DUMONT, Administrateur-Directeur de la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur;

M. Léon GREINER, Administrateur-Directeur Général de la S. A. John Cockerill, Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges;

M. Louis ISAAC, Administrateur délégué de la S. A. Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi;

M. Ludovic JANSSENS de VAREBEKE, Président de la S. A. des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman;

M. Aloyse MEYER, Directeur Général des A. R. B. E. D., à Luxembourg;

M. Henri NOEZ, Directeur Général de la Fabrique de Fer de Charleroi, Président du Groupement des Transformateurs du Fer et de l'Acier de Charleroi;

M. François PEROT, Administrateur Directeur Général de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, Vice-Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges;

M. Henri ROGER, Directeur Général des H. A. D. I. R., à Luxembourg.

Ingénieur : M. René-A. NIHOUL, Ing. (A. I. G.).

Secrétaire : M. J.-J. THIRY.

LISTE DES MEMBRES

ACIÉRIES BELGES

Angleur-Athus, S. A., à Tilleur-lez-Liège.
Usines Gustave Boël, S. A., à La Louvière.
Fabrique de Fer de Charleroi, S. A., à Charleroi.
Forges de Clabecq, S. A., à Clabecq.
John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
Métallurgique d'Espérance-Longdoz, S. A., 1, rue de Huy, Liège.
Usines Gilson, S. A., à La Croyère, Bois-d'Haine.
Usines Métallurgiques du Hainaut, S. A., à Couillet.
Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.
Laminiers, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de La Providence, S. A., à Marchienne-au-Pont.
Aciéries et Minières de la Sambre, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
Métallurgique de Sambre et Moselle, S. A., à Montigny-sur-Sambre.
Hauts Fourneaux, Forges et Aciéries de Thy-le-Château et Marcinelle, S. A., à Marcinelle.

ACIÉRIES LUXEMBOURGEOISES

Aciéries Réunies de Burbach-Eich-Dudelange (Arbed), S. A., avenue de la Liberté, Luxembourg.
Hauts Fourneaux et Aciéries de Differdange, Saint-Ingbert, Rumelange (Hadir), S. A., 26, avenue de la Porte Neuve, Luxembourg.
Minière et Métallurgique de Rodange, S. A., à Rodange.

TRANSFORMATEURS

Laminiers d'Anvers, S. A., 38, rue Métropole, Schooten.
Forges et Laminiers de Baume, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
Tôleries Delloye-Matthieu, S. A., à Marchin (Huy).
Usines Gilson, S. A., à La Croyère, Bois-d'Haine.
Laminiers de Longtain, S. A., à La Croyère, Bois-d'Haine.
La Métal-Autogène, S. A., 490, rue Saint-Léonard, Liège.
Usines de Moncheret, à Acoz, Division de la S. A. des Aciéries et Minières de la Sambre.
Laminiers de l'Ourthe, S. A., Sauheid-lez-Chênée.
Laminiers et Boulonneries du Ruau, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
Usines à Tubes de la Meuse, S. A., à Flémalle-Haute.

ATELIERS DE CONSTRUCTION

- Société Anglo-Franco-Belge de Matériel de chemins de fer**, à La Croÿère.
- Ateliers d'Awans et Etablissements François réunis**, S. A., à Awans-Bierset.
- Ateliers de Construction de la Basse-Sambre**, S. A., à Moustier-sur-Sambre.
- Baume et Marpent**, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
- Ateliers de Construction Alphonse Bouillon**, 58, rue de Birmingham, Molenbeek-Saint-Jean.
- Ateliers de Construction Paul Bracke**, s. p. r. l., 30-40, rue de l'Abondance, Bruxelles.
- Usines de Braine-le-Comte**, S. A., à Braine-le-Comte.
- La Brugeoise et Nicaise & Delcuve**, S. A., à La Louvière.
- Chaubobel**, S. A., à Huyssinghen.
- John Cockerill**, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
- La Construction Soudée**, Anciens Etablissements André Beckers, S. A., chaussée de Buda, Haren.
- « Cribla »**, S. A., Construction de Criblages et Lavoirs à charbon, 31, rue du Lombard, Bruxelles.
- Compagnie Centrale de Construction**, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
- Ateliers Detombay**, S. A., à Marcinelle.
- Ateliers de la Dyle**, S. A., à Louvain.
- Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi**, S. A., à Enghien.
- Ateliers Georges Heine**, S. A., chaussée des Forges, Huy.
- Ateliers de Construction de Jambes-Namur**, S. A., à Jambes-Namur.
- Constructions Métalliques de Jemeppe-sur-Meuse**, S. A., Anc. Ateliers Georges Dubois, à Jemeppe-sur-Meuse.
- Ateliers Emile Kas**, avenue de Mai, 264-266, Woluwe-Saint-Lambert.
- Ateliers de Construction de Malines (Acomal)**, S. A., 29, Canal d'Hanswyck, Malines.
- Les Ateliers Métallurgiques**, S. A., à Nivelles.
- Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Pelman**, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).
- Ateliers Métallurgiques et Chantiers Navals**, S. A., 192, chaussée de Louvain, Vilvorde.
- Ateliers de Construction de Mortsel et Etablissements Geerts et Van Aalst réunis**, S. A., à Mortsel-lez-Anvers.
- Ougrée-Marihaye**, S. A., à Ougrée.
- Ateliers Sainte-Barbe**, S. A., Eysden-Sainte-Barbe.
- Constructions Métalliques Hub. Simon**, 148, rue de Plainevaux, Seraing-sur-Meuse.
- Chaudronneries A.-F. Smulders**, S. A., à Grâce-Berleur-lez-Liège.
- « Soméba »**, Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).
- Ateliers Arthur Sogniez Fils**, 42, rue des Forgerons, Marcinelle.
- Etablissements D. Steyart-Heene**, à Eecloo.
- Ateliers de Construction Mécanique de Tirlémont**, S. A., à Tirlémont.
- Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck**, à Willebroeck.
- Société Anonyme des Anciens Etablissements Paul Würth**, à Luxembourg.

CHÂSSIS MÉTALLIQUES

- Chamebel (Le Châssis Métallique Belge)**, S. A. Belge, chaussée de Louvain, à Vilvorde.
- « Soméba »**, Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).
- Ateliers Tantôt Frères**, S. A., 39, rue de l'Orient, Bruxelles.

MEUBLES MÉTALLIQUES

- Maison Desoer**, S. A. (meubles métalliques ACIOR), 17-21, rue Ste-Véronique, Liège, 16, rue des Boiteux, Bruxelles.
- Etablissements C. Lechat**, Ing., S. A., 12, rue de l'Automne, Bruxelles.

SOUDURE AUTOGÈNE

Matériel, électrodes, exécution

- L'Electrode**, S. C., 21, rue de la Meuse, Jemeppe-sur-Meuse.
- Electromécanique**, S. A., 19-21, rue Lambert Crickx, Bruxelles.
- ESAB**, S. A., 118, rue Stephenson, Bruxelles.
- Electro-Soudure Thermarc**, S. A., plaine des Manœuvres, Louvain.

- L'Air Liquide**, S. A., 31, quai Orban, Liège.
- La Soudure Electrique Autogène « Arcos »**, S. A., 58-62, rue des Deux Gares, Bruxelles.
- L'Oxydrique Internationale**, S. A., 31, rue Pierre van Humbeek, Bruxelles.

COMPTOIRS DE VENTE DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

- Cosibel** (Comptoir de Vente de la Sidérurgie Belge), S. C., 9, rue de la Chancellerie, Bruxelles.
- Davum**, S. A. Belge, 4, quai Van Meteren, Anvers.
- Gilsoco**, S. A., La Louvière.
- Ucométal** (Union Commerciale Belge de Métallurgie), 24, rue Royale, Bruxelles.

MARCHANDS DE FER ET DE POUTRELLES

Individuellement :

- Anciens Etablissements Paul Devis**, S. A., 43, rue Masui, Bruxelles.
- Métaux Galler**, S. A., 22, avenue d'Italie, Anvers.
- Etablissements Geerts et Van Aalst réunis**, S. A., à Mortsel-lez-Anvers.
- Etablissements Gilot Hustin**, 14, rue de l'Etoile, à Namur.
- Oortmeyer, Mercken et Cie**, Société en commandite simple, 404-412, avenue Van Volxem, Bruxelles.
- Fers et Aciers Fante et Masquelier**, S. A., 30, rue du Limbourg, Gand.
- Peeters Frères**, 10, Marché-au-Poisson, Louvain.

Collectivement :

- Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique**, 2, rue Auguste Orts, Bruxelles.
- Chambre Syndicale des Marchands de fer**, 2, rue Auguste Orts, Bruxelles.

BUREAUX D'ÉTUDES ET INGÉNIEURS-CONSEILS

- Bureau d'Etudes Industrielles Fernand Courtoy**, S. A., 43, rue des Colonies, Bruxelles.
- Bureau d'Etudes René Nicolai**, 12, quai Paul van Hoegaerden, Liège, 6, place Stéphanie, Bruxelles.
- MM. C. et P. Molitor**, Construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstael, Bruxelles.
- M. G. Moressée**, ingénieur-conseil (A.I.Lg.), Le Petit Beaumont, Ham, Esneux.
- M. A. Spoliansky**, ingénieur-conseil (A.I.Lg.), Résidence Palace, 155, rue de la Loi, Bruxelles.
- M. P. Streitz**, ingénieur-conseil (A.I.G., A.I.Lg., A.I.M.), Bureau d'Etudes « Bétéc », 186, ch. d'Ixelles, Bruxelles.
- M. J. F. Van der Haeghen**, ingénieur-conseil (U.I.Lv.), 104, boulevard Saint-Michel, Bruxelles.
- MM. J. Verdeyen et P. Moenaert**, ingénieurs-conseils (A.I.Br.), 5, rue Jean Chapelié, Bruxelles.

PROTECTION CONTRE LA CORROSION

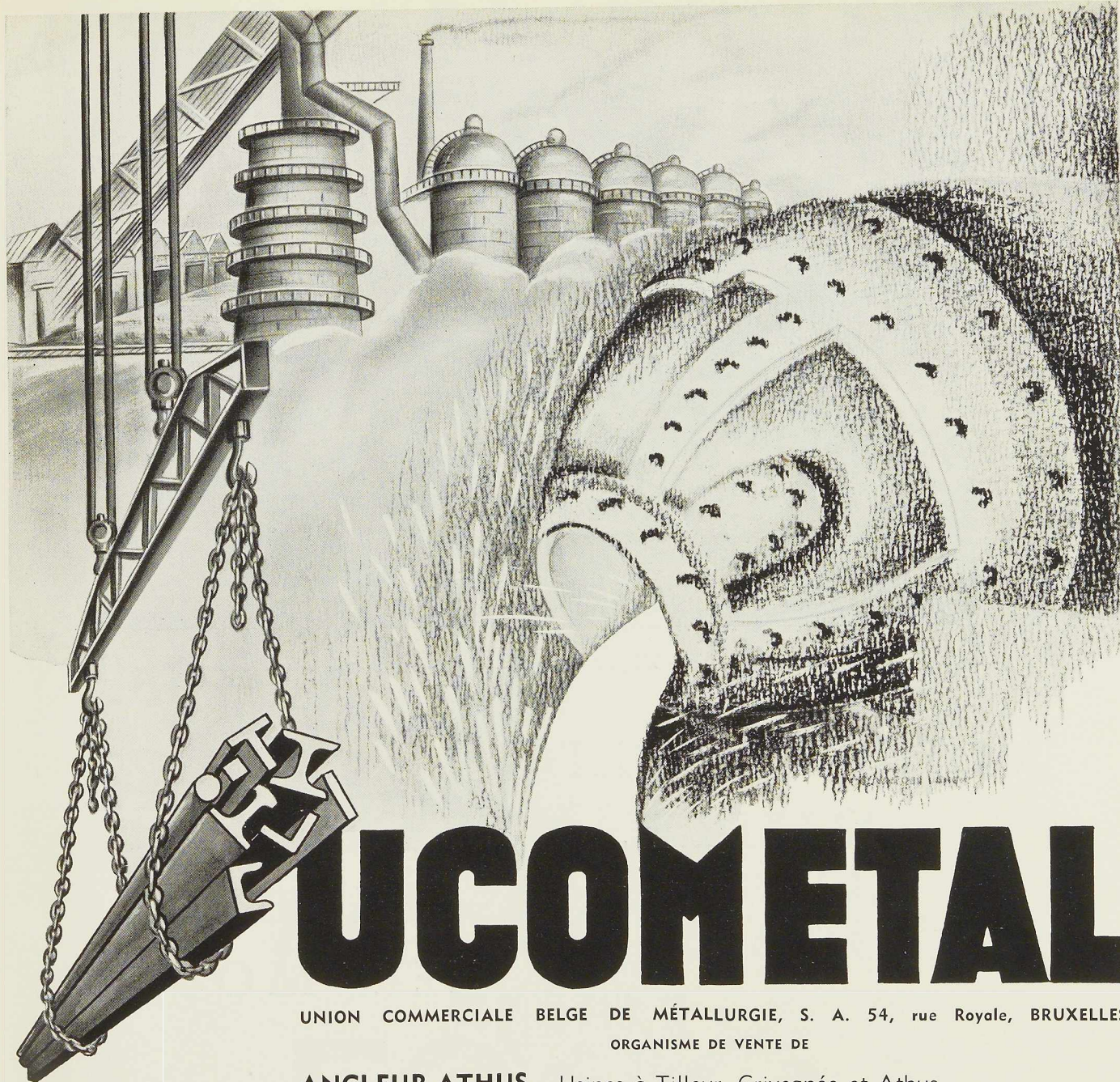
- Acéméta**, S. A., 4, avenue Rittweger, Haren-Bruxelles.
- Métallisation des Flandres**, S. P. R. L., 57-59, Vieux Chemin de Bruxelles, Gendbrugge-lez-Gand.

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

- Briqueteries et Tuileries du Brabant**, S. A., 21, rue de Mons, Tubize.
- Etablissements Cantillana**, S. A., rue de France, 29, Bruxelles.
- Farcométal** (métal déployé), 204, rue Royale, Bruxelles.
- Le Plancher Tubacrier** (Produits Durisol), 158, boulevard Adolphe Max, Bruxelles.
- Tuileries et Briqueteries d'Hennuyères et de Wanlin**, S. A., à Hennuyères.
- MM. Vallaeys et Vierin** (Briques Moler), 69, av. Broustin, Ganshoren-Bruxelles, 9, av. Elsdonck, Wilrijk-Anvers.

MEMBRES INDIVIDUELS

- M. Eug. François**, professeur à l'Université de Bruxelles, 155, rue de la Loi, Bruxelles.
- M. Jean François**, membre associé de la firme François, 43, rue du Cornet, Bruxelles.
- M. J.-R. Van Hoenacker**, architecte, rue Vénus, 33, Anvers.



UCOMETAL

UNION COMMERCIALE BELGE DE MÉTALLURGIE, S. A. 54, rue Royale, BRUXELLES
ORGANISME DE VENTE DE

ANGLEUR-ATHUS, Usines à Tilleur, Grivegnée et Athus.

COCKERILL, Usine Métallurgique et Ateliers de Construction à Seraing,
Chantier Naval à Hoboken.

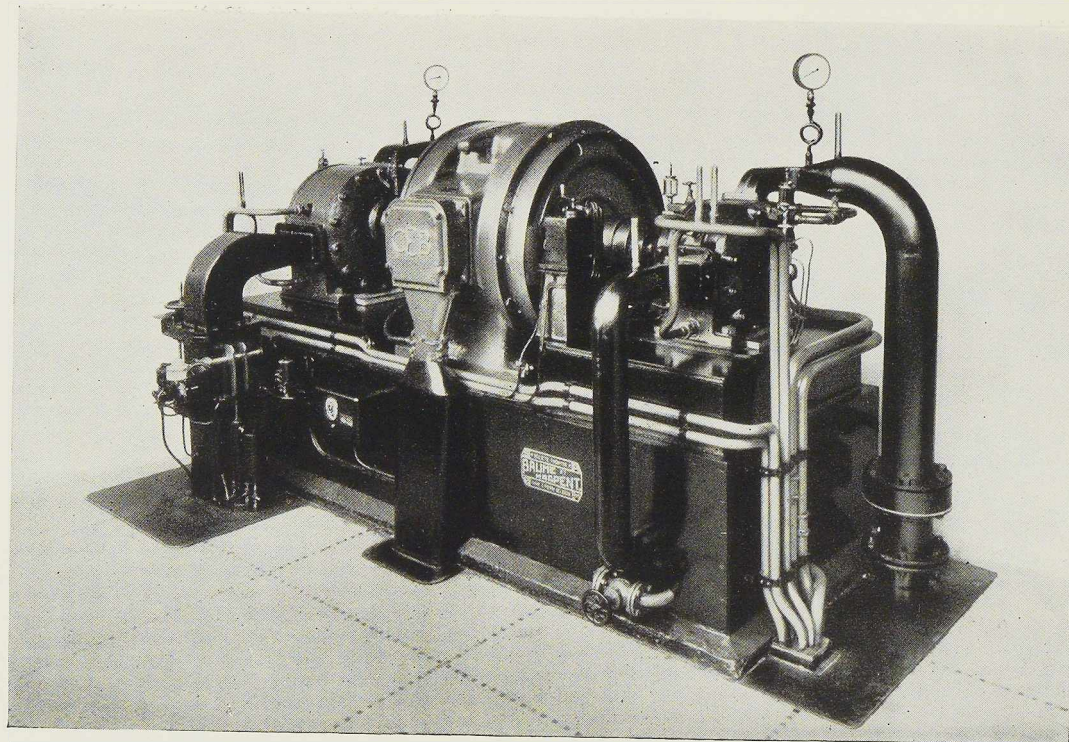
PROVIDENCE, Usines à Marchienne-au-Pont (Belgique).
Rehon (France-M.-et-M.) Haumont (France-Nord).

SAMBRE ET MOSELLE, Usines à Montignies-sur-Sambre et Châtelineau.

Capital global des usines : 700 millions de francs.

Capacité totale de production : 3 millions de tonnes par an.

TOUS PRODUITS MÉTALLURGIQUES



COMPRESSEUR RM - 150 CV 500 t/m. 7 kg. eff/cm² en 2 ÉTAGES

MOTEURS ROTATIFS

MATERIEL ROULANT

PONTS & CHARPENTES

ACIERS MOULES

SOCIÉTÉ ANONYME

BAUME & MARPENT

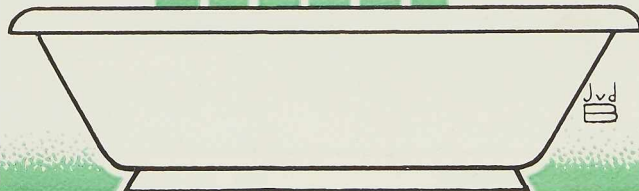
HAINÉ - SAINT - PIERRE

TOUS LES MEILLEURS

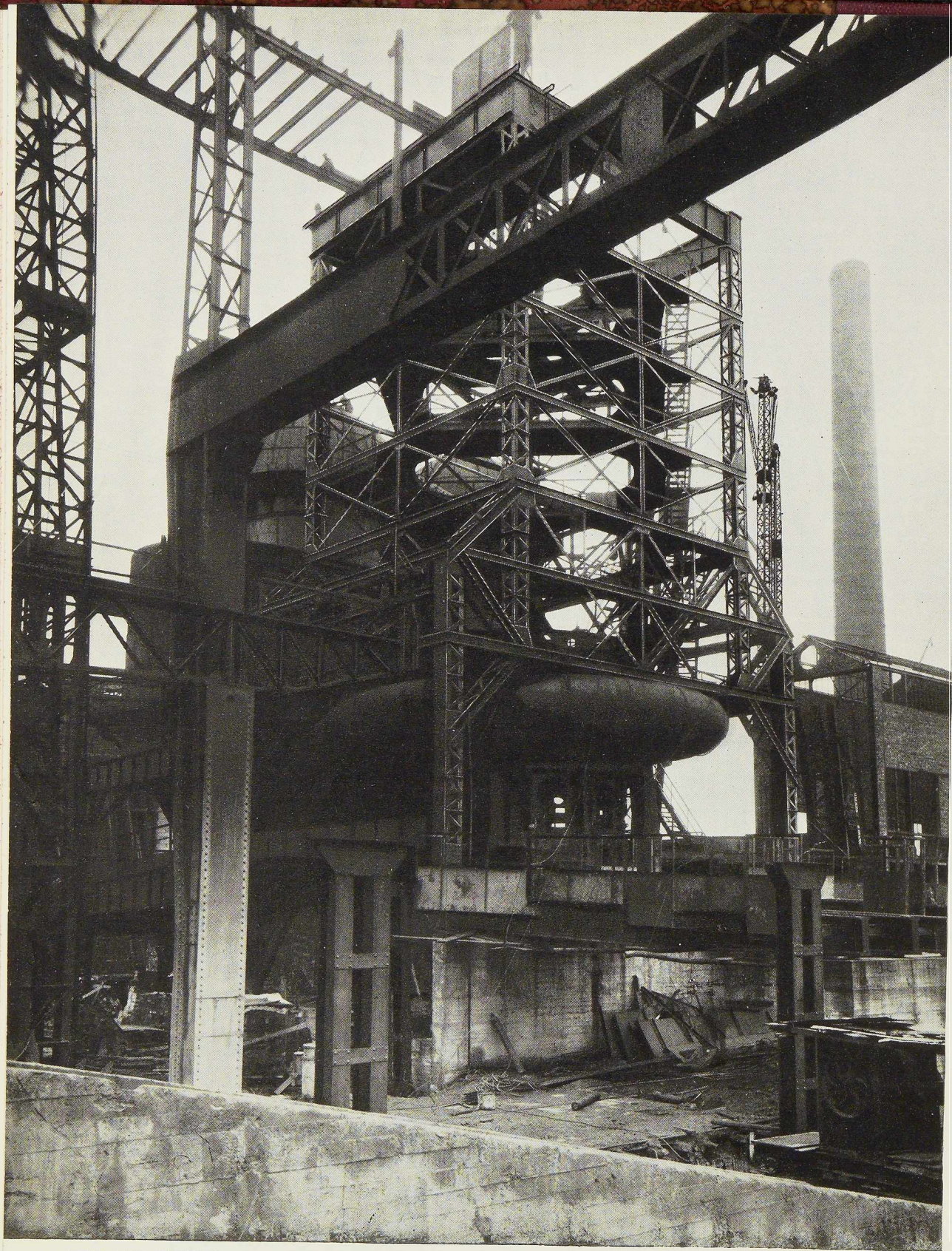


*Appareils
sanitaires*

FACQ



POUR LES INSTALLATIONS PRIVÉES (DE LUXE ET COURANTES),
CLINIQUES, HÔPITAUX, CABINETS MÉDICAUX, USINES ET ATELIERS.
SALLE D'EXPOSITION ET MAGASINS : 20, RUE DU COULOIR, IXELLES (BRUXELLES).
SUCCURSALE : 10 À 14, RUE VERHOEVEN, BRUXELLES II (LAEKEN).



CARCASSE
BLINDAGE
EN TÔLE ET
ARMATURES
D'UN HAUT
FOURNEAU

•
SOCIÉTÉ
ANONYME
DES ANCIENS
ÉTABLISSEMENTS

PAUL WURTH · LUXEMBOURG

TÉLÉPHONE : 23.22 - 23.23 - 28.52

ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE : PEWECO-LUXEMBOURG

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

8^e ANNÉE - N° 3

MARS 1939

Le hangar d'aviation du nouvel aéroport de Milan-Linate

A environ 3 kilomètres de Milan, on a achevé récemment la construction d'un nouvel aéroport qui se classe parmi les premiers d'Europe. Ce nouvel aéroport comprend notamment un hangar remarquable tant par ses dimensions grandioses que par la conception de sa toiture. Ce hangar, le plus grand d'Italie, est vraisemblablement, en outre, l'un des plus importants existant à l'heure actuelle.

L'ensemble du nouveau hangar de Milan mesure 60×190 mètres et couvre une surface de 11.500 m^2 . Le hangar lui-même a une superficie entièrement libre de 7.200 m^2 et est constitué par une vaste salle dont les dimensions intérieures sont de 120 mètres de largeur, 60 mètres de profondeur et $12^{\text{m}}50$ de hauteur. La charpente de la toiture, entièrement en acier, repose sur ses fondations par l'intermédiaire de quatre poteaux seulement en béton armé.

Les deux poutres principales, distantes de 36 mètres l'une de l'autre, ont une portée d'axe en axe de 123 mètres (fig. 156). Elles sont constituées par une poutre en treillis à membrures parallèles d'une hauteur de $4^{\text{m}}50$, soit $1/27^{\text{e}}$ de la portée, suspendue tous les 8 mètres environ à un arc para-

bolique de 10 mètres de flèche travaillant uniquement en compression.

Comme l'arc se trouve entièrement à l'extérieur de la toiture, ce dispositif constructif a permis de réduire au maximum la hauteur totale du hangar et de diminuer en conséquence la superficie offerte au vent. La partie la plus élevée du hangar se trouve à 21 mètres au-dessus du sol.

Les deux poutres portantes, véritables maîtresses-poutres d'un pont en arc, sont posées sur appuis simples sur les colonnes en béton. L'un des appuis est fixe, l'autre est à roulements; de cette façon, un affaissement éventuel dans les fondations n'entraînerait aucun danger quant à la stabilité de la construction; une telle éventualité n'a pu être exclue étant donné les charges très élevées (600 tonnes par appui) que transmet la toiture à ses fondations. Les deux maîtresses-poutres en arc sont réunies l'une à l'autre tous les $7^{\text{m}}50$ par des fermes en treillis qui sont prolongées en porte-à-faux de 12 mètres de part et d'autre des poutres principales (fig. 158). L'extrémité de ces fermes en treillis a reçu une forme spéciale de façon à améliorer l'éclairage du hangar et l'aspect général extérieur de la toiture.

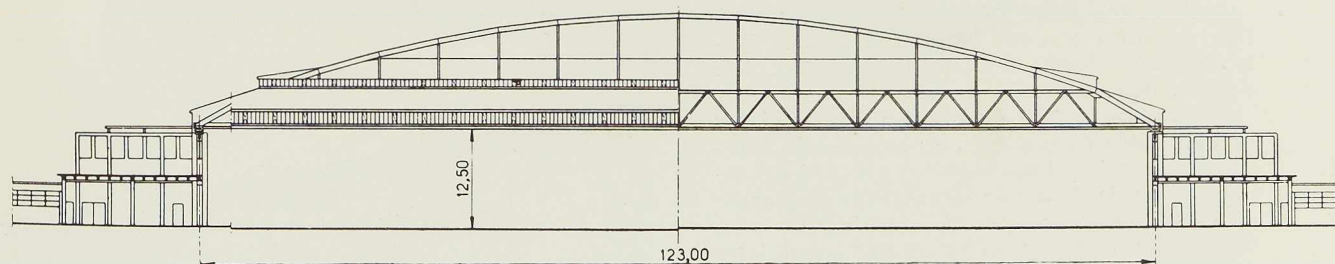


Fig. 156. Demi-élévation et demi-coupe du nouveau hangar d'aviation de l'aéroport de Milan-Linate; on note la poutre en treillis suspendue à un arc de 123 mètres de portée d'axe en axe.

N° 3 - 1939



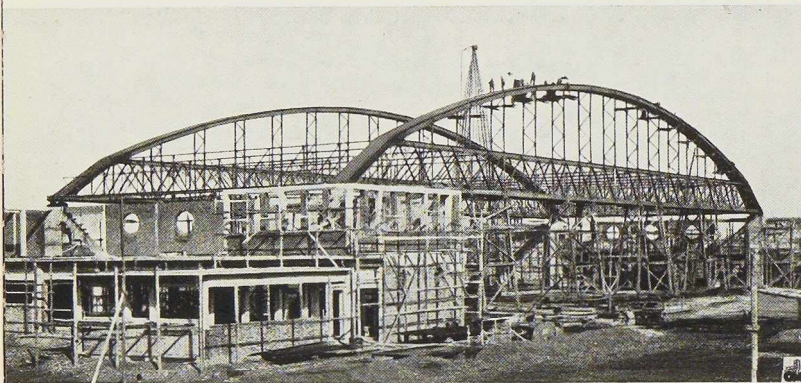


Fig. 157. Vue prise à la fin du montage du second arc de 123 mètres de portée.

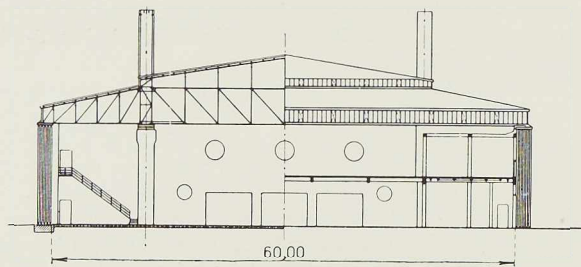


Fig. 158. Demi-élévation et demi-coupe transversale. A noter les fermes prolongées en porte-à-faux à l'extérieur des deux poutres principales.

La couverture est en plaques ondulées d'ardoises artificielles; elle repose sur un système triple de pannes métalliques.

A hauteur de la membrure inférieure des poutres principales, on a disposé un contreventement horizontal de 36 mètres de largeur, calculé de façon à reporter les efforts dus au vent sur les appuis extrêmes.

Toute la charpente a été entièrement soudée à l'arc, ce qui a nécessité l'emploi de 335.000 électrodes. Cette charpente a été entièrement réalisée en acier doux de qualité courante.

Le montage a duré 7 mois et a été assuré par une vingtaine de soudeurs. Le matériel de chantier comprenait notamment deux grues de 50 tonnes munies de flèches de 35 mètres et trois grues de 10 tonnes. Pour faciliter l'exécution des soudures, on a tenu à procéder au montage à terre de lourds éléments de charpente. En fait, on a assemblé avant levage des éléments de 100 tonnes, qui furent placés à leur position définitive en se

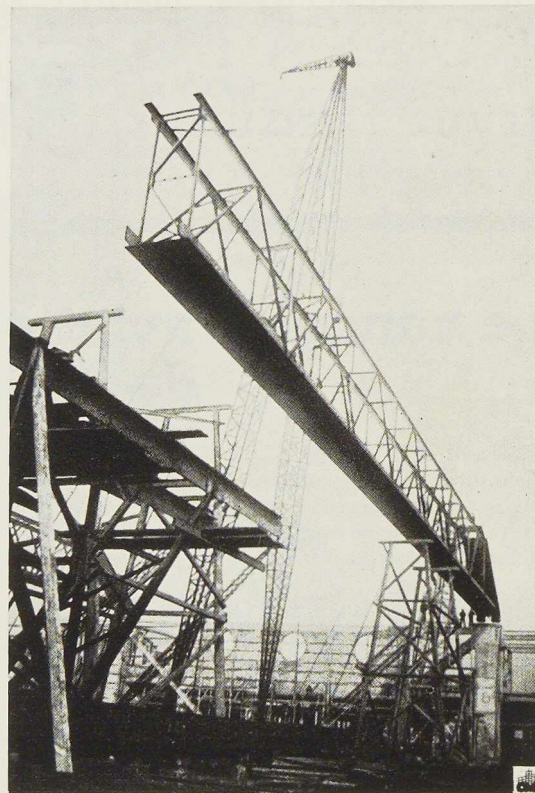
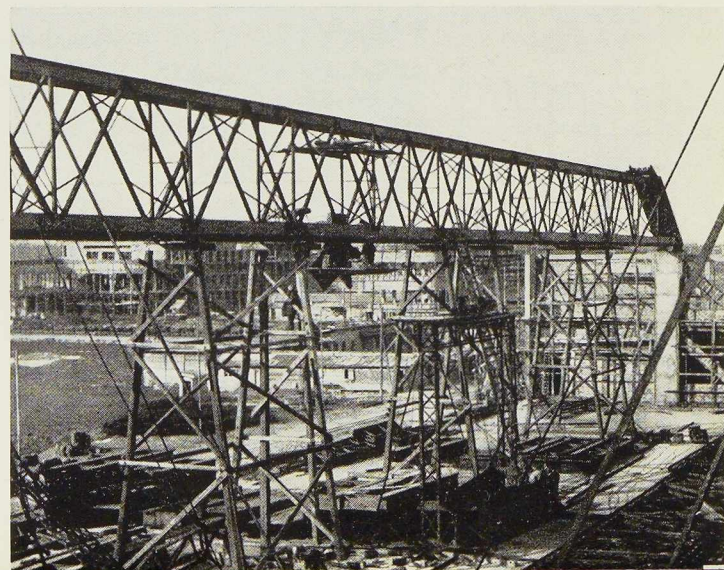


Fig. 159. Mise en place d'un tronçon important d'une des poutres principales. Pour faciliter l'exécution des soudures, le montage a été fait par éléments de grandes dimensions.

Fig. 160. Assemblage sur échafaudages de deux tronçons d'une poutre principale.



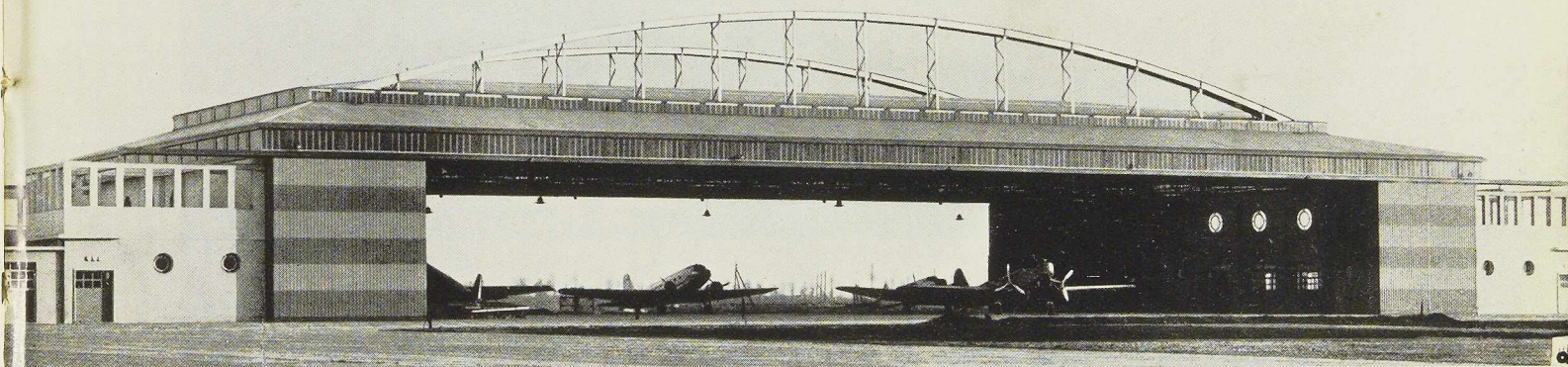


Fig. 161. Vue générale du nouveau hangar de l'aéroport de Milan. Les deux parties ouvrantes ont 120 mètres de largeur.

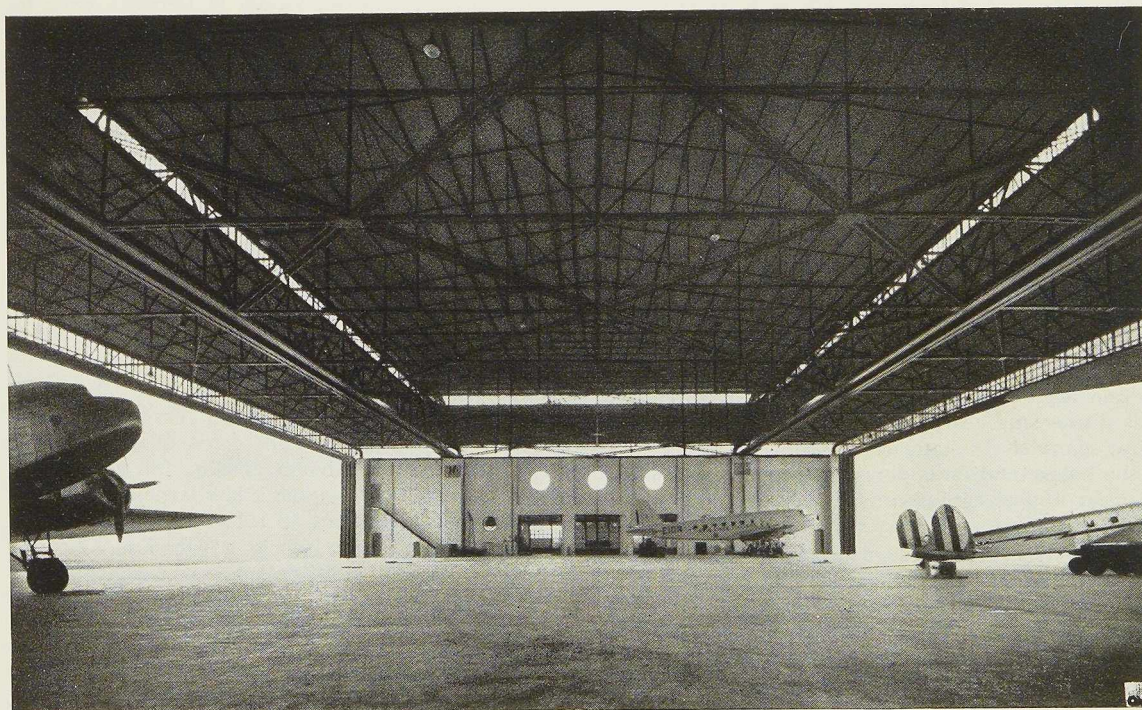


Fig. 162. Vue intérieure du nouveau hangar de l'aéroport de Milan.

N° 3 - 1939





Fig. 163. Vue d'une partie du nouveau hangar. On note les cinq portes métalliques effacées sur le côté.

servant simultanément des deux grues de 50 tonnes (fig. 159); les petites grues servaient spécialement pour le montage à terre des éléments de charpente. Des précautions spéciales furent prises pendant les deux mois d'hiver les plus froids : pour éviter des difficultés lors de l'exécution des soudures, on a procédé notamment à un préchauffage des pièces à souder.

Les deux grandes ouvertures frontales de 120 mètres de largeur sont fermées par des portes roulantes revêtues de tôles ondulées en acier. Ces portes se déplacent, à la main ou à l'électricité, sur cinq rails et viennent s'effacer des deux côtés de l'ouverture. On a apporté une attention particulière à la question de la flexion de cette poutre de 120 mètres de portée, de façon à assurer en tout temps le roulement aisé des portes (fig. 163).

L'éclairage du hangar est abondamment assuré d'une façon naturelle par deux verrières verticales d'une surface totale de 1.000 m², qui font le tour complet du hangar.

Le poids total de la charpente en acier du hangar du nouvel aéroport de Milan est supérieur à 1.000 tonnes.

Aux extrémités de la grande salle sont adossés deux bâtiments formant un tout avec la charpente principale. Ces deux bâtiments bas sont à ossature en béton armé; ils comprennent les différents services nécessaires au hangar. De part et d'autre, on a réservé deux vastes salles en contact direct avec le hangar central et qui ont 60 x 20 mètres de dimensions horizontales. Ces

salles sont destinées au montage et à la réparation des parties les plus encombrantes des avions.

En plus de ces deux vastes ateliers de réparation, on a prévu des locaux et bureaux pour les différents services de surveillance et de contrôle des appareils, des locaux pour le personnel : réfectoire, vestiaire et installations sanitaires, qui sont conçus très largement.

Ces deux parties de la construction sont couvertes au moyen d'une toiture plate, d'où il est possible d'accéder à la couverture métallique du grand hangar pour son entretien et sa peinture.

Les murs sont pleins jusqu'à la partie supérieure qui comporte une grande verrière horizontale, prolongeant l'une des verrières du hangar.

*
**

L'architecture de cet ensemble a été étudiée et réalisée par le professeur Duilio Torres, architecte, qui a réussi à dessiner une construction moderne et d'un fonctionnalisme absolu. Devant réaliser une construction adaptée à la charpente en acier, qui joue évidemment le rôle prépondérant dans le cas présent, l'architecte a réussi à concevoir un bâtiment qui, tout en répondant à cette considération, possède une ligne et une allure originales (fig. 161).

Le supplément « *Costruzioni Metalliche* » de la revue CASABELLA, n° 132 de décembre 1938 a publié un article dû à l'ingénieur A. Farra, décrivant ce nouveau hangar de Milan; cette revue a bien voulu mettre à notre disposition les photographies illustrant le présent article.



Les charpentes soudées grillagées à éléments diagonaux

par **A. H. Pandya** et **R. J. Fowler**,
Ingénieurs à la **Diagrid Structures Ltd**, Londres

La **J. F. Lincoln Arc Welding Foundation** a organisé récemment un important concours international, doté de 200.000 dollars de prix, pour promouvoir la construction soudée dans le monde.

Près de 2.000 mémoires furent présentés au concours parmi lesquels de nombreux furent primés. Le présent article est le résumé du mémoire qui a valu à ses auteurs le deuxième grand prix, d'un montant de 11.000 dollars, du Concours Lincoln.

Le plus important résultat de l'emploi de la soudure à l'arc pour l'assemblage des constructions en acier est de créer le monolithisme entre les différents éléments du système portant. La continuité ainsi obtenue constitue un grand avantage du point de vue économique, car elle a pour effet de réduire les moments et les efforts tranchants sollicitant les éléments d'une construction.

Méthode de calcul

Les grillages plans et dans l'espace, qui font l'objet du présent mémoire, sont des constructions monolithes et constituent par conséquent des systèmes hyperstatiques.

Avant d'examiner les systèmes constructifs plus complexes dans l'espace, voyons les grillages plans qui trouvent leur emploi dans la construction des planchers et toitures. La meilleure façon d'aborder l'étude d'un système en grillage monolithe consiste :

1° A supposer les éléments du grillage simplement appuyés et indépendants les uns des autres;

2° A mettre en concordance les effets des efforts et des moments hyperstatiques, de façon à rétablir la continuité ou l'encastrement intérieur. Ce procédé est basé sur le principe de superposition des effets des forces, d'après quoi l'effet produit sur une construction élastique par plusieurs forces et moments qui agissent simultanément est égal à la somme algébrique des effets qu'auraient produits ces forces et ces moments agissant séparément.

Grillages plans

Les grillages plans se composent essentiellement d'un système de poutres disposées en diagonales et ayant généralement la même section transversale.

Les poutres, qui sont placées en deux séries parallèles, à des écartements égaux, font entre elles un angle de 90°. Les assemblages aux nœuds

sont faits d'une façon rigide. La disposition en diagonales donne, dans tous les cas, lorsque ces poutres sont considérées comme indépendantes l'une de l'autre, des poutres de portées différentes, ayant par suite des flexibilités différentes. Lorsqu'elles ont des liaisons rigides, les poutres de petites portées soulagent fortement les poutres de grandes portées plus flexibles et ainsi tendent à équilibrer les moments et les efforts tranchants dans toutes les poutres.

La figure 164 donne un exemple typique d'une poutraison en diagonales s'appuyant sur des murs de pourtour, des poteaux ou des poutres principales. Il est à noter que les poutres dont l'intersection se trouve aux nœuds intérieurs (ne se trouvant pas sur l'axe de symétrie) auraient, si elles étaient indépendantes l'une de l'autre, des flèches différentes sous des charges symétriques. En fait, toutefois, comme ces flèches sont égales, à chaque nœud non situé sur l'axe, des forces d'égalisation agissent entre les poutres qui se coupent.

Aux nœuds extrêmes, la condition d'égalité des angles de déformation pour deux poutres qui se coupent doit être satisfaite; cette condition entraîne la présence de moments d'égalisation.

Outre les efforts et les moments susmentionnés, qui proviennent de la raideur à la flexion des poutres individuelles, il existe des moments de torsion d'égalisation.

On doit toutefois noter que les efforts de torsion qui produisent ces moments sont tout à fait négligeables en pratique lorsqu'on emploie comme éléments du grillage des profilés métalliques courants.

La figure 165 montre que toutes les poutres du grillage sont sollicitées par des moments et des efforts tranchants qui tendent à atteindre une valeur maximum uniforme, illustrant ainsi une véritable action de coopération des poutres formant grillage.

Il est important de remarquer que, pour cha-



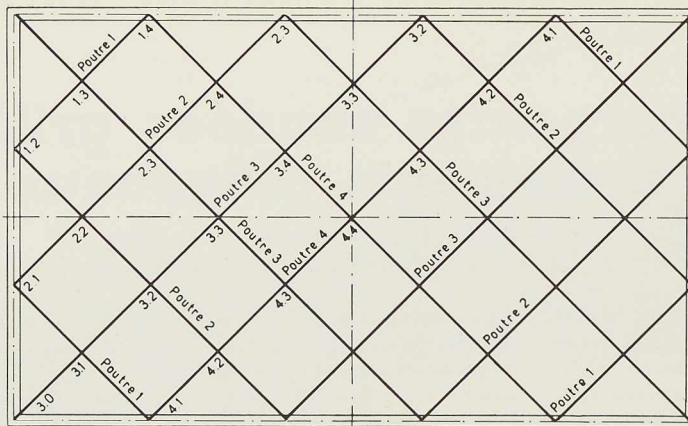


Fig. 164. Plan type d'une charpente plane grillagée à éléments diagonaux.

que disposition donnée, les portées et les surcharges effectives peuvent être modifiées sans devoir effectuer de nouveaux calculs. Cette propriété conduit directement à la possibilité d'une standardisation des calculs, qui sont indépendants des variables (portée et surcharge) et qui, une fois effectués, peuvent s'appliquer à une variété de cas. De plus, la détermination des dimensions des poutres d'un grillage peut aussi être faite très rapidement en partant du facteur du moment maximum pour une disposition donnée.

Toitures en grillage

Pour les toitures dont la portée dépasse 15 mètres, il est courant, en pratique, de faire usage de cadres dans l'espace : arcs, fermes, etc. pour

porter la couverture et les surcharges dues à la neige, au vent, etc.

Une toiture du type en grillage est obtenue en pliant un grillage plan le long de son axe de symétrie, de façon à former une ligne de faite et deux versants avec un tirant horizontal (figure 166).

Le système portant d'une toiture en grillage se compose ainsi d'une série de poutres coudées, continues au point de la brisure. De telles poutres coudées sont à même de transmettre les moments fléchissants d'un côté du coude à l'autre. Le diagramme des moments (figure 167) montre que le grillage coudé introduit, à l'endroit des nœuds situés sur la ligne de faite, des appuis élastiques fictifs pour les éléments du grillage. Ces appuis

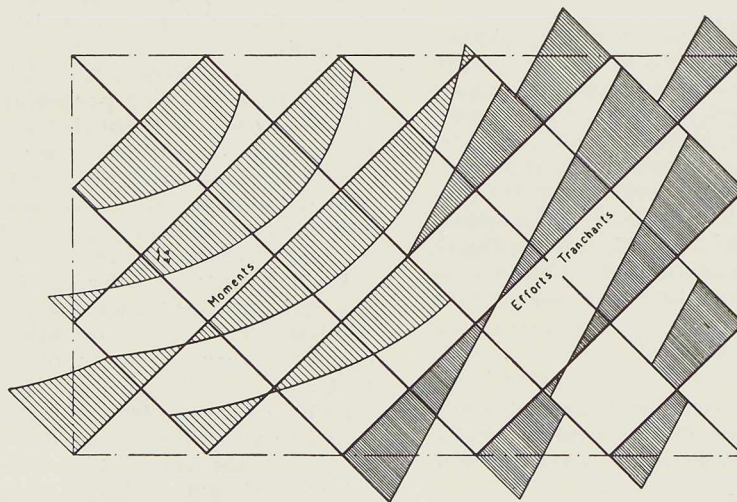


Fig. 165. Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants sollicitant les éléments d'une charpente grillagée plane sans poutre centrale.



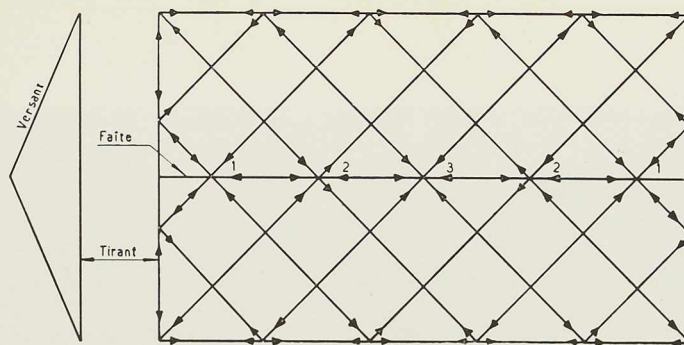


Fig. 166. Plan et coupe d'une toiture en grillage avec panne faîtière.

imaginaires réduisent considérablement les moments et les efforts tranchants sollicitant les éléments du grillage et transmettent les surcharges aux appuis réels le long des poutres.

Les méthodes décrites précédemment, établies pour des cas très simples, peuvent toutefois s'appliquer à d'autres problèmes plus complexes, posés par la construction des planchers et des toitures.

Procédés de construction

Grillages plans

Pour les travées simples, les côtés de la travée peuvent être divisés en 2, 3, 4, 5 ou 6 panneaux égaux. Cette division s'effectuera de façon à avoir des poutres de rive de petite portée et à avoir l'intersection entre les poutres sous un angle de 90°.

Si la surface est carrée, en pratique le procédé le plus économique consiste à diviser les côtés en trois parties égales. Les constructions métalliques soudées grillagées à éléments diagonaux ont une

grande similitude avec les constructions en béton armé système « champignon ».

Les grillages à poutres diagonales en acier entièrement soudés, tout en possédant tous les avantages du système « champignon », ne présentent pas les inconvénients de ce système. En effet, les constructions en béton système « champignon » sont soumises à certaines règles empiriques qui apportent des restrictions à la disposition des panneaux en plan. Les grillages métalliques sont exempts de ces règles restrictives et s'adaptent mieux aux exigences pratiques.

Grillages dans l'espace (grillages non plans)

Comme dans le cas des grilles planes pour planchers, le système des grilles pliées ou courbées peut s'appliquer à presque tous les cas pratiques. L'effet de pliage est de raidir le grillage monolithique le long de la ligne de faîte et des lignes des bordures. Ceci enlève beaucoup de restrictions à la disposition en grillage et rend possible des portées allant jusqu'à 90 mètres, dans le sens le plus court (perpendiculaire à la ligne

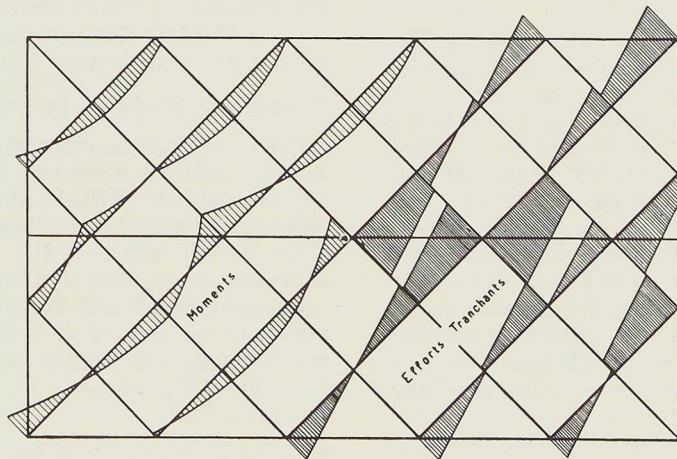


Fig. 167. Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants sollicitant les éléments d'une toiture en grillage.



de faite), tandis que dans l'autre sens la longueur est illimitée.

Les possibilités constructives du système grillagé à éléments diagonaux présentent un grand intérêt pour l'industrie, qui demande des constructions économiques avec de larges espaces libres.

Les grillages dans l'espace offrent notamment les avantages suivants :

a) Absence complète de contreventements, tirants et autres éléments analogues sous les fermes de la toiture;

b) Les dimensions des éléments du grillage étant plus petites que celles des fermes courantes, réduisent les surfaces à peindre jusqu'à 40 % dans certains cas;

c) N'importe quelle portée peut être couverte économiquement par l'emploi de profilés métalliques courants;

d) Le système portant de la toiture, par suite de la disposition de ses membres, est capable de résister au vent et à d'autres forces horizontales;

e) Le grillage dans l'espace convient mieux pour résister aux attaques aériennes, ce qui est une considération sérieuse dans le cas de hangars, usines, garages, gares de chemin de fer, etc. ayant de grandes surfaces de toiture et constituant un objectif facile à repérer pour les aviateurs;

f) Accroissement de la capacité des bâtiments grâce à l'absence de colonnes, tirants, contreventements, etc.

Montage

Pour tirer le maximum d'avantages des constructions métalliques soudées grillagées à éléments diagonaux, il importe d'adopter des procédés de montage différents des procédés en usage dans les constructions rivées.

Primitivement, on érigeait les constructions soudées métalliques grillagées d'après le procédé suivant qui présentait des inconvénients :

On mettait en place en premier lieu les poteaux; on montait ensuite les sablières et les chevrons des versants; suivait la pose des poutres en grillage; finalement, on plaçait les pannes et les pièces de contreventement. La soudure, en grande partie, se faisait au chantier par des soudeurs perchés sur des échelles ou se tenant debout sur des échafaudages improvisés. Un nombre considérable d'étauçons était nécessaire pour maintenir en place les éléments du grillage dans une position verticale correcte jusqu'à achèvement par soudure des nœuds.

Pour réduire au minimum les délais, on s'est efforcé d'exécuter les soudures en dehors du chantier dans des conditions de travail relativement confortables, par exemple au niveau du sol.

Dans le cas de grillages plans, la charpente entière peut être soudée à terre, et il suffit ensuite de l'élever à son niveau définitif, de placer les colonnes et de souder ou boulonner la toiture à celles-ci.

Le montage d'un grillage dans l'espace ou d'une toiture à poutres diagonales s'avère un peu plus compliqué.

Chaque versant est monté et soudé complètement sur le chantier, les différents éléments (sablières, chevrons, poutres du grillage) étant assemblés sur des chevalets, se trouvant à une hauteur de 75 cm au-dessus du niveau du sol.

Les versants, une fois achevés, sont posés sur les poteaux et étauçons jusqu'au moment de la mise en place du versant adjacent, après quoi les deux versants sont soudés suivant la ligne de faite.

Dans le procédé de montage décrit ci-dessus, les monteurs et les soudeurs travaillent en grande partie au niveau du sol, d'où une amélioration considérable dans la qualité du travail. Dans le but de rendre les travaux plus simples, on a cherché à surmonter les difficultés provenant du levage et de l'étauçonnement des versants.

Pour les petites constructions à travées continues, il est possible d'assembler toute la structure sur le terrain et de la lever ensuite d'une pièce. La grande raideur des constructions à grillages permet d'effectuer un tel travail avec rapidité et sécurité.

Exemples de constructions réalisées d'après le système grillagé à éléments diagonaux

De nombreuses constructions métalliques ont été réalisées en Grande-Bretagne d'après le système grillagé à élément diagonaux. Voici quelques exemples de travaux édifiés récemment :

1. Bâtiment d'usine à Bristol (fig. 168)

Cette construction comporte une série de panneaux carrés (8 panneaux de 6^m85 de côté et 10 panneaux de 6^m10 de côté) portés par deux rangées de colonnes en béton coulées à l'avance. Ces colonnes, dont la section est de 20 × 20 cm, sont espacées de 6^m85 et de 6^m10 d'axe en axe.

Les grillages étaient considérés comme continus dans un sens et étaient calculés pour une surcharge de 490 kg par m². Les éléments du grillage ont été assemblés les uns aux autres par soudure à l'arc.

2. Ecole en plein air à Manchester

Le système constructif du bâtiment de cette école comprenait une toiture composée de 11 pan-



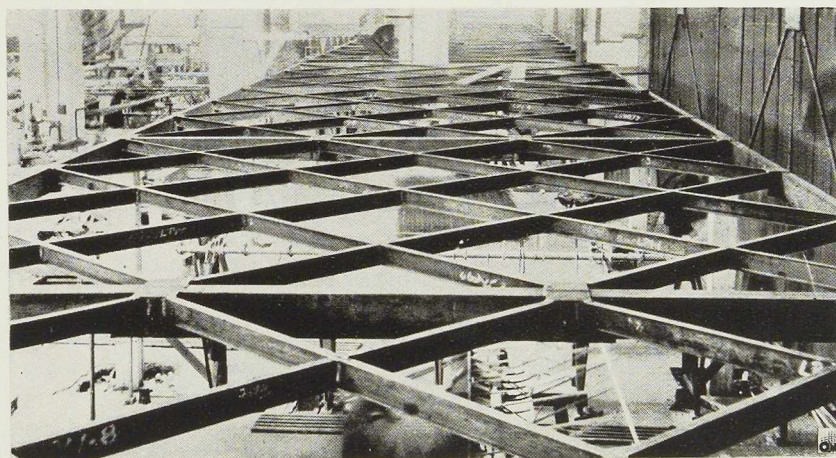


Fig. 168. Charpente grillagée d'un bâtiment industriel à Bristol.

neaux de dimensions différentes (allant de $8^m10 \times 8^m10$ à $6^m10 \times 6^m10$). Les panneaux reposent sur des poteaux métalliques placés aux angles. Une partie des éléments du grillage est en porte-à-faux, de façon à former des auvents.

3. Hall sportif à Londres (fig. 170)

Ce bâtiment mesure en plan $25^m00 \times 15^m50$; la toiture, construite d'après le système grillagé à éléments diagonaux, repose sur des poutres de rive en béton armé. L'absence de tirants intérieurs et de contreventements a une grande importance, parce que la construction est utilisée pour des exercices nécessitant un plafond plus haut dans la partie centrale que sur les côtés.

4. Patinoire à Blackpool (fig. 169)

Cette vaste patinoire est couverte par une toiture grillagée de 40 mètres de portée avec une extrémité semi-circulaire, recouverte par un demi-cône. La plus grande dimension en plan est de 45^m75 et la halle ne comporte aucun appui intermédiaire.

Le long des murs de pourtour, au niveau des rives, la construction repose sur des poteaux en béton et, au centre, le sommet du demi-cône sert d'appui à une extrémité du grillage le long du faite.

Recherches expérimentales sur les constructions soudées grillagées

Un cycle complet de travaux de recherches expé-

riméntales sur les grillages métalliques soudés a été entrepris entre novembre 1935 et avril 1936. Tous les essais, effectués en Grande-Bretagne sous le contrôle officiel, avaient pour but principal la vérification expérimentale des valeurs des efforts et des flèches obtenues analytiquement.

Le *City and Guilds Engineering College of the Imperial College of Science and Technology* a procédé, sous la direction du professeur A. J. S. Pippard, aux essais sur trois modèles de grillages métalliques soudés, mesurant $1^m30 \times 1^m30$. Dans les trois modèles, les poutres du grillage étaient réalisées en plats de 30×6 mm, excepté pour les poutres d'angles fabriquées avec des plats de 50×6 mm. Quant aux poutres de rive, elles étaient faites de plats de 50×12 mm. Les trois modèles, qui représentaient chacun un dispositif constructif différent, étaient chargés au moyen de sacs contenant de la grenaille de plomb.

Les lectures de flèches furent effectuées en différents points au moyen de fleximètres. Les flèches et les moments positifs calculés furent toujours supérieurs à ceux obtenus par les essais; les grilles diagonales possèdent donc une marge de sécurité en plus du facteur de sécurité admis dans les calculs.

En Grande-Bretagne, la Station de Recherches du Bâtiment (*Building Research Station*) a entrepris des essais sur un panneau de plancher à poutres diagonales, de 6 mètres de côté, avec des porte-à-faux de 2 mètres de chaque côté, supportés par 4 poteaux, espacés de 6 mètres d'axe en axe.



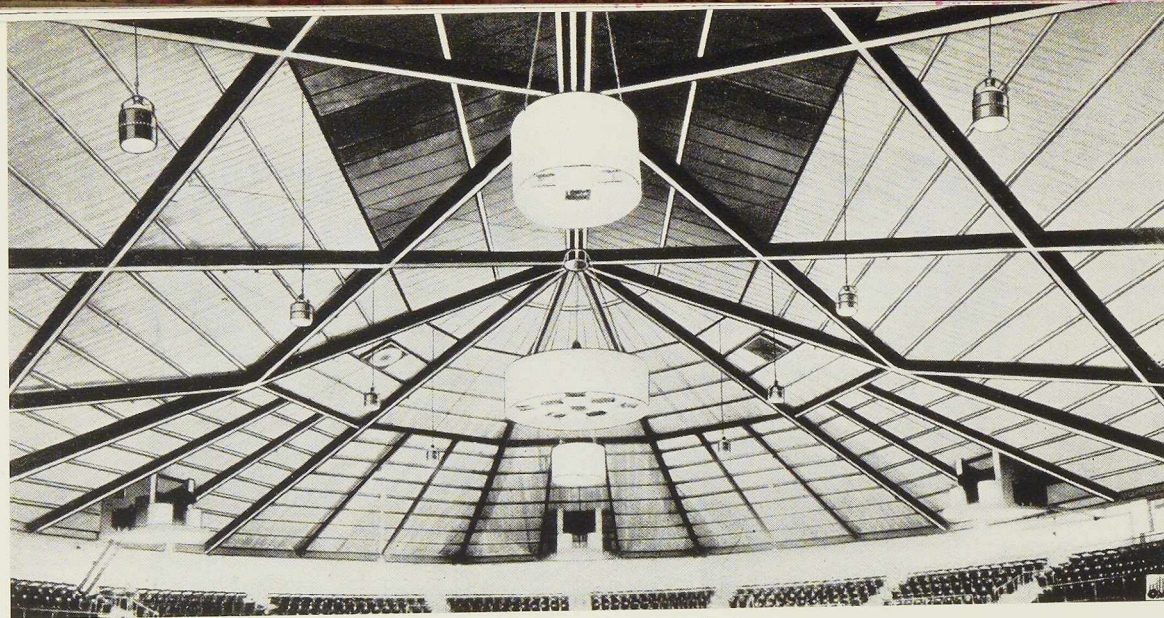


Fig. 169. Vue intérieure d'une grande patinoire récemment ouverte à Blackpool. La toiture du type grillagé a une portée de 40 mètres.

On n'a pas procédé aux mesures des tensions durant les essais, mais les lectures des flèches donnaient des valeurs notablement inférieures aux valeurs obtenues analytiquement. Les essais ont montré notamment que le système grillagé à éléments diagonaux était particulièrement indiqué pour les planchers où la raideur et l'épaisseur minimum sont exigées. Une charge totale de 220 tonnes (équivalente à une surcharge uniformément répartie de 450 kg par m²) a été appliquée sur le plancher sans provoquer la rupture.

La *Building Research Station* a essayé également une toiture grillagée mesurant 11^m20 × 9^m15, cal-

culée pour une surcharge de 450 kg par m². Pendant les essais, on a appliqué une charge de 1.800 kg par m² sans atteindre la limite élastique du métal.

*
**

On peut évaluer les économies apportées par l'emploi du système grillagé à éléments diagonaux à environ 20 % du prix de la toiture ou du plancher. Cet avantage économique du système s'ajoute aux différents avantages techniques propres à ce type de construction.

A. H. P. et R. J. F.

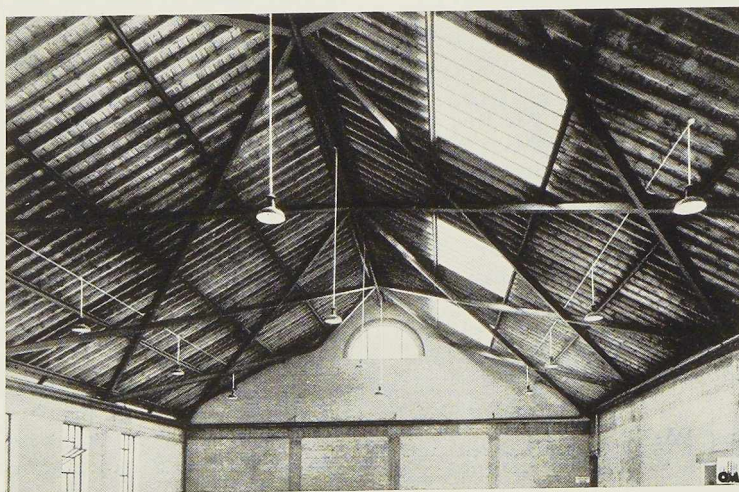


Fig. 170. Toiture grillagée à éléments diagonaux d'un hall sportif à Londres.





Fig. 171. Vue du pont suspendu de la passe canadienne, du pont en arc et du pont en treillis sur le Lost Channel faisant partie du groupe d'ouvrages d'art constituant le pont international des Mille-Iles entre le Canada et les Etats-Unis.

Le pont international des « Mille-Iles » entre le Canada et les Etats-Unis

Le pont international des « Mille-Iles », inauguré en août 1938, franchit le Saint-Laurent et relie les Etats-Unis au Canada.

L'ouvrage, situé dans la région des Mille-Iles, formée par une multitude d'îlots, se compose d'un groupe de 5 ponts. Les bras américain et canadien du fleuve Saint-Laurent sont franchis par deux ponts suspendus, qui constituent les ouvrages les plus importants du groupe de ponts des Mille-Iles. Les autres ponts au-dessus des gorges du fleuve comprennent deux ponts métalliques, l'un en treillis, l'autre en arc, ainsi qu'un petit pont en arc en béton armé au-dessus de l'*International Rift* (frontière entre les Etats-Unis et le Canada). La longueur totale des cinq ponts est de 2.430^m80.

Les ouvrages se succèdent dans le sens Sud - Nord (Etats-Unis - Canada) dans l'ordre suivant : le pont suspendu de l'*American Channel*, le pont-frontière de l'*International Rift*, le pont en treillis, le pont en arc et le pont suspendu du *Canadian Channel*. Nous décrirons brièvement chacun de ces ouvrages d'art.

Le pont de l'*American Channel* (fig. 174)

Cet ouvrage franchit le bras américain du fleuve Saint-Laurent. D'une longueur totale de 1.372^m50, il comporte au centre un pont suspendu, composé d'une travée principale de 244 mètres de portée et de deux travées latérales de 106^m75. La hauteur libre sous le tablier atteint 45 mètres. Le pont suspendu est raccordé à la route au moyen de deux viaducs d'accès de 457^m50 de longueur chacun.

Les massifs de fondations des piles en rivière sont en gros béton; ils sont assis sur le roc et exécutés à l'abri de batardeaux légers. Ces batardeaux, dont la hauteur au-dessus de l'eau est de 6 mètres, sont surmontés d'un pylône en acier de 71 mètres de hauteur. Les câbles de suspension, d'un diamètre de 220 mm, sont ancrés du côté Nord dans le rocher se trouvant à fleur de sol, tandis que du côté du Sud on a dû construire un massif d'ancrage, fondé sur un groupe de pieux métalliques en poutrelles H de 9 à 15 mètres de longueur.



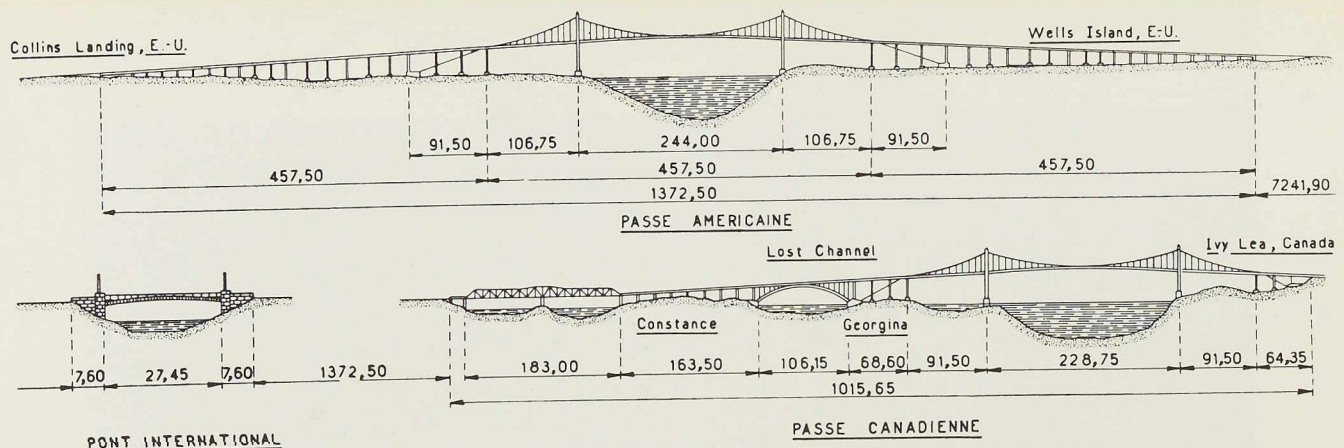


Fig. 172. Elévation des cinq ponts des Mille-Iles reliant les Etats-Unis au Canada.

Le tablier, suspendu aux câbles par des tiges de 105 mm de diamètre, est raidi par des poutres métalliques de 1^m80 de hauteur. Le hourdis en béton armé du tablier repose sur une poutraison métallique. Les entretoises et les longerons sont en poutrelles à larges ailes, en acier au silicium. Le pont livre passage à une route de 6^m70, bordée de chaque côté d'un trottoir de 0^m90 de largeur.

Le pont suspendu est raccordé à la route par deux viaducs d'accès en pente. Le système portant de ces ouvrages se compose de poutres métalliques continues à 3 travées reposant sur des piles. Les piles extrêmes sont en béton armé du type massif, tandis que les piles intermédiaires métalliques sont à faible inertie.

Le pont sur l'International Rift

Ce pont en arc est un ouvrage en béton armé de 27^m45 de portée. L'ossature en béton est revêtue d'un parement de granit.

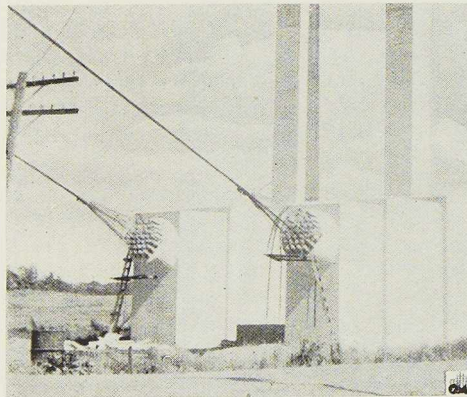


Fig. 173. Dispositif d'ancrage des câbles du côté Sud du pont suspendu de la passe américaine.

Le pont en treillis sur le Lost Channel

Ce pont, dont le système portant est constitué par des poutres métalliques en treillis, comporte deux travées de 91^m50 de portée chacune. Pour raccorder le pont aux routes adjacentes, il a fallu construire un ouvrage très surbaissé, la hauteur libre sous les poutres du tablier ne dépassant pas 9 mètres (fig. 171 et 175).



Fig. 174. Vue du pont suspendu franchissant l'American Channel.





Fig. 175. Vue d'enfilade du pont métallique en treillis sur le Lost Channel.

Le pont en arc (fig. 176)

L'ouvrage qui relie les îles Constance et Georgina est un pont en arc métallique. L'arc est du type encastré ; sa portée est de 106^m15 et sa flèche de 22 mètres. La travée en arc est raccordée au pont du Lost Channel ainsi qu'au pont suspendu du Canadian Channel par des viaducs métalliques.

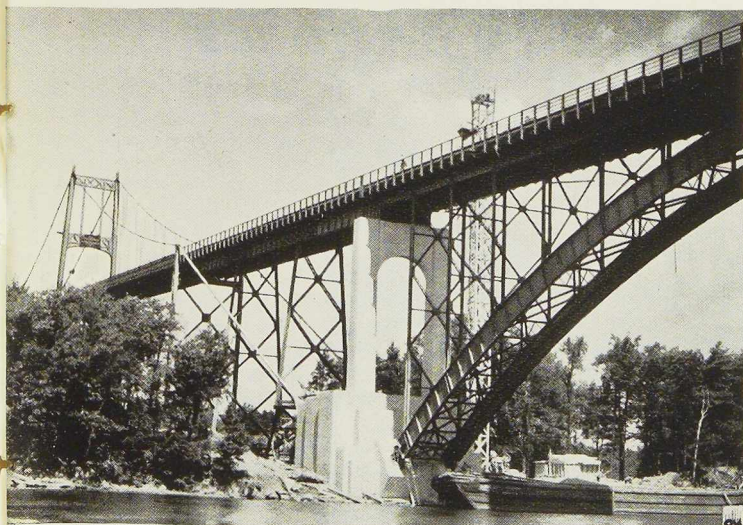


Fig. 176. Vue partielle du pont en arc et du pont suspendu franchissant le Canadian Channel.

Le pont suspendu du Canadian Channel (fig. 171)

D'un type analogue au pont franchissant le bras américain du Saint-Laurent, le pont suspendu de la passe canadienne a une longueur de 228^m75 ; la hauteur sous le tablier est de 36 mètres.

Grâce à la présence du rocher à très faible profondeur, les fondations ont pu être réalisées d'une façon très économique.

Le groupe de ponts des Mille-Iles se termine par un viaduc de 64 mètres de longueur, raccordé à la route principale desservant les provinces canadiennes d'Ontario et de Québec.

*
**

Le coût des travaux pour l'ensemble des ouvrages s'est élevé à \$ 2.200.000 (environ 65 millions de francs belges), cette somme sera amortie par les usagers-automobilistes qui devront acquitter un péage de \$ 1,25 par véhicule.

Les travaux de construction des ponts des Mille-Iles ont été effectués sous le contrôle de la Commission du Pont des Mille-Iles. Les plans et calculs ont été faits par les ingénieurs-conseils Robinson et Steinman, qui ont assumé également la direction des travaux en collaboration avec les ingénieurs Monsarrat et Pratley de Montréal.

Les travaux de superstructure métallique ont été réalisés par l'*American Bridge Company* et la *Canadian Bridge Company*, tandis que les travaux d'infrastructure ont été confiés à la *Dominion Construction Company* et à l'entreprise *Cameron et Phin*.



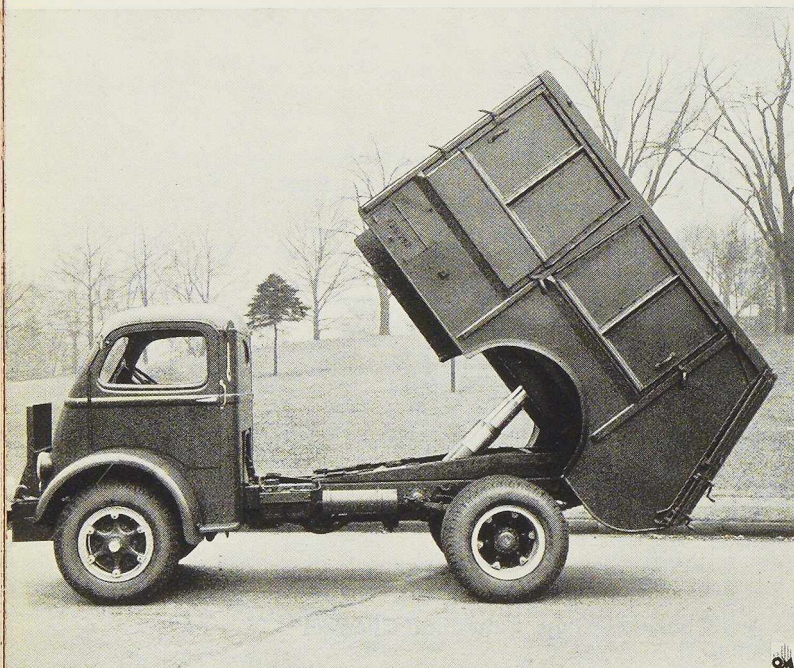


Fig. 177. Vue d'un camion basculant en acier, employé par les services de nettoyage de la ville de New-York. La benne est construite en acier à haute résistance de la **Republic Steel Corporation**, de Cleveland (E.-U.)

L'acier et ses applications



Fig. 178. Vue d'une toiture métallique d'un type nouveau construite aux Etats-Unis par la firme **H. W. Schick** de Chicago. Cette toiture consiste en éléments à nervures en tôles, posés sur la poutraison en acier et soudés entre eux. L'espace entre les nervures est ensuite rempli avec du béton. L'économie réalisée par ce type de construction est estimée à 50 % du coût des travaux. La photographie représente les nouvelles toitures, soudées au moyen d'électrodes **International Electric Co.**, des usines de la **Link-Belt Co.** de Chicago.

N° 3 - 1939



Les constructions tubulaires démontables en Belgique

par P. Hougardy

de la S. A. des Usines à Tubes de la Meuse

Les exigences toujours croissantes posées par la technique moderne du bâtiment et des constructions civiles ont, depuis longtemps déjà et d'une façon de plus en plus pressante, remis en question l'étude du problème de l'échafaudage et du soutien de coffrage.

Le caractère essentiellement provisoire de ces constructions et la routine ne leur ont assigné jusqu'ici qu'une importance secondaire. On s'est plu à les considérer davantage comme des facteurs coûteux de la construction plutôt que comme des éléments susceptibles, sous certaines conditions, d'influencer favorablement le prix de revient de l'entreprise.

Faute de mieux, on s'est adressé au bois, et l'étude de son agencement a toujours été réduite à sa plus simple expression. En général, l'échafaudage est abandonné à l'empirisme du chantier. On sacrifie volontiers la sécurité à ce que l'on croit être de l'économie, mais, en réalité, ni l'une ni l'autre n'y trouve son compte.

Combien d'accidents qui ont non seulement coûté des sommes considérables aux chefs d'entre-

prises, mais aussi causé de nombreuses morts, ne sont-ils pas le résultat de cette politique d'économie illusoire ?

A l'étranger on a compris l'importance du problème. A ces procédés anciens, on a substitué, par l'emploi de l'échafaudage tubulaire, des conceptions très réalistes et des bases de calcul indiscutables qui rendent, à la fois, à la sécurité et à l'économie, une signification certaine. Successivement, les Etats-Unis, l'Angleterre, l'Italie et la France ont inscrit à leur actif, dans ce domaine, de nombreuses et impressionnantes réalisations, rivalisant de hardiesse, de simplicité et surtout de sécurité. Ils ont démontré péremptoirement les possibilités illimitées de ce genre de construction, dont les éléments, déterminés par des données précises, répondent mathématiquement aux besoins pour lesquels ils ont été étudiés.

Depuis quelques mois, la Belgique peut, elle aussi, présenter des réalisations propres. Les *Usines à Tubes de la Meuse* ont en effet étudié et mis au point l'adaptation de ce procédé aux exigences de la Belgique. Elles étudient tous les

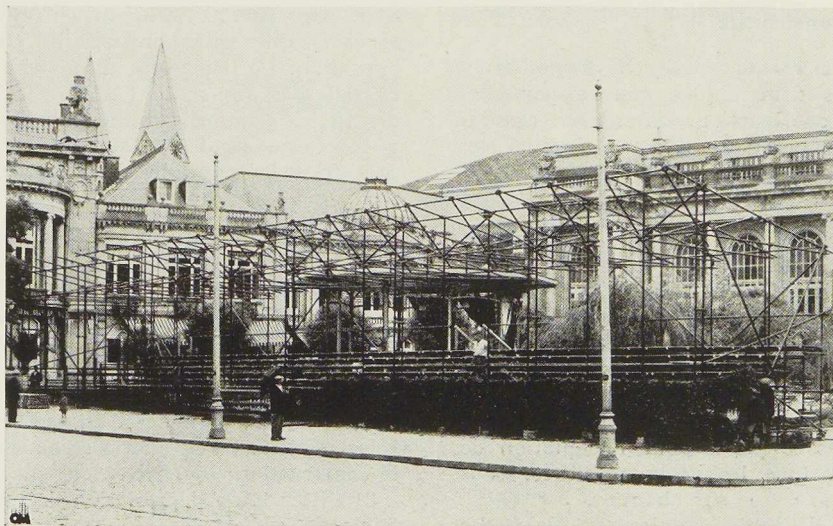


Fig. 179. Tribune de 400 places assises édiflée à Spa à l'occasion d'une revue de troupes en août 1938. La tribune a une longueur de 39^m60, une largeur de 5^m70 et une hauteur de 6 mètres.

N° 3 - 1939



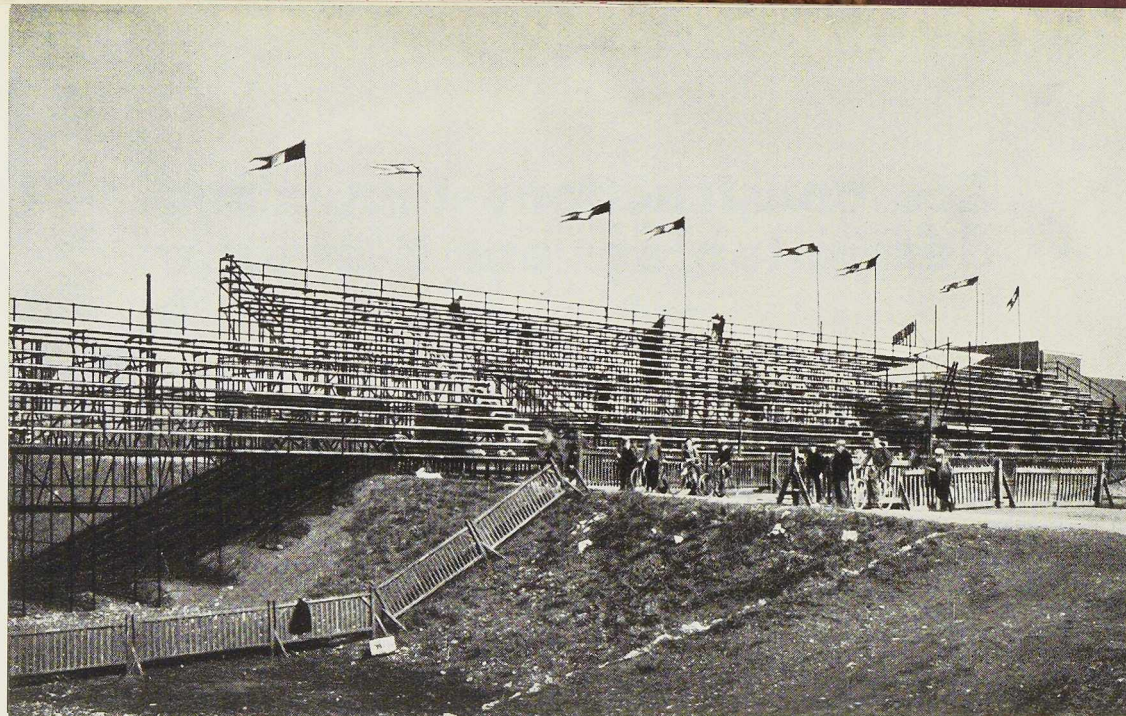


Fig. 180. Vue d'une tribune en construction tubulaire édiflée à Liège pour la coupe Gordon-Bennett. La tribune, de 2.250 places assises ou de 5.000 places debout, a une longueur de 104 mètres, une largeur de 14^m40 et une hauteur de 8 mètres.

problèmes relatifs à ce mode de construction. Elles offrent en location le matériel nécessaire et se chargent de son transport, montage et démontage, dégageant ainsi l'entrepreneur d'une source des plus importante d'aléas de toute nature.

Les éléments constitutifs

L'analyse des éléments constitutifs des constructions tubulaires démontables montre par elle-même que ces constructions offrent des avantages et garanties qu'on ne retrouve dans aucun autre mode de construction provisoire.

Tubes

Les tubes de l'ossature sont laminés sans soudure en acier Siemens-Martin demi dur. Ils sont tous du même diamètre extérieur de 48 mm, avec épaisseur de 3,5 mm. Les longueurs normalisées en une vingtaine de dimensions varient de 50 cm à 6 mètres. Cette gamme de longueurs permet une infinité de combinaisons qui assurent une grande souplesse pour l'adaptation de l'échafaudage à tous les cas particuliers, sans nécessiter aucune coupe sur chantier.

La résistance de l'acier employé est de 60 kg par mm². Elle est parfaitement connue et uniforme. Contrairement à celle de tous les autres matériaux périssables, cette résistance reste constante

en entrepôt, durant les manutentions, transports, montages et démontages, comme en cours de service. Cette résistance constante et uniforme n'est affaiblie ni par des défauts de la matière qui est soigneusement élaborée, travaillée et contrôlée, ni par des trous puisque le mode d'assemblage n'en exige aucun. Enfin, un entretien minutieux après chaque usage préserve les tubes de toute oxydation. De telles précautions empêchent toute dégradation, augmentent la durée et le rendement des tubes et autorisent un amortissement à longue échéance qui diminue considérablement le prix de revient unitaire de chaque utilisation.

Raccords

Le raccord est assurément l'élément le plus délicat des constructions tubulaires démontables. Il doit, à lui seul, posséder un certain nombre de qualités essentielles qu'on peut résumer ainsi :

- 1° Assurer un assemblage parfait qui présente une sécurité absolue;
 - 2° Offrir une grande résistance au glissement, à la traction et aux efforts secondaires que subit la construction;
 - 3° Eviter toute dépréciation de l'élément tubulaire;
 - 4° Être d'un montage facile et rapide.
- Le raccord est constitué par un noyau central en fonte malléable, deux couvercles en acier



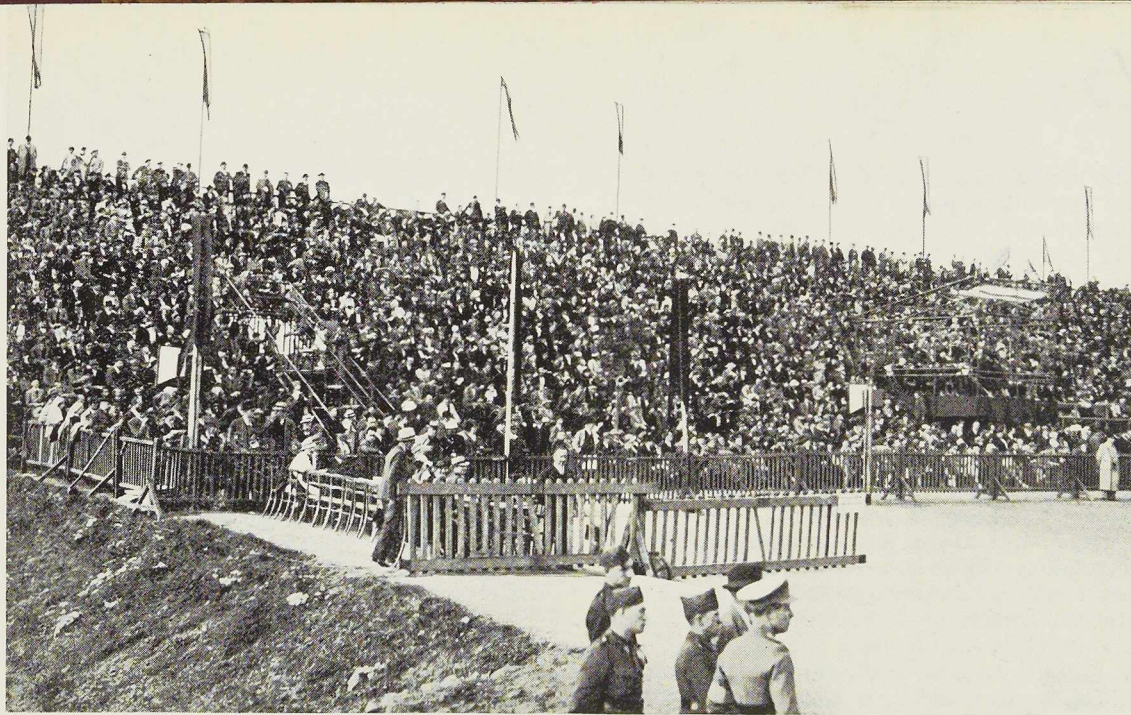


Fig. 181. Vue d'une tribune pendant la manifestation sportive de la coupe Gordon-Bennett 1938 à Liège.

estampé et quatre boulons à tête en forme de T, munis d'écrous et de rondelles.

Chacun de ces éléments est soumis aux essais spécifiques habituels, auxquels s'ajoutent des vérifications individuelles exigées par leur destination. En outre, un contrôle très sévère, tant avant qu'après chaque usage, donne toute sécurité quant à la valeur des raccords, quel que soit le rôle qu'ils auront à remplir dans une construction future.

Les noyaux et couvercles sont assemblés entre eux par les boulons qui permettent le pivotement dans deux sens perpendiculaires des couvercles par rapport aux noyaux.

Une fois bloqués, ces raccords présentent une résistance au glissement par pression en bout, supérieure à 2,5 tonnes.

Les raccords U. T. M. sont de deux natures : *orthogonaux* pour l'assemblage des tubes croisés à angle droit, ou *parallèles* pour renforcer les montants verticaux.

Socles

Chaque montant vertical repose sur le sol par l'intermédiaire d'un socle en acier répartissant la pression sur une surface beaucoup plus grande que la section des tubes.

Ces socles sont constitués d'une semelle circulaire de 150 mm de diamètre et d'une broche verticale à section cruciforme sur laquelle vient s'emboîter l'extrémité inférieure du tube.

Goujons

Quand deux tubes sont placés dans le prolongement l'un de l'autre, la rigidité locale est maintenue par un goujon s'insérant par moitié dans l'extrémité de chaque tube. Ce goujon est pourvu, en son milieu, d'un mince épaulement sur lequel viennent buter les extrémités des tubes. Un raccord est placé en enjambement.

Le montage

La normalisation des éléments, où seule la longueur des tubes est variable, donne à ces constructions l'aspect, à grande échelle, d'un jeu de construction savamment étudié.

La réalisation de l'échafaudage tubulaire exige la réunion entre eux d'éléments verticaux, horizontaux et obliques, dans le sens de la hauteur, de la largeur et de la profondeur. Pour assurer la résistance et la stabilité, chacun de ces éléments ou cellules doit avoir une résistance et une stabilité propre que transmettent les différents assemblages.

Les raccords étant orthogonaux, le montage se trouve facilité, du fait qu'une perpendicularité des éléments est obtenue sans précautions particulières.

Les montants verticaux reposent sur le sol, comme il a été dit, par l'intermédiaire de socles en acier destinés à répartir la pression sur une surface plus grande que la section des tubes. Les



tubes verticaux sont reliés entre eux par des tubes horizontaux placés à 90°, et appelés *courantes* ou *traverses* selon qu'ils suivent la longueur ou la largeur de l'échafaudage.

Les tubes traverses constituent à proprement parler les différents planchers de travail et sont disposés à la distance requise par la nature du travail ainsi que par la charge. Cette distance est généralement de 1^m80.

Les courantes, placées à mi-hauteur des traverses et dans le sens de la longueur, font, à chaque étage, office de garde-corps.

Quant à la *résistance* des cellules entre celles-ci, elle est assurée par le procédé de triangulation en usage dans toutes les constructions. Cette triangulation s'effectue à la fois dans les trois plans, hauteur, largeur et profondeur, au moyen de tubes reliant respectivement des traverses, des courantes et des montants.

La *stabilité* est assurée suivant la nature même de l'échafaudage, soit par renforcement de la triangulation, lorsqu'il s'agit d'un soutien de coffrage, soit par haubanage éventuel pour les con-

structions élevées à base réduite, soit par ancrage à la façade s'il s'agit d'un échafaudage destiné simplement au parachèvement ou à la réfection d'un édifice. Dans ce dernier cas, certains vides (encadrements de portes ou de fenêtres, etc.) sont choisis pour le placement de tubes fixés à l'aide de vérins et auxquels la structure est reliée par raccords. L'échafaudage peut aussi être amarré par des carcans encerclant les colonnes, les poutres ou autres saillies de la façade.

Il est à noter que l'emploi de crampons ou de cordes est proscrit en raison des dégradations que subissent les façades, d'une part, et, d'autre part, du manque de sécurité des cordes, particulièrement en cas d'intempéries.

Certaines constructions, tourelles, sapines, soutien de coffrage, etc., sont rendues mobiles à l'aide de roues folles, métalliques ou caoutchoutées. Elles sont immobilisées à volonté, selon les besoins, à l'aide de vérins.

L'énoncé rapide de ces règles de montage indique que toutes les ressources de la stabilité et de la résistance des matériaux sont mises en appli-

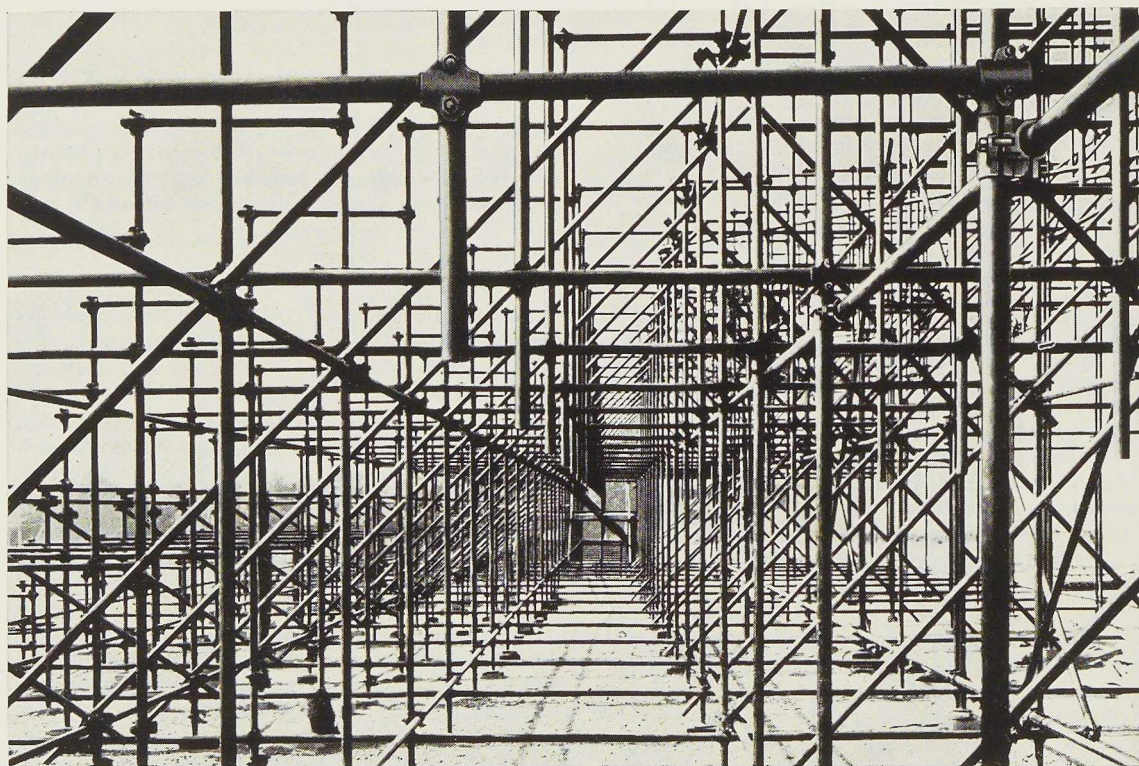


Fig. 182. Ossature en tubes d'acier de la tribune de la figure 180. On note la facilité avec laquelle sont assemblés aussi bien les éléments verticaux et horizontaux que les éléments diagonaux.



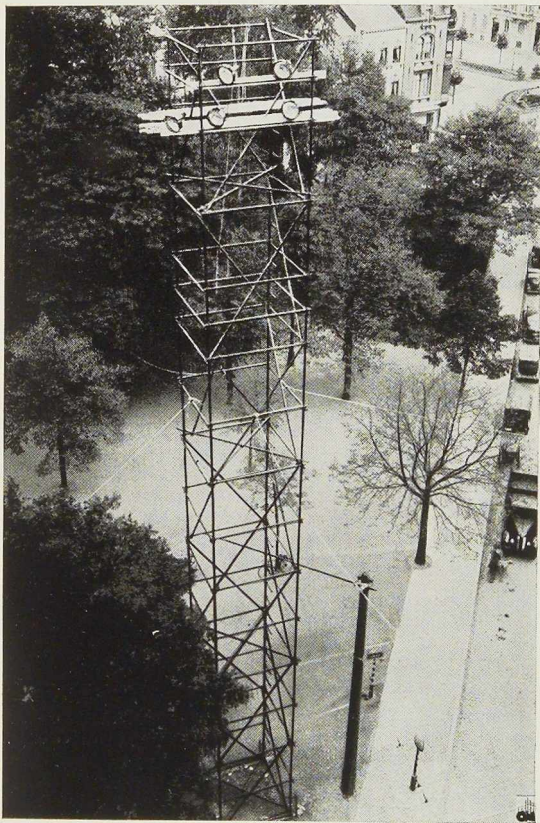


Fig. 183. Lycée Léonie de Waha à Liège. Tour-elle de 25 mètres de hauteur construite pour supporter les phares d'illumination.

caution. Cela suppose une étude approfondie qui, allié aux hautes qualités de résistance et d'homogénéité du matériau, contribue à donner aux constructions tubulaires une sécurité absolue.

Avantages des échafaudages tubulaires

Les constructions tubulaires présentent des avantages d'ordre très divers et des particularités qu'on ne retrouve pas ailleurs, en raison même de la nature des matériaux, de leur assemblage et du mode de fixation.

On a l'habitude d'opposer coût et sécurité, dans le calcul des constructions provisoires. En réalité, ces deux aspects du problème conditionnent au même titre le prix de revient du travail. La question de savoir lequel des deux éléments doit céder le pas à l'autre, la pratique l'a résolue par elle-même; mais la meilleure solution n'est-elle pas d'avoir recours à un système de construction qui

offre à l'un comme à l'autre les plus grandes garanties ?

Nous passerons rapidement en revue les principales qualités des constructions tubulaires.

Sécurité

La principale qualité que l'on exige de toute construction, aussi bien provisoire que permanente, est de résister à toutes les forces prévues ou non auxquelles elle sera soumise.

L'homogénéité du matériel, la constance de ses dimensions et l'unité du mode d'assemblage permettent, on l'a vu, un calcul très précis des structures tubulaires. L'étude se trouve, en effet, grandement simplifiée et les investigations peuvent aisément être plus poussées en ce qui concerne les efforts et les tensions qui en résultent. Tout cela au bénéfice exclusif de la sécurité qui reste ainsi élevée, quelles que soient les sollicitations auxquelles les constructions auront à répondre.

Il est à noter que la forme elle-même et la surface réduite des éléments qui les constituent donnent peu de prise aux efforts du vent. Le bois, matériau cassant et sensible aux intempéries, ne peut soutenir la comparaison ni rivaliser avec l'acier, métal essentiellement homogène et résistant, sur le terrain capital de la sécurité.

Encombrement

A ce maximum de sécurité correspond un minimum de volume et de poids dont l'intérêt mérite d'être souligné.

Sur chantier plus encore qu'en magasin, l'échafaudage est encombrant. Il importe donc, afin de rendre possibles les travaux de parachèvement ou autres, de réduire au strict minimum ses dimensions extérieures. Cette réduction de l'encombrement total doit cependant laisser au personnel une grande liberté d'action à l'intérieur de l'échafaudage et lui permettre un approvisionnement facile et rapide en matériaux. Ce double résultat est obtenu par le diamètre réduit des éléments constituant les structures tubulaires et par la légèreté de construction qu'autorise la haute résistance du matériel et, enfin, par la réduction du nombre d'attaches.

Les planchers de travail présentent des caractéristiques particulièrement intéressantes : leurs dimensions sont déterminées par la nature de l'entreprise et adaptées aux méthodes individuelles de travail; leur hauteur, essentiellement réglable, place le personnel dans les meilleures conditions de travail; l'égalité parfaite de niveau et l'absolue horizontalité évitent le renversement des charges; leur nombre permet l'établissement de multiples chemins de roulement, facilement dé-



plaçables au gré des besoins; enfin la résistance des matériaux employés autorise l'approvisionnement, à pied d'œuvre, à l'aide de sapines fixées à l'échafaudage même.

Un autre aspect de la réduction d'encombrement est fourni par la grande facilité d'établir à toute hauteur des planchers de travail en porte-à-faux, encorbellement ou suspendus, dont la résistance et la stabilité sont équivalentes à celles des échafaudages normaux.

Rapidité

La légèreté et la maniabilité des éléments, ainsi que la simplicité de leur assemblage, assurent une grande rapidité de montage, facteur essentiel de l'organisation générale du chantier.

La normalisation des pièces, toutes en acier, permet, de plus, une prévision précise de leur agencement et l'ordre chronologique des opérations de montage. La même rapidité s'observe tant pour l'adaptation, après montage, de la structure aux difficultés locales du travail, que pour son démontage.

Visibilité

La résistance des tubes d'acier permet de donner aux constructions tubulaires une grande légèreté d'aspect qui rend l'édifice visible pendant toute la durée du travail. Non seulement l'état d'avancement des travaux est facilement contrôlable, mais la surveillance individuelle du personnel devient possible. Enfin, point de vue qui n'est pas à négliger, dans bien des cas, cette légèreté permet l'usage des salles et des églises pendant leur réfection intérieure et masque au minimum les façades de monuments.

Incombustibilité

Composé uniquement de pièces en acier, le matériel est pratiquement à l'abri de tous dangers d'incendie. Cette qualité revêt une importance spéciale si l'on se rappelle, outre les accidents courants, les incendies historiques de la Cathédrale de Reims durant la guerre et du Sherry-Netherlands Hotel de New-York, dus à la présence d'échafaudages en bois, ou simplement propagés par eux comme ce fut le cas aux Nouvelles Galeries de Marseille.

Economie

Tous ces avantages, qui viennent d'être énoncés, sont autant de sources appréciables d'économie. On peut en conclure que les échafaudages tubulaires ont un double rendement en raison de leurs qualités propres et de l'influence heureuse qu'ils exercent sur la marche des travaux.

Le montage des échafaudages est rapide. Malgré

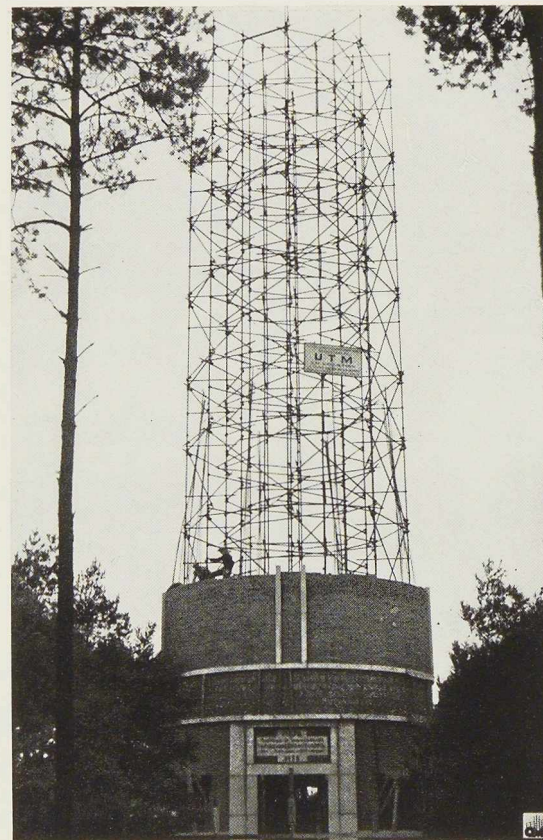


Fig. 184. Echafaudage tubulaire, support de coffrage, pour un château d'eau de 25 mètres de hauteur et 7 mètres de diamètre construit à Mariaburg.

un encombrement réduit, l'ouvrier y travaille facilement sans crainte et sans arrêt, sous la surveillance continue de ses chefs. Sa légèreté lui laisse entière liberté d'action et facilite son approvisionnement. Du point de vue sécurité, nous avons vu qu'aucune autre construction provisoire ne peut offrir un coefficient égal.

Applications

De la diversité des avantages qu'offrent les constructions tubulaires naît une très grande variété dans ses domaines d'application. Toutes les activités civiles, industrielles, militaires, agricoles, navales, etc., y trouvent une solution élégante, pratique et peu coûteuse pour tout ce qui concerne les structures provisoires.

Voici à titre indicatif, l'énumération de quelques cas typiques où l'emploi de structures tubulaires démontables est particulièrement indiqué.





Fig. 185. Passerelle suspendue en tubes d'acier au pont Marexhe, à Liège, destinée à servir de plancher de travail.

Echafaudages :

Echafaudages fixes ou mobiles pour la construction ou l'entretien des immeubles, monuments, châteaux d'eau, etc.;

Echafaudages de façades ou d'intérieurs;

Echafaudages en encorbellement pour étages supérieurs, clochers, dômes, etc.;

Echafaudages de chantiers navals;

Supports de coffrages pour travaux en béton armé, ponts, planchers, etc.;

Toitures provisoires pour surélévation d'immeubles;

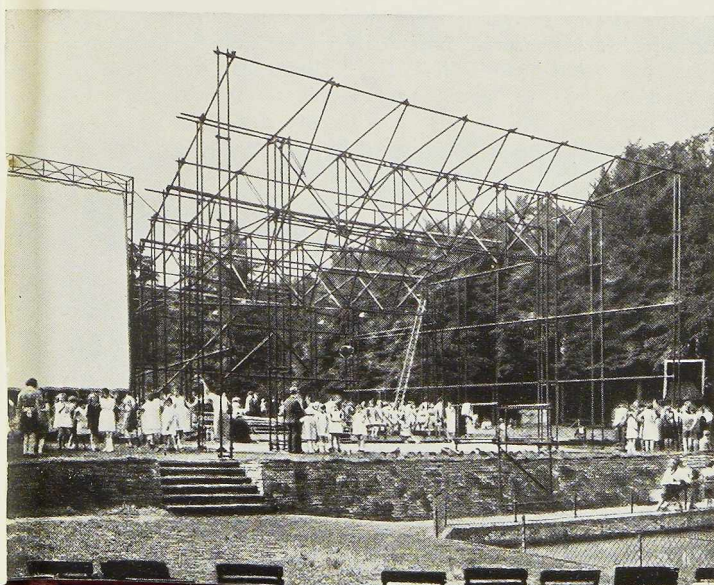
Sapines pour soulèvement et soutien de matériaux.

Tribunes :

Avec ou sans couverture, pour manifestations publiques, sportives, militaires, ou théâtrales;

Amphithéâtres, kiosques, estrades, etc.

Fig. 186. Charpente tubulaire pour un théâtre de verdure à Angleur.



Charpentes :

Tours de signalisation, pylônes;

Tremplins;

Passerelles;

Hangars, abris, entrepôts, stands, garages, baraquements;

Garde-corps provisoires, etc.

Casiers :

Fixes ou amovibles, pour aménagement de magasins, d'expositions, de bibliothèques, etc.

Pour compléter cette liste forcément sommaire, il y a lieu de rappeler ce qui a été dit au début de cette étude : les possibilités de constructions tubulaires démontables sont illimitées. Leur souplesse leur permet une adaptation simple et économique aux exigences les plus variées. Seule l'étude des divers éléments du problème posé par les cas particuliers est susceptible d'en déterminer le mode d'application.

Les structures tubulaires démontables constituent une formule de progrès. Dans le domaine de la construction provisoire, tout comme dans celui du bâtiment, elles sont appelées à jouer un rôle de premier plan. Le chemin parcouru indique déjà qu'elles se sont frayé en Belgique, depuis quelques mois, comme à l'étranger depuis plusieurs années, une place de premier choix.

Ces réalisations nouvelles, susceptibles d'un grand développement, sont à ajouter à la liste des plus intéressantes applications du tube en acier.

P. H.

N° 3 - 1939



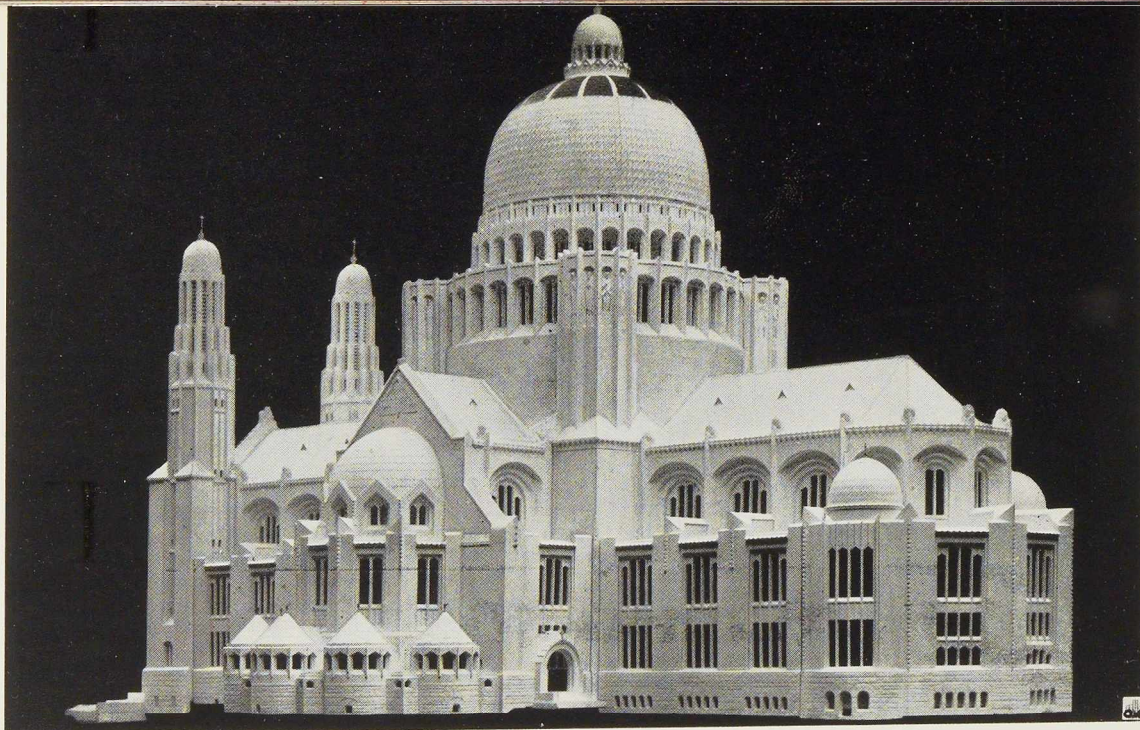


Fig. 187. Vue de la maquette de la Basilique Nationale du Sacré-Cœur à Koekelberg-Bruxelles.

Construction d'un plancher de travail à la Basilique Nationale du Sacré-Cœur à Koekelberg-Bruxelles

La Basilique nationale du Sacré-Cœur, actuellement en construction à Bruxelles, est l'œuvre de l'architecte Albert Van Huffel.

L'église, dont l'ossature est en béton armé, aura 167 mètres de longueur, 107 mètres de largeur au transept et 100 mètres de hauteur, par-dessus le pavement de la crypte. Après la mort de l'architecte Van Huffel, survenu en 1935, la continuation de la construction de la Basilique a été confiée à M. Paul Rome, Ingénieur-Architecte U.I.Lv. A l'heure actuelle, la grande abside est ouverte au public et on procède à la construction de la coupole.

A cette occasion, on a édifié à la Basilique un très important plancher de travail, qui fait l'objet de la présente note.

*
**

Depuis quelque temps, le fouillis inextricable des échafaudages que l'on remarquait à la Basilique de Koekelberg a disparu, laissant apparaître les grands arcs porteurs de la coupole, qui ont été réalisés au cours de la dernière campagne de construction.

La construction de la coupole a été prévue en deux lots. La partie inférieure, aujourd'hui réalisée, atteint le niveau du seuil des fenêtres du tambour. L'achèvement de la coupole est remis à une autre époque, et la construction de l'édifice, dont les proportions atteignent celles du Palais de Justice, se poursuivra par les transepts ou la grande nef. Il s'agissait donc de permettre l'achèvement de la coupole tout en utilisant le vaisseau de l'église lorsqu'il serait complété. Ce dispositif a entraîné la construction d'un plancher de travail, qui sert actuellement de support à une toiture provisoire et qui portera plus tard tous les coffrages de la coupole. L'ossature en est constituée par sept poutrelles H_N , distantes de 2^m50 d'axe en axe, ayant une portée de 20^m28 entre les faces des appuis. Les tirants des arcs porteurs de la coupole fournissent la surface d'appui. La charge de la toiture peut être évaluée à 200 kg par m^2 environ. Elle est reportée sur les poutrelles au moyen de perches jumelées, chacune d'elles devant porter une surface horizontale de

$$2^m50 \times 3^m50 = 8,75 \text{ m}^2.$$



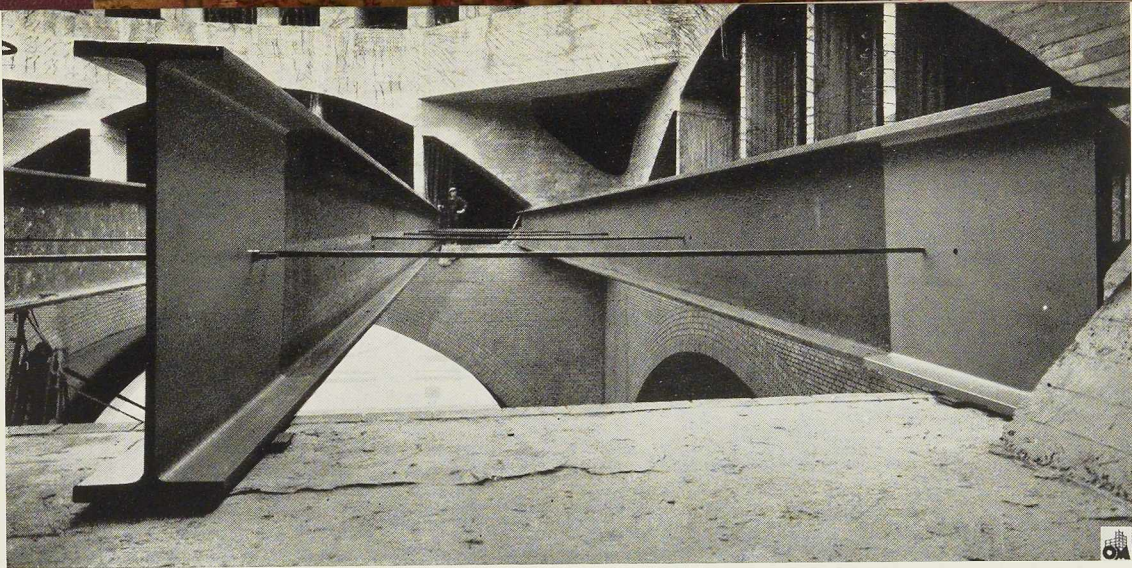


Fig. 188. Vue prise de face montrant la section des poutrelles DIN 100.

Le poids propre des perches, dont la hauteur moyenne est de 18^m00, peut être évaluée à :

$$\frac{2 \times 3,14 \times 0,10^2 \times 18,00 \times 800}{8,75} = 100 \text{ kg/m}^2.$$

La charge totale à porter par le plancher de travail sera :

Poids de la toiture	200
Poids des perches	100
Surcharge de travail	500
	800 kg/m ²

soit $0,800 \times 2^{\text{m}}50 = 2$ tonnes par mètre, à ajouter au poids propre de la poutrelle, ce qui donne une charge de 2.300 tonnes par mètre.

La portée étant de 20^m75 on aura :

$$M = \frac{1}{8} \times 2.300 \times 20,75^3 = 124 \text{ tonnes.}$$

Avec un $\frac{I}{V} = 12.895 \text{ cm}^3$, on obtient une tension

$$T = \pm \frac{12.400.000}{12.895} = 965 \text{ kg/cm}^2.$$

Les poutrelles seront contreventées par des poutres de répartition en bois, de façon à pouvoir reporter sur les voisines une partie de charges

isolées pouvant agir éventuellement sur une des poutrelles.

Le calcul de la flèche donne :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Pl^3}{EI} = \frac{47.600 \times 2.075^3}{210.000 \times 644.748} = 4,08 \text{ cm}$$

dans cette formule :

$$P = pl = 2.300 \times 20,75 = 47.600 \text{ kg};$$

$$E = 210.000 \text{ kg/cm}^2;$$

$$I = 644.748 \text{ cm}^3.$$

Les travaux de la construction de la coupole, ainsi que les travaux de l'abside déjà terminés, sont exécutés par les Entreprises Hambresin Frères.

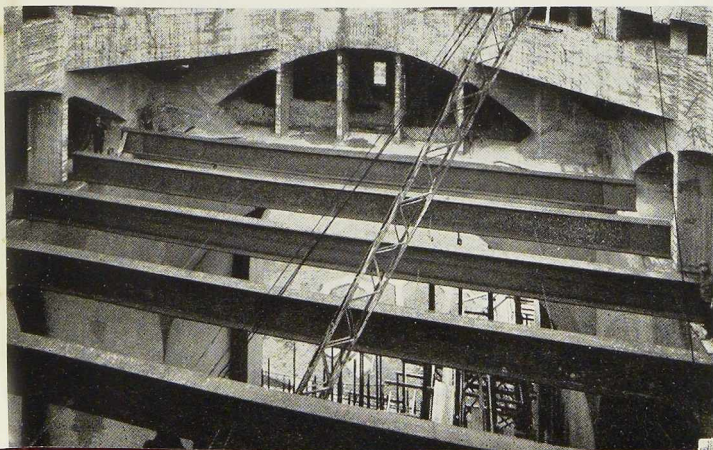


Fig. 189. Vue d'ensemble de la poutraison du plancher de travail qui se trouve à plus de 30 mètres de hauteur au-dessus du niveau du rez-de-chaussée.



Fig. 190. Poutrelles à larges ailes de 20^m75 de portée sur lesquelles sera posé le plancher de travail. Les personnages donnent l'échelle de cette figure.

Quelques problèmes posés par le laminage

Le tracé des cylindres est devenu lui-même une science

L'acier, de même que la pâte, est laminé pour le transformer en des formes utiles et pour améliorer sa qualité.

Mais, si le fabricant du rouleau à pâte doit seulement connaître comment il fabriquera un produit bien roulé, le chef-tourneur d'une usine métallurgique doit être familier avec les mathématiques et la physique et avoir une certaine dose de bon sens.

La plasticité relative de l'acier chauffé à la température de 1.600° permet de le laminé en une grande variété de formes utiles et en outre d'améliorer ses propriétés physiques et mécaniques.

D'une manière fondamentale, le processus de laminage de l'acier consiste à passer le matériau entre deux cylindres tournant à la même vitesse mais en sens contraire.

L'ouverture entre les cylindres étant plus petite que le produit à laminé, le procédé moule l'acier, réduit sa section et l'allonge.

L'acier produit par un système quelconque de fabrication et coulé sous forme de bloc appelé lingot est une masse de consistance relativement faible et formée de cristaux irréguliers. Le laminage brise ces cristaux et les allonge de façon que le produit final laminé à chaud ressemble à un paquet de fibres bien serrées. Sous cette forme, l'acier est devenu résistant. Le corroyage auquel il est soumis et la rapidité avec laquelle sa section initiale est transformée ont une grande influence sur les caractéristiques du produit.

Le laminage augmente la résistance de l'acier

En général, plus l'acier est laminé, plus il devient dense, résistant et malléable. On ne peut réduire la section de l'acier trop rapidement sans s'exposer à briser la structure des fibres et diminuer sa résistance.

Les lingots sont d'abord laminés en blooms ou en demi-produit similaire (voir *Steel Facts* n° 29). Les demi-produits ne sont pas laminés à dimensions précises.

La manière de déterminer la forme des cylindres et la recherche du meilleur procédé pour laminé au train blooming et à billettes sont relativement simples.

D'un autre côté, on doit tenir compte que pour obtenir un fer profilé, l'élaboration des cylindres comprend le tracé non seulement d'un cylindre mais de toute une série et que les problèmes énoncés ci-dessous doivent être solutionnés dans le dessin des cylindres de chaque série.

Le premier problème à résoudre est le type de cylindre à employer, car il y a différents types d'usage courant depuis les cylindres à table simplement cylindrique pour tôles fines et grosses tôles, jusqu'aux cylindres à cannelures pour produire des rails, profilés et autres sections compliquées.

Différentes formes de passes

Deux cannelures assorties dans une paire de cylindres forment une *passé*. Quand la moitié de la surface de la *passé* est entaillée dans chaque cylindre et que le jeu entre ceux-ci est sur la ligne des centres, la *passé* est appelée *ouverte*. Cependant, si la saillie d'un cylindre s'emboîte dans la cannelure de l'autre, on obtient une *passé fermée*. D'autres formes de *passes* portent un nom caractéristique. Le genre de *passé* est déterminé après une étude sérieuse de la section à réaliser et en tenant compte de la résistance des cylindres. Ce dernier point est très important, car si les cylindres sont trop entaillés, leur résistance est diminuée et le métal chaud entre plus difficilement dans les cannelures.

Le remplissage correct des cannelures est de toute première importance.

S'il y entre trop peu de métal, l'effet utile de laminage de l'acier est incomplet et la section est inexacte. D'autre part, si trop d'acier entre dans la *passé*, les cylindres sont écartés et l'exactitude disparaît.

Il se produit une pression excessive sur les paliers et le cylindre peut se briser. En outre, la matière en excès est pressée hors de la *passé* entre les cylindres et produit une *bavure*, laquelle est un défaut sérieux dans la plupart des produits en acier.

Le problème du remplissage des cannelures est intimement lié avec celui de l'élargissement. Ce dernier doit être estimé correctement, sinon la *passé* sera trop fortement ou trop peu remplie.

La répartition de l'élargissement est aussi importante que sa quantité. Une barre peut s'élargir au sommet ou à la base, mais peu ou point



au centre et vice-versa. Si la mesure de l'élargissement n'est pas estimée correctement à l'avance, la barre peut onduler ou tordre pendant le laminage.

Il est intéressant de savoir à ce point de vue que les barres larges et minces s'élargissent moins que les barres étroites et que les tôles fines et les tôles fortes ne s'élargissent pas pendant le laminage mais s'allongent seulement.

La vitesse de laminage et la forme du profil influencent l'élargissement. Les faibles vitesses de laminage favorisent l'élargissement et les grandes vitesses provoquent l'allongement.

Un autre problème dans le laminage de l'acier est le *jeu*, c'est-à-dire la distance entre les cylindres quand ils sont froids, de manière à tenir compte de la dilatation quand ils sont échauffés. Cette distance doit être déterminée avec soin, car si l'on permet trop de dilatation, il peut en résulter une bavure ou un bris de cylindre tandis qu'il y a « manque de fer » si on donne trop peu de retrait.

Après la sélection du type de cylindre et le tracé approximatif des cannelures intermédiaires entre la billette et le produit fini, on doit déterminer les dimensions des cylindres à employer.

Les cylindres de petits diamètres corroyent plus fortement l'acier que ceux de grands diamètres et absorbent moins de puissance. Il y a cependant une limite en dessous de laquelle on ne peut descendre et celle-ci est déterminée par ce que l'on appelle la *prise*.

Les cylindres doivent faire prise

On dit que les cylindres ne font pas prise quand ils ne peuvent accrocher le matériau présenté et le tirer entre eux. La prise dépend de l'angle de contact que les cylindres font avec la barre et de la friction résultante. Plus les cylindres sont petits, plus l'angle de contact diminue et si la friction est trop petite, les cylindres sont incapables d'entraîner la barre.

Quand la dimension correcte a été déterminée, le chef-tourneur doit calculer les dimensions de toutes les passes dont plusieurs doivent être taillées dans une seule paire de cylindres. L'expérience est un facteur nécessaire dans ce travail, car des formules mathématiques précises n'ont pas encore été développées pour beaucoup de phases importantes du tracé.

Les problèmes principaux à résoudre en calculant les dimensions des passes sont ceux se rapportant aux effets de température, ainsi que le gauchissement, le cédage, la vitesse des cylindres et le tracé des guides.

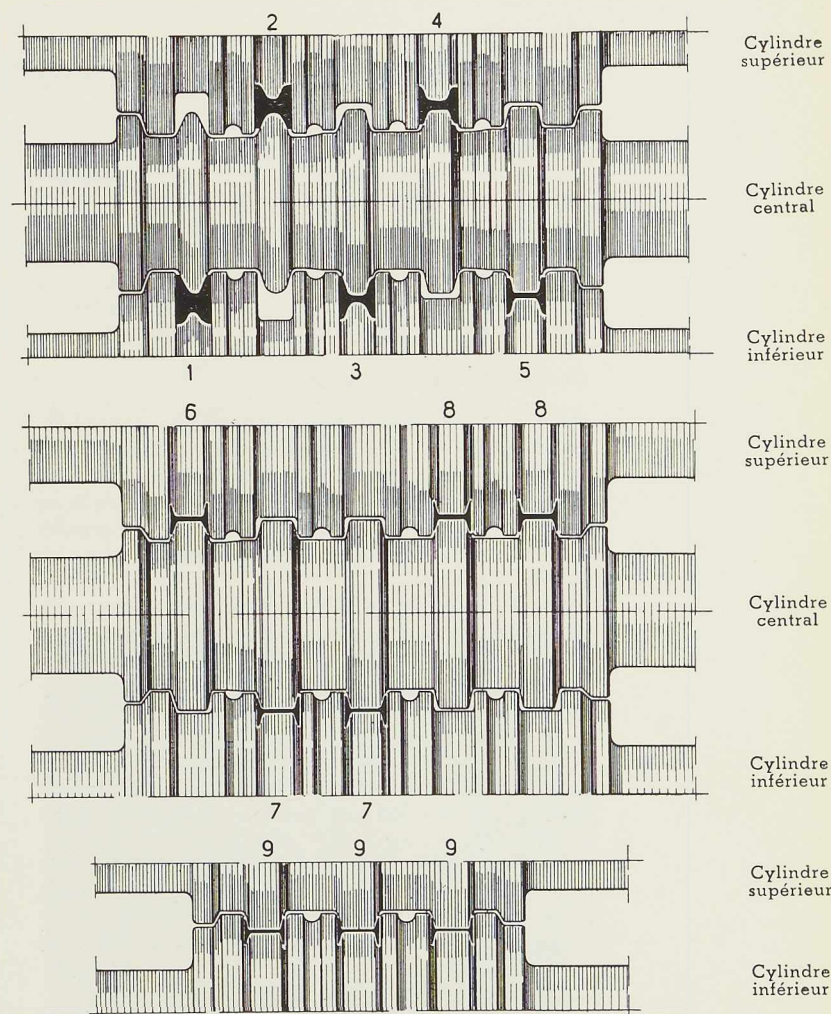


Fig. 191. Schéma montrant les différents stades de laminage d'une poutelle en acier.

Effets de la température

Un des effets les plus importants à considérer est le retrait de la matière pendant le travail. Dans le laminage continu des barres d'acier, par exemple, un bloom peut entrer dans le train à billettes à une température de 2.200° F. et 10 minutes après sortir de la passe finisseuse à la température de 1.500° F. Le retrait en longueur et en épaisseur résultant de cette chute de température est considérable et continue jusqu'à ce que l'acier soit refroidi à la température ambiante.

Par exemple, une barre d'acier ayant 50 pieds



de longueur et 10 pouces de diamètre à 2.200° F. sera à la température ambiante 8 1/2" plus courte et le diamètre sera 1/4" plus petit.

Le lamineur cependant n'est pas certain que tout le matériau lui parviendra exactement à la même température et qu'il sortira du laminoir à une température uniforme. Une marge de sécurité dictée par l'expérience doit être accordée en calculant les dimensions de chaque passe pour se protéger contre le bris des cylindres et pour maintenir dans les tolérances standards toutes les barres finies, lorsqu'elles sont refroidies.

Causes de gauchissement

On doit également tenir compte du gauchissement et de la torsion provoqués par les différences de température. Les produits qui ont une section dissymétrique sont spécialement sujets au gauchissement et à la torsion parce que les parties minces refroidissent plus rapidement que les parties épaisses.

Par suite de ces différences de température, la plasticité de la matière varie et est la cause du gauchissement et de la torsion de la barre.

L'emploi de guides, mécanismes en travers desquels la barre passe en entrant et en sortant des cylindres, permet de supprimer le gauchissement et la torsion en maintenant la barre bien droite.

Le gauchissement longitudinal est atténué en faisant un des cylindres légèrement plus petit que l'autre.

Le chef-tourneur doit également se prémunir contre le cé dage excessif des cylindres, lequel peut provenir de la température et de la vitesse.

On sait que la section sortant des cylindres est

plus petite que celle qui y entre, mais le volume étant constant, le matériau quitte le cylindre plus vite qu'il n'y entre.

Le chef-tourneur réduit le cé dage au minimum en dessinant chaque passe de façon que l'excès de mouvement du côté de la sortie compense la pression qui peut amener l'écartement des cylindres.

Le laminage à faible vitesse affecte le cé dage de la même façon.

A de telles vitesses, aussi longtemps que le produit laminé reste à une température convenable, sa résistance à la compression reste relativement faible. La vitesse faible, cependant, permet la radiation de la chaleur sur le contour de la section et une chute de température par conductibilité des cylindres.

Une conséquence du laminage trop lent est que le produit entre dans les passes successives à des températures en dessous de la normale et engendre de grandes forces de compression. Ces forces produisent des efforts excessifs dans les cylindres et augmentent le cé dage.

Beaucoup de problèmes auxquels le chef-tourneur doit faire face dans un laminoir doivent être résolus plus par expérience et jugement que par l'application de formules et mesures.

Le tracé des cylindres est une science relativement nouvelle mais la connaissance de ce champ s'étend constamment; il en résulte des améliorations dans le travail efficient et dans la qualité des produits finis (1).

(1) D'après un article paru dans *Steel Facts*, de l'« American Iron and Steel Institute », décembre 1938.

A paraître dans les prochains numéros de L'OSSATURE MÉTALLIQUE :

L'Institut Jules Bordet, à Bruxelles.

L'immeuble « Kensington » à ossature métallique soudée à New-York.

Le nouvel hôpital de Westminster à Londres.

Le nouveau pont cantilever à Middletown (Etats-Unis).

La nouvelle usine de la Compagnie Murex à Waltham-Cross (Angleterre).

Les poutres semi-Vierendeel appliquées au matériel roulant, par R. ALEXANDRE.

Applications des équations de Manderla-Gehler au calcul des lignes d'influence, par T. LAZARIDÈS.

Le pont tournant du Havre. Etc.



Les nœuds des charpentes métalliques

par F. Riessau,

Ingénieur A. I. G.,

Assistant au Laboratoire de béton armé de l'Université de Gand

Dans l'élaboration du projet d'une charpente métallique, l'économie guide le calculateur pour la détermination des éléments de la charpente. Il doit donc admettre l'hypothèse que la charpente est un ensemble hyperstatique avec nœuds rigides.

La console qui relie les poutres aux colonnes est imposée par cette recherche de légèreté et d'économie. Il serait parfaitement possible de construire une charpente métallique pour bâtiment qui réalise l'hypothèse de la rigidité des nœuds sans l'emploi de consoles, en prenant pour les éléments des profils suffisamment grands (comme c'est notamment le cas pour le nouveau quartier général des pompiers de Londres) ⁽¹⁾.

Considérons (fig. 192) une ligne enveloppe des moments dus aux forces verticales, telle qu'elle se présente pour une poutre d'un portique de charpente métallique ⁽²⁾. Pour les forces horizontales, notamment l'action du vent, nous aurons une augmentation des ordonnées extrêmes de la ligne. Pour pouvoir résister à ces moments sans dépasser le taux de travail admis pour l'acier, nous pourrions prendre un profil de module de flexion $\frac{I}{v}$ suffisamment grand, mais cela ne serait pas économique. On prend un module de flexion bien plus petit et le manque de section est compensé, au milieu, par des plats supplémentaires et, aux encastremets, par des consoles.

Il résulte de ce qui précède que l'étude de la meilleure forme à donner aux nœuds à consoles est vitale pour la construction métallique.

Dans la construction de la charpente métallique du Bloc II des Laboratoires techniques de l'Université de Gand, on a préconisé un type de nœud employé dans presque toutes les constructions métalliques analogues et notamment dans les nouveaux bâtiments universitaires de Liège ⁽³⁾ et

⁽¹⁾ Voir L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 5-1938, pp. 209-213.

⁽²⁾ Voir G. MAGNEL, *Béton armé*, vol. II, planche X, p=1, q=2.

⁽³⁾ Voir L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 2-1932, pp. 27-28; n° 3-1933, pp. 99-117; n° 7/8-1938, pp. 295-304 et la *Publication préliminaire du Second Congrès de l'A.I.P.C.*, pp. 1263-1275.

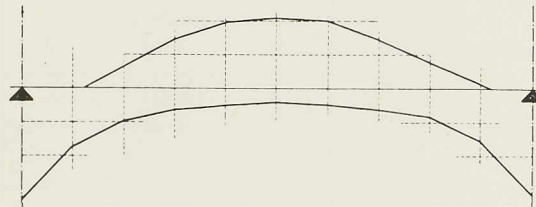


Fig. 192

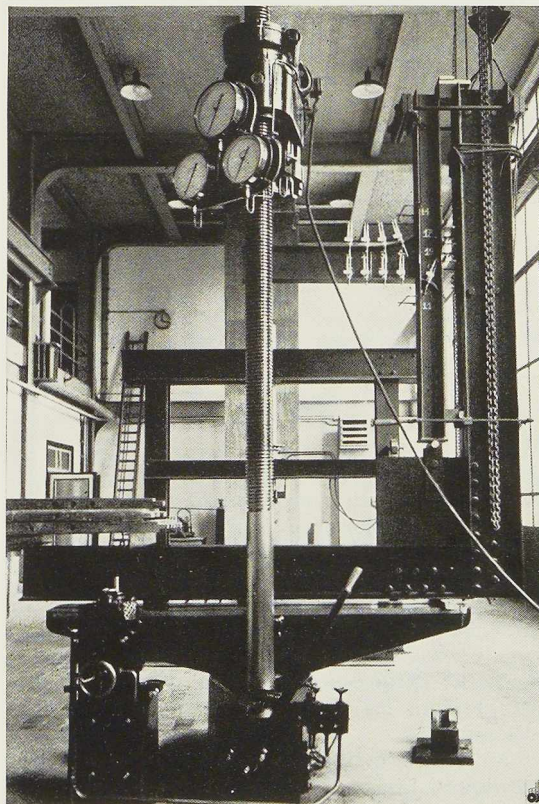


Fig. 193. Vue générale prise au cours des essais du premier nœud, à goussets arrondis.

N° 3 - 1939



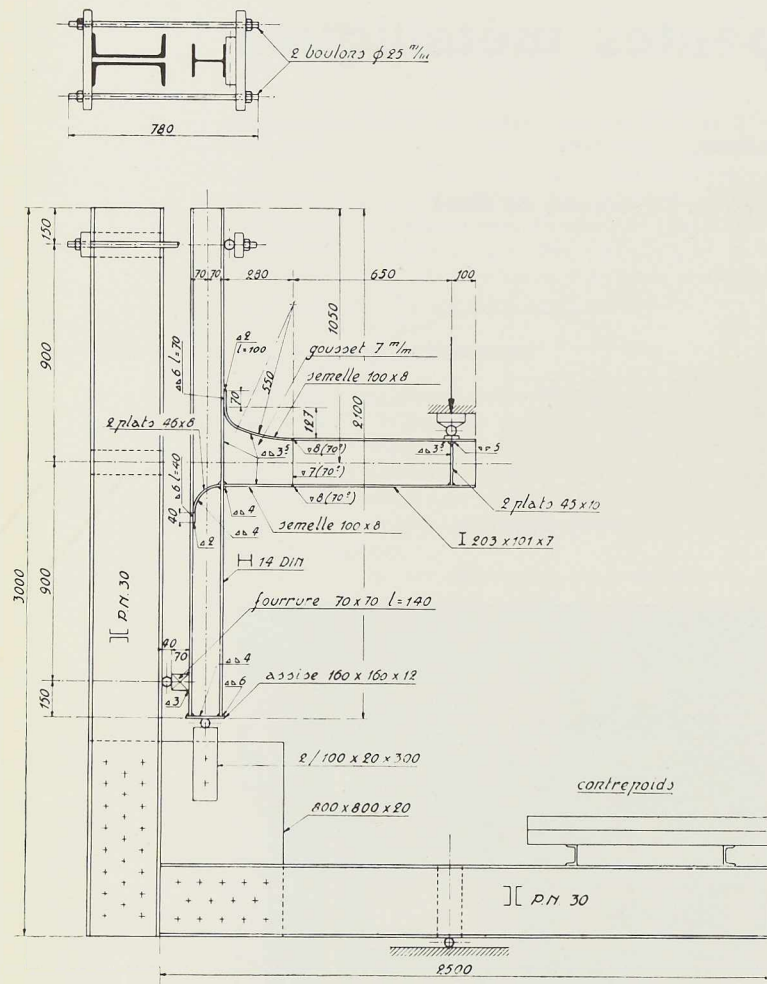


Fig. 194

aussi dans certains types de ponts. Ce nœud se caractérise par un raccordement parabolique de la poutre à la colonne. A la membrure supérieure l'arrondi est relativement petit et couvert par la dalle en béton et le pavement. Le côté inférieur, par contre, a une courbure dont le rayon est de 600 à 900 mm. Cette partie est évidemment fortement encombrante pour les travaux d'achèvement des bâtiments et en certains endroits (par exemple dans les couloirs) n'est pas précisément esthétique.

Pour des bâtiments devant servir de laboratoires techniques, l'inconvénient provenant de l'encombrement des goussets était de moindre importance; mais pour les autres bâtiments universitaires et notamment le nouvel hôpital académique,

cette forme de nœud était *a priori* à rejeter. La forme du nœud devait être simple et peu encombrante, complètement cachée et non gênante pour les travaux d'achèvement.

Ces conditions exigeaient l'étude expérimentale préalable de différents modèles, ceux-ci étant exécutés en construction soudée comme la charpente elle-même.

Plusieurs études sur cette question ont déjà été publiées; nous pouvons citer entre autres: les exposés de M. Schroeder-Van der Kolk (reproduits par M. Vierendeel dans les *Annales des Travaux publics de Belgique* de 1924), de M. F. Campus (*Etudes et essais relatifs aux nœuds de charpente*, *Revue Universelle des Mines*, 1933), de M. D. Rosenthal (*Etude de la forme rationnelle du raccord dans un nœud formé par deux barres assemblées à angle droit*, *Arcos*, n° 87, 1938). Toutes ces études sont relatives à des profils rectangulaires. Nous avons procédé sur un profil en I, qui est le seul employé en pratique.

L'atelier de construction réalisa, en modèles réduits, différents types de nœuds, qui furent soumis à des essais de flexion. Les déformations furent mesurées en tous les endroits intéressants sur une base de 20 mm, au moyen de tensomètres Huggenberger.

Le modèle était placé dans une charpente rigide formée de deux profils P. N. 30 formant angle droit (fig. 193, 194 et 195). Dans l'angle, et prise entre les fers P. N., une tôle de $800 \times 800 \times 20$ mm formait appui pour la colonne du modèle. La charpente rigide fut placée sur la table d'une machine de flexion (hauteur disponible = 3^m50) par l'intermédiaire d'un fer rond de 40 mm de diamètre. Le modèle était placé dans la charpente de façon que la colonne du nœud pourvue d'une assise vint reposer par l'intermédiaire d'un fer rond de 40 sur l'appui constitué par la plaque de $800 \times 800 \times 20$ mm. Sur la membrure extérieure et en bas de la colonne était soudée une fourrure venant en contact avec la charpente rigide par l'intermédiaire d'un fer rond de 40. Le nœud était retenu à sa partie supérieure par un étrier dans lequel les efforts étaient repris par deux boulons de 25 mm de diamètre. L'effort est exercé à l'extrémité de la traverse, également par l'intermédiaire d'un fer rond de 40. Pour équilibrer l'ensemble sur le rouleau reposant sur la table de la machine, la traverse de la charpente rigide est munie d'un contrepoids réglable.

Le premier nœud essayé était celui représenté sur la figure 194 et la photographie 193. Le modèle fut exécuté dans les ateliers de la Société d'Enghien St-Eloi, qui construisit les charpentes métalliques des différents bâtiments universitaires. La



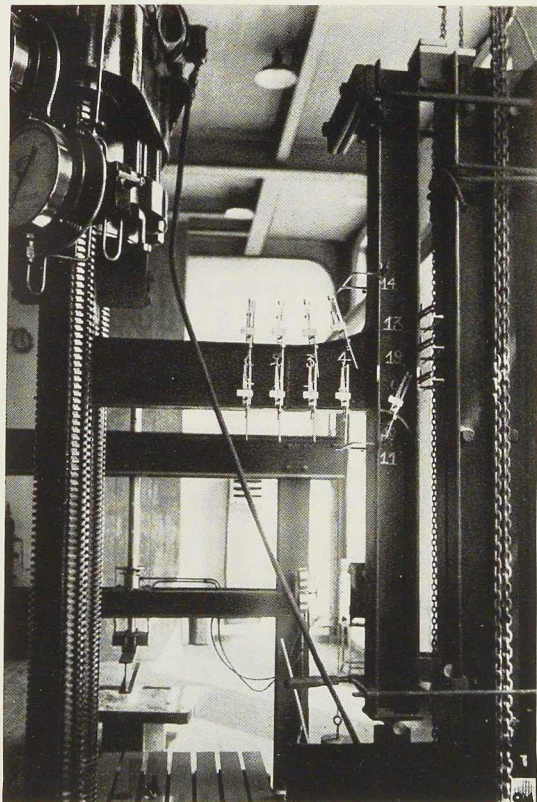


Fig. 195. Disposition des tensomètres au cours du premier essai.

membrure supérieure de la traverse était raccordée à la colonne suivant des arcs de cercle. La membrure inférieure, par contre, restait horizontale. Dans l'âme de la colonne, à la hauteur de la membrure inférieure de la traverse, étaient soudés deux plats cintrés. La console en ce nœud était relativement difficile à réaliser. Les dimensions du nœud d'essai et du nœud correspondant de la construction étaient :

	Nœud de la construction	Nœud d'essai
Profil de la traverse	340 P. N.	230 × 107 × 7
$\frac{I}{v}$	931 cm ³	231 cm ³
Profil de la colonne	28 D. I. E.	14 D. I. N.
$\frac{I}{v}$	1.000 cm ³	217 cm ³
Longueur du gousset	50 cm	28 cm

Les tensomètres Huggenberger étaient placés de

chaque côté de la membrure, deux par deux, et pour les déformations on prenait la moyenne des deux lectures, de cette façon on annulait l'influence d'une torsion possible. Les tensomètres furent placés en tous les points intéressants du nœud (points 1 à 27). Les lectures furent effectuées à la charge de 1 tonne et à 3 tonnes. L'opération de la mise sous charge fut répétée jusqu'à ce que les Huggenberger donnassent des lectures constantes pour la même charge. Les différences des lectures notées nous donnaient les déformations en ces différents points avec une approximation de 0,2 à 0,3 micron. Pour passer des déformations aux tensions, il fallait connaître la valeur du module d'élasticité du métal. Ce module fut déterminé sur des éprouvettes découpées dans le

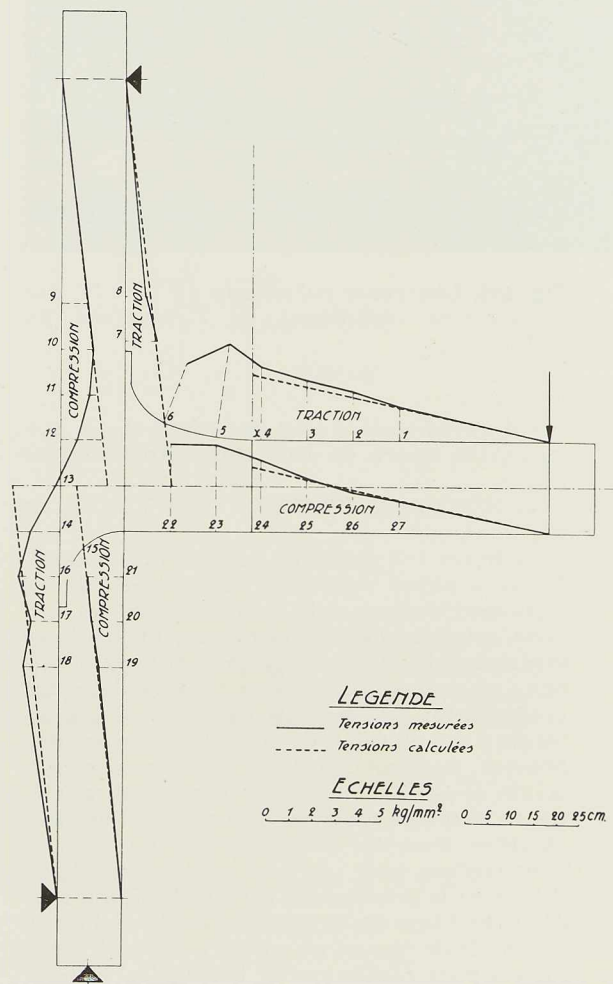


Fig. 196



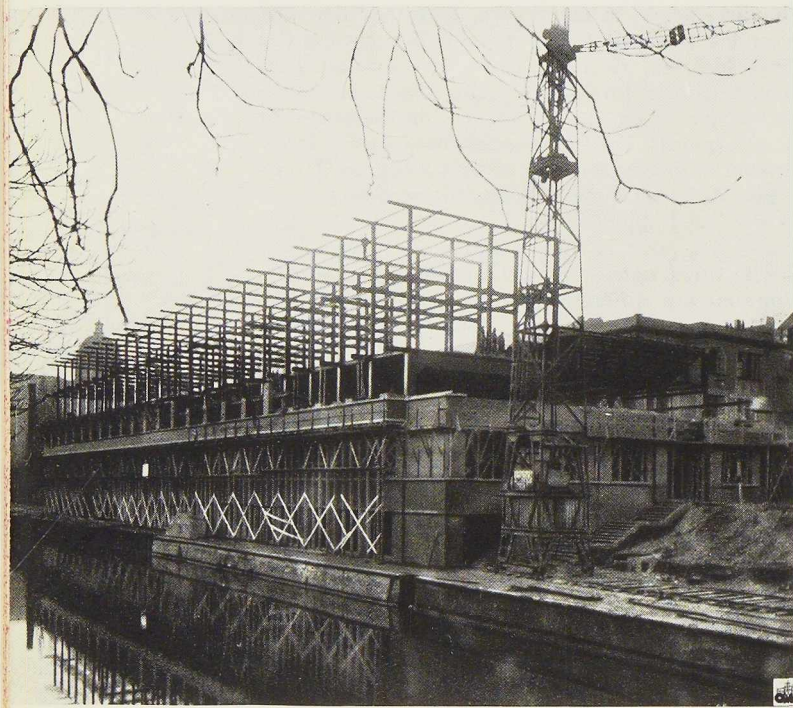


Fig. 198. Charpente métallique du bloc IV des Laboratoires techniques de l'Université de Gand.

nœud d'essai (après l'essai de flexion) et cela également au moyen de deux tensomètres Huggenberger.

La valeur de E fut trouvée égale à $21.500 \text{ kg par mm}^2$.

La figure 197 donne les courbes des tensions. La ligne pleine représente les tensions relevées expérimentalement et la ligne pointillée les tensions calculées. Nous remarquons que la ligne expérimentale ne s'écarte guère de la ligne théorique, cependant les tensions relevées dépassent généralement les tensions calculées. Entre les points 4 et 5 au début du gousset nous avons une brusque augmentation des tensions avec une pointe de tension en 5. Pour la membrure inférieure la courbe expérimentale a une allure très régulière. Dans les membrures des colonnes, la ligne expérimentale suit assez fidèlement la ligne théorique; la présence des deux plats cintrés soudés dans l'âme de la colonne se fait sentir par une chute de tension au point 17. On avait placé sur ces plats raidisseurs un tensomètre, et pour une charge de deux tonnes nous notions une

tension de $0,54 \text{ kg par mm}^2$. Ce raidisseur ne contribuait donc que très peu à la stabilité de l'ensemble et son utilité était très discutable.

Quand les mesures furent terminées, on augmenta la charge. Vers 5.300 kg (ce qui correspond pour le point X de la figure 197 à une tension de 15 kg par mm^2) la limite d'élasticité du métal était dépassée dans l'âme de la colonne, à peu près sur toute la hauteur du gousset et également dans l'âme de la traverse au début de l'élargissement de la console (visible par la peinture et l'oxyde qui tombaient). Vers 7 tonnes la charge resta constante; le modèle était à ce moment fortement déformé et les déformations s'accroissaient sous charge constante. Le nœud fut examiné et on constata que les cordons de soudure ne présentaient aucune détérioration extérieure visible.

L'essentiel à retenir de l'essai de ce premier modèle était la pointe de tension assez conséquente à la naissance de la console et le peu d'efficacité du raidisseur circulaire dans l'âme de la colonne.

La variation du module de flexion $\frac{I}{v}$ dans la

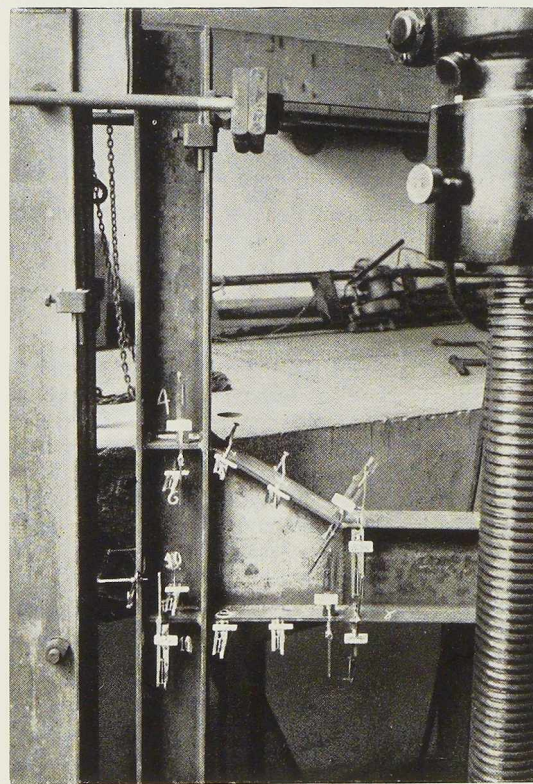


Fig. 197. Disposition des tensomètres au cours du second essai.

traverse, en négligeant la résistance à la flexion de l'âme, est donnée par la hauteur de la section. Le diagramme des moments dans la même traverse sollicitée, comme décrit dans l'essai, par une charge à l'extrémité est linéaire avec son zéro au point d'application 0 de la charge. Quand la charge augmente, la ligne des moments tourne autour du point 0 (fig. 199), devient tangente et puis coupe le profil qui représente la loi des $\frac{1}{v}$. La tension de flexion dans les membrures de la traverse suivant la loi $R = \frac{M \cdot v}{I}$, il s'ensuit que la limite élastique du métal sera dépassée en premier lieu là où l'augmentation du $\frac{1}{v}$ (qui est très lente au début du gousset) ne compense plus l'augmentation du moment (qui est linéai-

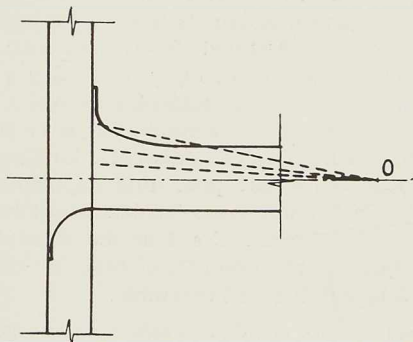


Fig. 199

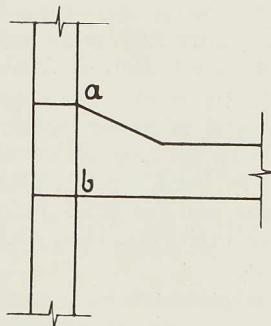


Fig. 200

re). La limite élastique devrait donc être dépassée en premier lieu au début du gousset (ce que l'essai a d'ailleurs montré).

En réalité, la variation du module de flexion dans les consoles courbes avec raccordement tangentiel à la colonne est trop rapide; elle devrait, au contraire, suivre le plus fidèlement possible la

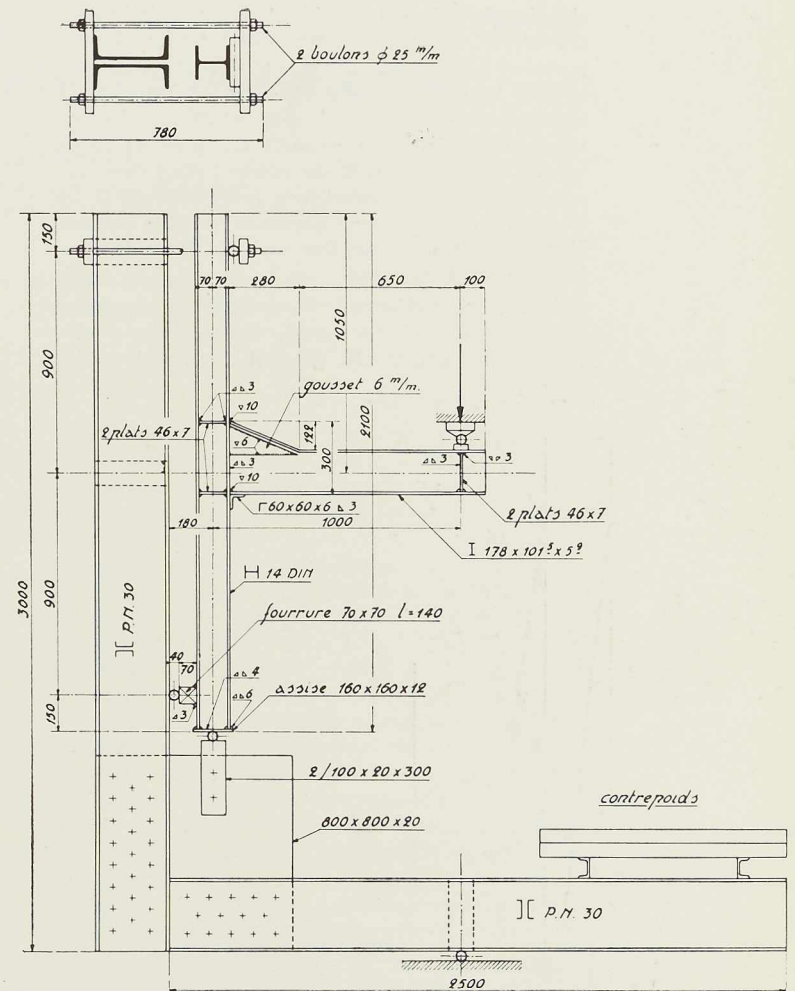


Fig. 201

loi des moments de flexion qui est linéaire. Dans ce but on a fait construire un nœud avec console droite (fig. 201 et photo 197). Les caractéristiques du modèle et du nœud de la construction étaient :

	Nœud de la construction	Nœud d'essai
Profil de la traverse	I 305 × 127	I 178 × 101.5 × 5.9
$\frac{I}{v}$	613 cm ³	178 cm ³
Profil de la colonne	26 D. I. E.	14 D. I. N.
$\frac{I}{v}$	834 cm ³	217 m ³
Longueur du gousset	45 cm	28 cm

La construction de ce nœud était bien plus



simple que celle du précédent. Pour avoir le gousset désiré, on coupa simplement le profil de la traverse en dessous de la membrure supérieure et sur la longueur du gousset; on releva cette membrure pour former le gousset et dans l'ouverture triangulaire on soudait un plat de même forme. La construction du gousset était donc économique. Sous la membrure inférieure de la traverse et au point de raccordement avec la colonne, on prévoyait une cornière pour faciliter le montage de la charpente.

Si nous considérons la figure 200 qui représente schématiquement le nœud, aux points *a* et *b* où les membrures du gousset prennent contact

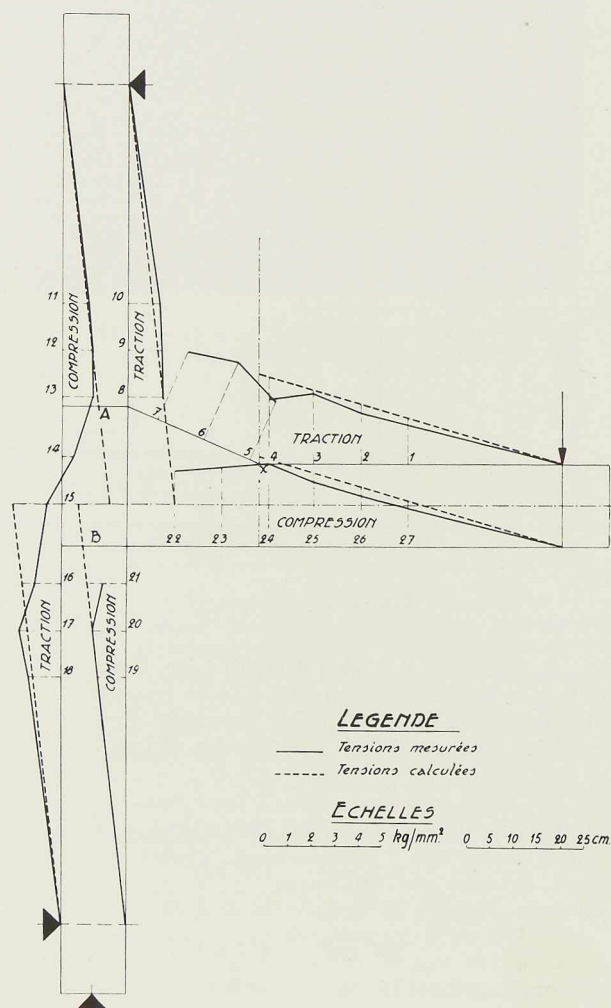


Fig. 202

avec la colonne, ces membrures transmettent des efforts qu'on peut considérer comme des charges isolées. On a prolongé ces membrures par des plats raidisseurs soudés dans l'âme de la colonne et perpendiculaires aux membrures; de cette façon, les moments de flexion dans la traverse sont transmis efficacement dans la colonne.

Le modèle fut placé dans la charpente et sollicité de la même façon que le précédent. La charge varia de même de 1 à 3 tonnes et l'opération fut répétée jusqu'à ce que les Huggenberger donnassent des lectures quasi constantes.

La figure 202 fournit le diagramme de la variation des tensions dans le nœud (déduites des déformations mesurées en 27 points avec $E = 21.500 \text{ kg/mm}^2$). La ligne pleine nous donne les tensions expérimentales, la ligne pointillée les tensions calculées. Si nous considérons ces lignes, nous remarquons que dans la traverse les tensions mesurées sont légèrement inférieures aux tensions calculées. Au début du gousset, il y a une chute de tension, contrairement à ce qui s'était produit dans le gousset arrondi. En A et B (figure 202), au milieu des raidisseurs, les Huggenberger nous donnaient pour une augmentation de charge de 2 tonnes une tension respective de 1,05 et 1,12 kg/mm^2 . Ces tensions nous indiquaient que les raidisseurs collaboraient effectivement à la stabilité de l'ensemble.

Après la mesure des déformations, la charge fut élevée. A 6.100 kg, la limite élastique du métal était dépassée dans l'âme de la colonne à la hauteur du gousset; cette charge correspond à une tension au point X (figure 202) de 22 kg/mm^2 . La charge maximum atteinte était de 7.800 kg.

La comparaison des lignes de tension dans ces nœuds d'essai fit adopter le second modèle pour la charpente du Bloc IV des Laboratoires techniques de l'Université de Gand, dont la photographie (fig. 198) donne une vue prise durant les travaux d'achèvement extérieurs, ainsi que pour l'Hôpital académique.

Nos essais nous indiquèrent donc le modèle de gousset le plus avantageux, savoir celui avec raccordement rectiligne de la poutre à la colonne; et cela pour des charges statiques. Nous sommes heureux de constater que M. le Professeur de Marneffe, dans son article « Fragilité de forme » (*L'Ossature Métallique*, n° 6-1938, p. 284) arrive, de façon théorique et pour des charges dynamiques, à préconiser la même forme de nœud.

F. R.



Les bases expérimentales de la théorie de l'équilibre élasto-plastique

par G. Colonnetti

de l'Académie Pontificale des Sciences
Professeur à l'Ecole Polytechnique de Turin (Italie)

La théorie de l'équilibre élasto-plastique et de ses applications au calcul des systèmes hyperstatiques a fait, ces temps derniers, des progrès remarquables.

Après s'être bornée à des énoncés génériques et à l'étude directe de quelques cas particuliers, elle est en effet passée à la phase des affirmations de principe fondées sur des hypothèses de caractère absolument général.

Comme il arrive toujours, dans toutes les théories, ces hypothèses (justement parce qu'elles sont très générales) ne se prêtent pas à un contrôle direct et immédiat. Le contrôle devient possible seulement à propos des conséquences qui en découlent et qui se rapportent à des faits particuliers faciles à observer par voie expérimentale.

Dans l'état actuel de la question il est donc du plus grand intérêt d'établir quels sont les faits qui, déjà observés, ou pouvant être observés expérimentalement, peuvent offrir une confirmation des hypothèses, et par conséquent la justification de la théorie.

Une précieuse contribution à cette recherche a été apportée par la note de M. Artémey S. Joukoff parue dans le numéro d'octobre 1938 de L'OSSATURE MÉTALLIQUE (1) (*).

Cette note avait pour but l'examen du problème du point de vue expérimental.

Je voudrais reprendre ici la question d'un point de vue théorique, pour montrer :

1° Que la seule hypothèse qu'il faille adopter pour base de la théorie de l'équilibre élasto-plastique est celle qui se rapporte à la façon suivant laquelle les déformations plastiques prennent naissance (en se superposant aux déformations élastiques) lorsque la limite d'élasticité du matériau se trouve dépassée;

2° Qu'une telle hypothèse peut être soumise à une double vérification expérimentale :

a) Dans le domaine des systèmes isostatiques, en contrôlant la loi de variation des courbures en fonction du moment de flexion;

b) Dans le domaine des systèmes statiquement

indéterminés, en contrôlant la loi de variation des inconnues hyperstatiques en fonction des forces extérieures appliquées.

*
**

On sait que l'hypothèse fondamentale de l'indépendance du phénomène élastique du phénomène plastique — c'est-à-dire de leur aptitude à exister simultanément sans influence réciproque quand la limite élastique du matériau a été dépassée — conduit, dans le cas typique des poutres fléchies, à une distribution caractéristique des tensions internes (2) que tous les auteurs qui s'occupent de la question s'accordent à accepter comme reproduisant avec une bonne approximation la réalité du phénomène.

Mais, comme l'a justement remarqué M. Joukoff, cette distribution des tensions n'est pas susceptible d'une vérification expérimentale directe puisque nous ne possédons pas d'instruments capables de mesurer directement les tensions. Habituellement c'est de la mesure des déformations que l'on déduit les tensions grâce à la loi de proportionnalité (loi de Hooke) sur laquelle repose toute la théorie de l'élasticité. Mais le procédé cesse évidemment d'être applicable quand, la limite élastique une fois atteinte, les déformations cessent d'être proportionnelles aux tensions.

Et l'on ne peut pas non plus, d'une manière générale, s'appuyer sur l'indépendance postulée entre le phénomène élastique et le phénomène plastique pour déduire la grandeur des tensions de celles des déformations élastiques auxquelles elles continuent à être proportionnelles; il ne faut pas oublier en effet que, quand le système est hyperstatique — c'est-à-dire admet une infinité de distributions de tensions en équilibre avec les forces extérieures — la déformation plastique d'un élément peut déterminer un état de déformation élastique (et un état correspondant de tension) dans les éléments contigus, avec la formation d'un état de coaction qui se superpose au phénomène plastique qui lui a donné naissance et qui subsiste avec lui, même si les forces extérieures cessent d'agir (3).

(*) Les numéros renvoient à la bibliographie de la page 150.



Il s'ensuit que, toujours d'un point de vue général, il n'est pas possible de distinguer expérimentalement dans une déformation la fraction élastique de la fraction plastique en prenant comme valeur de la première la différence entre la déformation mesurée en présence des forces extérieures et celle mesurée après la suppression de la charge.

Toutefois, dans le cadre de la théorie élasto-plastique, à la distribution des tensions se rattache immédiatement le fait que la courbure puisse s'écrire sous la forme

$$\nu = \frac{\mathfrak{M}}{EJ} + \bar{\nu} \quad (1)$$

où le premier terme

$$\frac{\mathfrak{M}}{EJ}$$

qui mesure la *courbure élastique*, est évidemment destiné à s'annuler quand s'annule le moment de flexion \mathfrak{M} , indépendamment du fait que la grandeur de ce moment a été suffisante pour provoquer le dépassement de la limite élastique du matériau; tandis que le deuxième terme

$$\bar{\nu} = \frac{\int_A \bar{\varepsilon}_2 y dA}{J}$$

est une fonction connue des déformations plastiques (4), et donc du moment \mathfrak{M} qui leur a donné naissance; à cette fonction nous donnons le nom de *courbure plastique* parce qu'elle subsiste même quand \mathfrak{M} s'annule.

Par conséquent, la constatation de la coïncidence entre les valeurs de la courbure calculées avec la formule (1) et les valeurs correspondantes relevées expérimentalement, pour différents types de matériaux et pour différentes formes de la section de la poutre, représente à mon avis le premier domaine et le plus immédiat où l'on doit rechercher les justifications expérimentales de la nouvelle théorie.

C'est à ce domaine qu'appartiennent mes essais d'interprétation des résultats des expériences accomplies, il y a longtemps déjà, par Bach sur des poutres en béton armé (4). C'est également dans cette direction que furent menées les recherches récemment faites par Levi et Giacchero sur des poutres en fer soumises à flexion simple (5).

*
**

Un autre domaine, qui offre par sa nature même de plus amples possibilités nouvelles, s'ouvre devant nous si, tout en continuant à travailler sur

des poutres fléchies, nous nous proposons d'examiner une catégorie de phénomènes plus complexes.

Il suffit d'imaginer que la poutre, soumise à des liaisons surabondantes, soit statiquement indéterminée.

J'ai déjà eu l'occasion de faire remarquer (6) que, dans ce cas, les déformations plastiques du matériau ont une influence non plus seulement sur la manière dont se répartissent les tensions dans une section quelconque, mais encore sur la valeur — et souvent sur la nature — des éléments de réduction relatifs à cette section.

C'est alors la loi de variation des inconnues hyperstatiques en fonction des forces extérieures — telle qu'elle se déduit de la théorie de l'équilibre élasto-plastique — qui peut devenir l'objet d'une vérification expérimentale.

Soit par exemple, pour fixer les idées, le cas de la poutre continue, cas qui a été l'objet de nombreuses recherches de la part d'un grand nombre d'expérimentateurs. Plus précisément considérons le cas d'une poutre de section constante, continue sur quatre appuis de niveau, symétrique par rapport à son milieu, et chargée en ce point d'une force unique concentrée P.

Si l'on prend comme inconnue hyperstatique le moment M sur les appuis intermédiaires (et si l'on convient, comme d'habitude, de faire abstraction de l'effort tranchant), l'équation générale de l'équilibre élasto-plastique peut s'écrire sous la forme (7)

$$\int \left(\frac{\mathfrak{M}}{EJ} + \bar{\nu} \right) \frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial M} ds = 0 \quad (2)$$

l'intégrale étant étendue à toute la longueur de la poutre.

Dans le cas particulier examiné, si l'on représente par l_1 la longueur de la travée latérale, par l_2 celle de la travée du milieu, et si l'on effectue les opérations indiquées, on obtient

$$\frac{M}{EJ} \left(\frac{2}{3} l_1 + l_2 \right) + \frac{Pl_2^2}{8EJ} + \int \bar{\nu} ds = 0 \quad (3)$$

où l'intégrale doit être étendue à la zone de la travée intermédiaire (proche du milieu) où peut se produire un dépassement de la limite élastique du matériau, et donc une apparition de déformations plastiques.

Mais la courbure plastique est, comme nous l'avons déjà dit, une fonction parfaitement définie du moment de flexion \mathfrak{M} et donc aussi de l'inconnue hyperstatique M dont ce moment dépend linéairement.

De l'équation (3) on peut donc dans tous les cas déduire la loi suivant laquelle M dépend de P.



Cette loi a l'allure indiquée en trait plein sur la figure 203; la courbe en trait mince représente par contre la loi de variation du moment maximum (au milieu de la poutre) telle qu'on peut la déduire de la première par de simples considérations statiques.

Les deux courbes accusent d'une manière très expressive le phénomène de transfert des moments des sections les plus chargées (où apparaissent les déformations plastiques) aux sections moins chargées (où les limites d'élasticité n'ont pas encore été atteintes).

Or, des courbes parfaitement semblables à celles-ci ont été obtenues par M. Mayer-Leibnitz (8) en se servant de la même équation (qui, dans le cas particulier dont il s'agit, peut très facilement s'établir directement), mais en partant d'un diagramme des courbures en fonction des moments de flexion qu'il avait obtenu expérimentalement par des mesures effectuées sur des poutres sur deux appuis.

M. Mayer-Leibnitz a pu ainsi mettre en évidence un accord vraiment remarquable entre les lignes représentatives des moments, déduites de la façon précédemment indiquée, et celles qu'il obtenait en expérimentant directement sur des poutres continues.

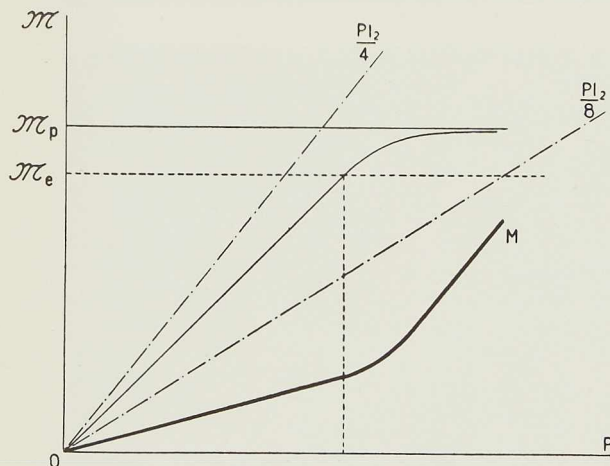


Fig. 203. Diagramme des moments fléchissants.

Mais l'accord subsiste encore — d'une manière générale — si la déduction des lignes représentatives des moments est faite par la voie exclusivement théorique que j'ai indiquée. Cet accord doit donc dès maintenant être compté parmi les vérifications expérimentales de la nouvelle théorie.

Celle-ci, par ailleurs, nous donnant la possibilité

d'affronter et de résoudre des problèmes hyperstatiques bien plus complexes que celui auquel nous avons fait allusion ici (10), pourra désormais être soumise à des vérifications expérimentales analogues sur des exemples aussi nombreux et variés qu'il le faudra pour qu'on en puisse en toute sécurité déduire son approximation et ses limites d'applicabilité.

*
**

Dès maintenant, toutefois, il y a lieu de faire état d'un autre fait.

M. Joukoff observe avec beaucoup d'opportunité que, aussi bien les expériences de Mayer-Leibnitz que celles de Stüssi et Kollbrunner comme aussi celles de Gruning et Kohl, démontrent que l'égalisation des moments (sur laquelle certains auteurs ont cru pouvoir baser leurs nouvelles méthodes de calcul des poutres continues) ne se produit pas en réalité.

Or les lecteurs de L'OSSATURE MÉTALLIQUE savent bien que cette égalisation pouvait s'exclure a priori du point de vue théorique (6).

Toutes ces expériences doivent donc être considérées, même à ce point de vue particulier, comme probantes pour ma nouvelle théorie de l'équilibre élasto-plastique.

Quant au fait — qui a été observé aussi bien par Mayer-Leibnitz que par Stüssi et Kollbrunner — que les courbes représentatives des moments au milieu de la poutre et sur les appuis suivent seulement jusqu'à un certain point l'allure théorique, et puis s'en écartent, je pense qu'il doit être sans hésitation attribué à l'intervention des phénomènes d'érouissage et plus exactement à la reprise de résistance qui les caractérise (9).

Je suis donc d'avis de considérer comme tout à fait accidentel le fait que, dans les expériences de Stüssi et Kollbrunner, la divergence de ces courbes se soit vérifiée à partir de l'instant où le moment sur les appuis a atteint précisément la valeur qui détermine l'apparition des premières déformations plastiques dans les sections correspondantes de la poutre. Et cela pour la raison très simple que le fait d'atteindre cette valeur pourrait bien expliquer pourquoi la ligne représentative des moments sur les appuis s'incurve vers l'axe des charges, mais ne pourra jamais expliquer pourquoi celle du moment au milieu de la poutre se redresse par contre brusquement et dépasse la valeur limite qui correspond à l'hypothèse où la plasticité serait étendue à toute la section.

Les deux faits se justifient au contraire très bien si l'on tient compte d'une reprise de résistance du matériau; tandis que les différents résultats obtenus par Mayer-Leibnitz trouvent leur



raison d'être dans la diversité des matériaux employés, dans lesquels il y a lieu de croire que les phénomènes d'écroutissage se présentaient plus promptement.

Je suis d'ailleurs complètement d'accord avec M. Joukoff sur ce point fondamental : que de nouvelles méthodes de calcul des poutres fléchies ne peuvent être instituées si ce n'est en se basant sur la connaissance de la loi suivant laquelle la courbure et les inconnues hyperstatiques varient avec l'accroissement des charges.

A cette loi nous savons désormais donner une forme mathématique à laquelle il ne manque qu'un certain nombre de vérifications expérimentales pour devenir un procédé dont la technique puisse se servir couramment.

(1) A. S. JOUKOFF, *Les bases expérimentales des calculs plastiques des constructions hyperstatiques*. L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 10-1938.

(2) F. BLEICH, *La ductilité de l'acier; son application au dimensionnement des systèmes hyperstatiques*. L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 2-1938.

(3) G. COLONNETTI, *Théorie de l'équilibre des corps élasto-plastiques* (Mémoires des Sciences mathématiques, 1939).

(4) G. COLONNETTI, *Le problème des déformations plastiques et la théorie des poutres fléchies* (La Technique des Travaux, 1938).

(5) F. LEVI et E. GIACCHERO, Mémoire en cours de publication, « Pontificia Academia Scientiarum », 1939.

(6) G. COLONNETTI, *Les déformations plastiques et le dimensionnement des systèmes hyperstatiques*. L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 7/8-1938.

(7) G. COLONNETTI, *Le problème des déformations plastiques et la théorie des arcs surbaissés* (La Technique des Travaux, 1938).

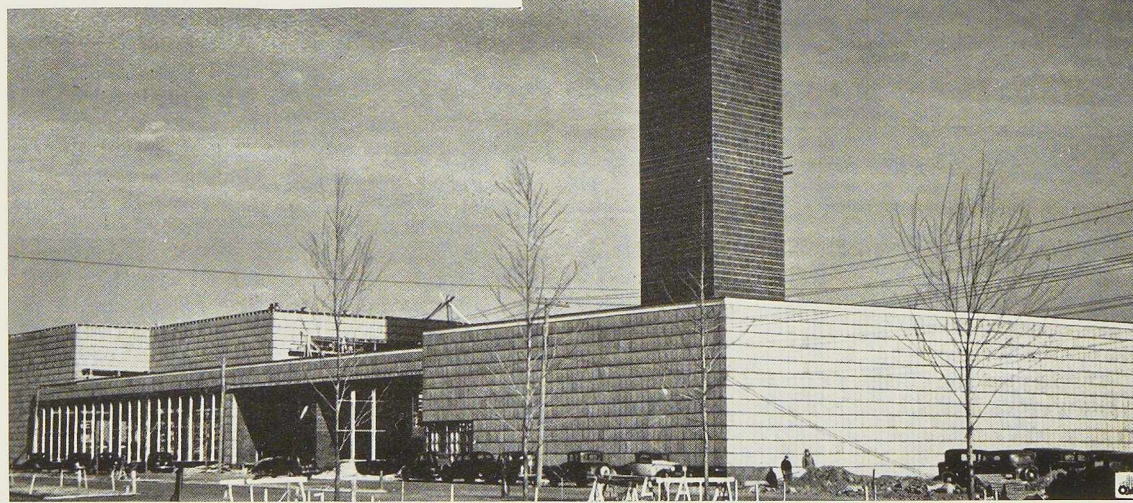
(8) MAYER-LEIBNITZ, *Versuche zur weiteren Klärung der Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit durchlaufender Träger aus Baustahl* (Der Stahlbau, 1936).

- F. STUSSI et C. F. KOLLBRUNNER, *Beitrag zum Traglastverfahren* (Die Bautechnik, 1935).

(9) G. COLONNETTI, *De la résistance des poutres fléchies en régime élasto-plastique*. L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 11-1938.

(10) F. LEVI, *Les déformations plastiques et le dimensionnement des systèmes hyperstatiques*. L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 9-1938.

Fig. 204. Vue du pavillon de la Belgique à l'Exposition Internationale de New-York 1939. L'ossature métallique du pavillon comporte un tonnage de 850 tonnes d'acier. La photographie montre notamment la tour de 40 mètres qui abritera un carillon de 35 cloches.



Les progrès techniques en construction soudée

par **L. Rucquoi**, Ingénieur,
Directeur du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier

Le texte qui suit reproduit les principaux passages de la conférence que le Directeur du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier fit, le 20 février dernier, à l'occasion de l'Assemblée générale du Bureau de Contrôle pour la Sécurité de la Construction en Belgique (SECO).

Parmi le nombreux public qui a répondu à l'invitation du Président du Bureau SECO, M. Alfred Monnoyer-Rommelaere, figuraient des professeurs d'universités, de hauts fonctionnaires des grandes administrations, des ingénieurs-conseils, des architectes, des entrepreneurs, des constructeurs, etc.

M. Rucquoi, observa dans son préambule, que s'il avait accepté de parler de la technique de la soudure devant une assemblée aussi distinguée, c'est bien moins en raison de sa compétence particulière que parce que, se trouvant placé dans une situation privilégiée pour se documenter aux meilleures sources sur les travaux et opinions des spécialistes les plus qualifiés du pays et de l'étranger, il était à même de rapporter leurs avis autorisés.

L'un des problèmes essentiels de l'art de construire est incontestablement celui posé par les assemblages. Ce problème consiste à réaliser, au travers des joints qui séparent les différents éléments constitutifs d'une construction, la continuité aussi parfaite que possible de la transmission des efforts. Il apparaît que la solution idéale serait de réaliser un joint qui offre les mêmes caractéristiques mécaniques que les matériaux assemblés.

Dans les constructions métalliques, les efforts à transmettre par les assemblages sont complexes : les sollicitations de compression ou de traction se trouvent souvent associées à d'importants moments de flexion, à des cisaillements, sinon même à de la torsion; en outre, il faudra, dans bien des cas, tenir compte de sollicitations alternées ou fréquemment répétées, mettant en jeu la résistance à la *fatigue*. Les assemblages par boulons ou rivets rompent la continuité de la matière; ils introduisent des trous, donc un déforçement, là où l'on aimerait souvent pouvoir renforcer au contraire la construction; le mécanisme de leur action résistante est imprécis du fait qu'il dépend de nombreux facteurs mal connus ou difficilement contrôlables, tels que : dessin du joint, disposition des boulons ou rivets, remplissage correct des trous par les corps cylindriques des boulons ou rivets, serrage uniforme, etc.

Malgré ces défauts de principe, la construction rivée et la construction boulonnée ont atteint un grand degré de perfection. L'ingéniosité des constructeurs a pu résoudre les difficultés posées

par la constitution d'assemblages des plus complexes et l'on a même pu montrer que l'absence d'une rigidité absolue dans les joints, due à l'imperfection du remplissage des trous par les rivets ou les boulons et à l'imperfection du serrage des éléments assemblés, conférait à la construction une utile propriété d'adaptation à des surtensions locales dues à certaines fautes — conscientes ou non — de conception, de calcul ou d'exécution. Mais la valeur des glissements ou des rotations qui peuvent prendre naissance échappe totalement au calcul : c'est une donnée essentiellement imprécise et variable.

La soudure autogène apporte une solution théoriquement parfaite à ce problème de la jonction continue et homogène des éléments d'une construction métallique : les pièces peuvent être assemblées dans leur prolongement direct, donc sans efforts secondaires de flexion ou de torsion, par un ciment de la même matière et de mêmes caractéristiques; les éléments ne sont plus déformés par des trous; une simplification très grande est obtenue, conduisant à un allègement parfois important de la construction.

On conçoit donc que la mise au point des procédés de soudure autogène ait tenté les ingénieurs, qui réalisaient les espoirs énormes que l'on pouvait fonder sur cette technique. Aujourd'hui, cette technique est en marche : on peut dire que rien ne l'arrêtera.

Le problème était complexe *a priori*, car il ne s'agissait pas seulement de remplir le joint d'un métal de composition chimique aussi voisine que possible du métal des éléments à assembler, mais



de conférer à ce métal d'apport des propriétés mécaniques semblables à celles du métal de base. Il fallut trouver le moyen de déposer un métal qui, à l'état coulé, ait des propriétés analogues au métal de base laminé. Ce problème a été résolu notamment par la mise au point d'électrodes enrobées dont la fusion est obtenue par le passage d'un arc électrique de grande intensité.

Je ne veux pas m'étendre ici sur le travail de recherche de longue durée qui a été nécessité en vue de la *production d'électrodes adaptées aux différentes nuances d'acier*, et pour la mise au point de *machines à souder répondant aux conditions d'utilisation optima*. Les grandes sociétés de soudure ont atteint dans ce domaine des résultats remarquables et la place prise par notre pays lui vaut encore, à l'heure actuelle, une situation privilégiée dans le monde.

L'application de la soudure à la construction des ponts et charpentes et à la grosse chaudronnerie a posé des problèmes dont on n'est pas encore prêt d'avoir épuisé la série.

Mentionnons les importants travaux de feu le professeur Dustin sur le calcul des soudures, qui ont valu à leur auteur une renommée internationale dont notre pays peut s'enorgueillir. La méthode simple de dimensionnement des cordons, basée sur un très grand nombre d'essais pratiques, valut à son auteur, en 1929, l'attribution du prix américain Lincoln pour son étude intitulée *Fundamental Principles of Arc Welding*. Cette méthode fut appelée à l'étranger la méthode belge.

Nos ateliers de construction ont abordé la soudure avec l'esprit entreprenant qui les caractérise : ils se sont rapidement spécialisés dans cette nouvelle technique et ont, depuis quelque huit ans, réalisé des tonnages considérables de charpentes soudées les plus diverses. Rappelons que c'est à l'initiative d'un de nos constructeurs qu'une solution soudée fut proposée, en variante, à l'Administration des Ponts et Chaussées pour le pont-route Vierendeel de Lanaye sur le Canal Albert. On sait que cette solution, qui permettait au constructeur de consentir un sensible rabais sur sa soumission en construction rivée, fut acceptée par l'Administration : le pont de Lanaye, soudé en atelier et rivé au montage, fut le premier d'une longue série de ponts soudés réalisés depuis lors en Belgique.

Le rapide développement de la soudure appliquée à la construction des ponts eut tôt fait de rallier à cette technique tous nos constructeurs. Il était incontestable que l'on arrivait à une sensible économie de poids et de prix par rapport aux constructions rivées; tout le monde s'accordait sur l'esthétique meilleure et sur la supériorité des

ouvrages soudés par rapport à la résistance aux attaques de la rouille et par rapport aux facilités d'entretien. Enfin, les essais entrepris par les professeurs Campus et Dustin avaient démontré les qualités de résistance des nœuds Vierendeel soudés et leur excellente tenue aux essais d'endurance.

Dans cette atmosphère optimiste, on n'avait donc pas hésité à étendre la soudure d'abord aux assemblages de montage, ensuite à l'exécution de ponts de plus en plus importants.

Le pont de Lanaye avait une portée centrale de 68 mètres et une largeur de 9^m50. Le pont C. d'Hérenthals, premier pont belge entièrement soudé à l'atelier et au montage, avait une portée centrale de 57 mètres et une largeur de 9^m50. Le pont de Hasselt, construit en 1936, avait une portée de 74^m50, une largeur entre axes des maîtresses-poutres de 10^m30, deux trottoirs en porte-à-faux et portait une voie vicinale; ses maîtresses-poutres du type Vierendeel, entièrement soudées, étaient constituées d'éléments en caisson. Le plus grand pont soudé construit en Belgique est celui de Haccourt, dont la portée est de 90 mètres, et qui mesure 10^m75 entre axes de ses maîtresses-poutres; il a également deux trottoirs en porte-à-faux et est constitué de poutres en caisson.

C'est au milieu de cet optimisme général que se produisit soudainement l'étonnante catastrophe de Hasselt. Le 14 mars 1938, un an et demi après la mise en service de ce magnifique ouvrage qui avait subi avec plein succès les épreuves officielles de réception, une rupture se produisit avec détonation dans la membrure inférieure d'une des maîtresses-poutres. Six minutes plus tard, après que le tramway et les quelques personnes qui se trouvaient sur le pont avaient pu quitter l'ouvrage, le pont s'effondrait, se brisant en trois tronçons.

Cet accident a eu un retentissement considérable dans le monde entier. Nous avons connaissance de plus de quarante articles de revues dans tous les pays du monde commentant cet accident. La confiance dans la construction soudée s'est trouvée ébranlée. Les pessimistes déclaraient qu'il fallait en revenir à la construction rivée. Et cependant, les études poursuivies avec un redoublement d'activité en Belgique et à l'étranger tiraient de cet accident de Hasselt et d'autres accidents — moins graves ou moins spectaculaires survenus notamment à l'étranger — des enseignements et des conclusions de la plus haute utilité, précisant des règles dont on avait négligé ou sous-estimé la portée. La clarté s'établit qui fera renaître la confiance et qui ouvrira, on ne peut en



douter, un nouvel essor considérable à la construction soudée.

Nos ingénieurs ont-ils réellement été trop audacieux en accordant une telle confiance à une technique si jeune qu'on doit la considérer comme dans sa tendre enfance ? Ici, comme dans les autres domaines de la technique, l'accident est la rançon du progrès; plus même, l'accident semble nécessaire pour marquer les étapes du progrès. Fallait-il attendre que toutes les inconnues aient été éliminées pour aller de l'avant; mais, si l'on suivait ce raisonnement, on ne pourrait encore s'autoriser à construire en charpente rivée.

Ne nous faisons pas de reproches; constatons plutôt notre esprit d'entreprise, si nécessaire pour garder à notre industrie sa place dans l'âpre lutte économique internationale. Rappelons-nous que si nous avons réalisé en moins de 10 ans quelque 70 ponts soudés en Belgique, les Allemands ont, dans le même laps de temps, construit quelque 800 ponts-routes soudés et 300 ponts-rails soudés. Ils ont d'ailleurs aussi eu des accidents. Ils en tirent des leçons : ils ont condamné l'acier St 52 pour les constructions soudées; ils ont amélioré de nombreux détails de construction et d'assemblage relatifs notamment aux poutres à âme pleine dont il semble qu'on puisse considérer aujourd'hui la technique comme parfaitement au point; et ils continuent à construire en soudé.

Quelles leçons pouvons-nous, dès maintenant, tirer de l'accident du pont de Hasselt ? Jusqu'à présent, la Commission d'enquête et le Collège des Experts n'ont pas encore publié de conclusions, ce qui ne doit pas surprendre, si l'on tient compte de la multiplicité des facteurs à examiner : conception de l'ouvrage, disposition des soudures, section des cordons de soudure, choix des sections des profilés, qualités des aciers, etc. En fait, on arrivera certainement à démontrer que l'accident de Hasselt n'a pas eu une cause unique, mais qu'il est dû à un ensemble de causes dont les effets nuisibles se sont superposés.

On peut actuellement considérer comme établis les faits suivants :

1° Des concentrations de tensions internes très importantes existaient dans les raccords des semelles des goussets avec la membrure inférieure:

2° L'examen des pièces retirées du fond du canal a permis d'affirmer que la rupture initiale s'est produite dans une soudure. Cette rupture, que la présence de tensions internes élevées a rendue brutale, a provoqué la cassure par choc, sans déformation ni striction, de la membrure inférieure. Les ruptures des autres membrures se sont produites successivement et leur aspect révèle qu'il s'agit de ruptures par choc;

3° Enfin, tous les essais sur éprouvettes d'acier prélevées aux endroits les plus suspects du pont

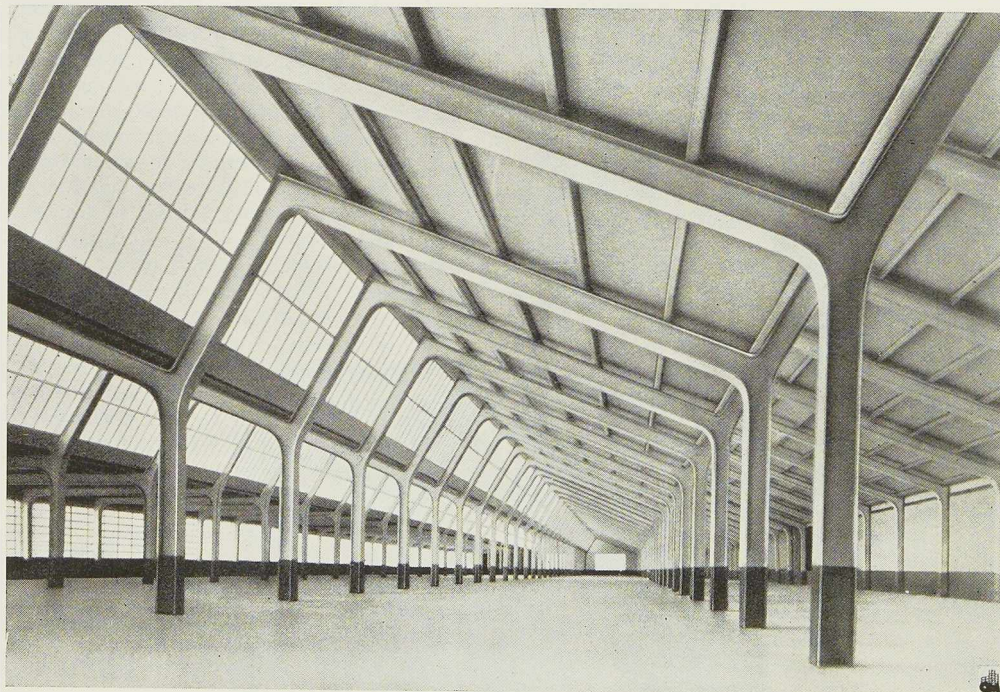


Fig. 205. Une nouvelle charpente soudée pour bâtiments industriels a été dernièrement réalisée aux Etats-Unis, par la Austin Company de Cleveland (Ohio). Cette charpente, remarquable par sa simplicité, est constituée de profils à larges ailes soudés. Tout en ayant tous les avantages des toitures en shed, ce type de charpentes permet une meilleure utilisation des locaux, grâce à la suppression des tirants.

N° 3 - 1939



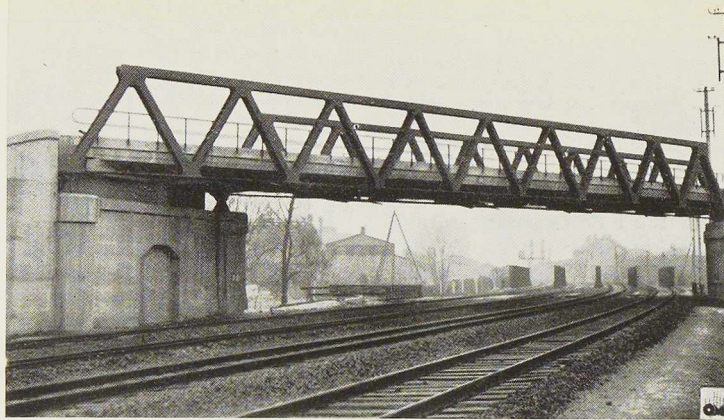


Fig. 206. Vue du pont-rails soudé des Joncherolles (France).

de Hasselt ont prouvé que la qualité des aciers ne peut donner lieu à aucune critique ⁽¹⁾.

L'accident du pont de Hasselt a mis en évidence l'élévation des tensions internes qui peuvent être engendrées par une *mauvaise technique de soudure*, et il faut entendre par là non pas le choix et la qualité des électrodes — qui semblent ne pas être en cause dans cet accident — mais la conception, la disposition et l'ordre d'exécution des joints soudés et enfin l'absence de défauts dans le dépôt des cordons de soudure.

De nombreuses revues de soudure, trop empressées à défendre leur cause, ont voulu répandre, à coup d'éditoriaux et de titres sensationnels, l'opinion que l'accident de Hasselt n'avait d'autre cause que la fragilité de l'acier : « l'acier belge est cassant : l'aspect des fractures de Hasselt le montre surabondamment ». Cette explication n'a pas atteint son but : les ingénieurs avertis savent que de l'aspect général d'une cassure on ne peut conclure à la qualité du métal et que les cassures par choc donnent toutes un aspect net et cristallin, sans déformation ni striction. Cette campagne, qui aurait pu nuire grandement à notre exportation d'acier et de construction métallique, s'est avérée mal fondée.

Mais il convient de reconnaître que personne n'a encore pu définir, pas plus à l'étranger que chez nous, en quoi consiste un acier parfaitement soudable. L'opération de la soudure à l'arc concentre en une zone très réduite une quantité élevée de calories, qui se dégageront d'autant moins faiblement que les pièces à assembler seront plus épaisses. Or, l'effet de cette importante chauffe locale sur l'acier et du refroidissement plus ou moins rapide accompagné de la création de tensions internes plus ou moins élevées, peut conduire à des phénomènes de trempes ou de fragilité au bleu, tous deux extrêmement nuisibles. Pour les éviter, on sait qu'il convient

de réduire la teneur en carbone de l'acier, mais les opinions diffèrent quant à la limite à admettre : les uns tolèrent jusqu'à 0,35 % de carbone, d'autres réclament moins de 0,15 %. Tout le monde admet que le silicium est nuisible. Les Allemands proscrirent le St 52 pour les constructions soudées, tandis que d'éminents ingénieurs français prônent l'acier 54 qu'ils déclarent préférer à l'acier doux ordinaire pour les constructions soudées.

Ce n'est peut-être pas vers l'obtention de cet acier soudable idéal que doivent tellement s'orienter les recherches et se manifester la sévérité de nos cahiers des charges. Le problème de la soudure, pour pouvoir progresser, doit nécessairement — sous peine de compromettre tout son avantage d'économie — adopter l'acier normal de construction. La soudure doit s'accommoder des tensions internes de laminage qui existent dans les profilés et dans les tôles : exiger une normalisation par recuit de ces produits avant soudure ne paraît pas devoir apporter un grand remède. Nul profil ne présente plus de tensions internes que les rails, et cependant personne ne songe à critiquer les rails pour cela : on les soude bout à bout et leur service les soumet à des efforts dynamiques auxquels ils résistent parfaitement.

Au demeurant, dans l'accident du pont de Hasselt, de même que dans les autres accidents ou incidents survenus sur des ouvrages en acier ordinaire de construction, les défauts révélés par les enquêtes relèvent tous d'autres domaines que de celui de la qualité de l'acier. C'est donc sur ces autres domaines que les améliorations doivent essentiellement porter ⁽¹⁾.

Les tensions internes, voilà le vrai ennemi de

⁽¹⁾ Lorsque nous émettons l'opinion que la « qualité de l'acier » ne paraît pas être l'élément essentiel sur lequel doit porter l'attention dans les constructions soudées, nous ne voulons évidemment pas minimiser l'importance des défauts éventuels d'élaboration et de laminage (chutage insuffisant, ségrégations, doublures, etc.). Les essais de réception devront au contraire être très stricts à ce point de vue.

⁽¹⁾ Voir L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 2-1939, p. 101.



la construction soudée : ce n'est pas par la qualité des aciers mis en œuvre qu'on peut les éviter, mais uniquement par l'observation de règles qui sont bien connues des spécialistes de la soudure. Ces règles consistent essentiellement à réduire au strict minimum le nombre et la section des cordons de soudure et à laisser le maximum de latitude aux pièces soudées pour leur libre déformation.

Il est certain que, d'ici peu de temps, ces règles seront tellement familières aux ingénieurs et à leurs collaborateurs, techniciens et dessinateurs, des bureaux d'étude, que les détails des plans de constructions soudées ne donneront pas plus de préoccupation — et probablement même beaucoup moins — que le dessin des assemblages des constructions rivées.

On a appris qu'il convient d'étudier avec le plus grand soin, en vue de réduire les tensions internes, la forme des éléments à souder, la disposition des joints et l'ordre d'exécution des soudures : il est aisé de prévoir au bureau d'étude la solution de ces trois facteurs qui conduisent aux tensions internes minima ou même qui se servent de ces tensions pour réduire les contraintes nées des sollicitations extérieures.

On cherchera à éviter les pièces de grande épaisseur, non pas pour une question de qualité d'acier ou par crainte d'un corroyage insuffisant, mais parce que ces pièces conduisent, d'une part, à une trop grande concentration d'efforts, et nécessitent, d'autre part, des cordons de soudure trop importants qui risquent d'introduire des tensions internes excessives.

Pour certaines constructions spéciales, telles que des corps cylindriques de chaudières ou de réservoirs, où les tensions internes peuvent avoir une gravité spéciale, on n'hésite pas à normaliser la construction entièrement achevée par un recuit dans de larges fours, à une température de l'ordre de 500°.

Enfin, le facteur « bonne exécution des soudures », qui dépend essentiellement de l'éducation d'un personnel qualifié et consciencieux, vient

de faire un très appréciable progrès par l'adoption généralisée des appareils de contrôle aux rayons X. Il ne peut pas être question, bien entendu, de soumettre à ce contrôle toutes les soudures; mais on peut montrer à des soudeurs compétents et consciencieux des erreurs systématiques qu'ils commettent inconsciemment et on peut rapidement les en corriger; on arrive, en outre, à tenir par des contrôles intermittents, le personnel constamment attentif à bien soigner son travail.

Ajoutons que pour les soudures continues en atelier on a mis récemment au point des machines automatiques à souder qui assurent des exécutions parfaites.

De telles machines automatiques permettent un travail très rapide et d'une régularité parfaite pour les cordons de grande longueur sur pièces rectilignes, en atelier.

*
**

Nous avons vu que le danger et l'importance des tensions internes augmentent rapidement avec l'épaisseur des pièces à assembler. Il convient donc de ne confier qu'à des spécialistes avertis l'étude des constructions soudées comportant des plats épais, des tôles de grandes dimensions ou des profilés de grande section. Pour la construction courante de charpentes légères, les dangers sont moindres, *aucun accident grave n'a jamais été signalé*, et les règles les plus élémentaires suffisent à garantir une parfaite sécurité.

De nombreux exemples d'ouvrages soudés réalisés dans tous les pays du monde et dans des domaines les plus variés ont mis en lumière les avantages essentiels de la soudure et l'incontestable progrès que cette technique a introduit dans l'art de construire en permettant des formes nouvelles, des solutions originales et souvent même audacieuses, une esthétique moderne parfois très réussie, et généralement une sensible économie.

L. R.

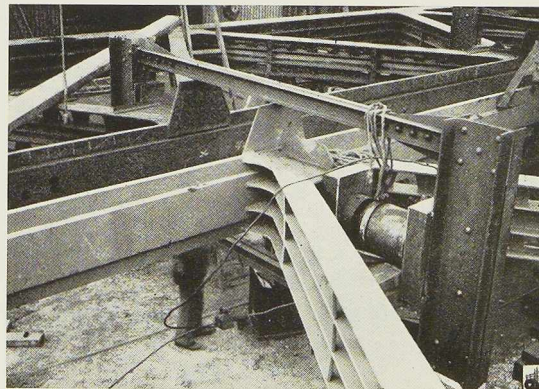


Fig. 207. Détail d'un nœud inférieur soudé du pont des Joncherolles (France). Vue prise au cours des essais effectués en atelier au moyen des vérins.

N° 3 - 1939



CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois de février 1939

Physionomie générale

L'atmosphère générale du mois de février a été un peu plus favorable en ce sens que les transactions comparées à celles des semaines précédentes ont été mieux suivies, et il en est résulté une légère progression dans le volume des commandes réalisées. En outre, l'importance des demandes mises en circulation se maintient à un niveau encourageant, permettant d'escompter la confirmation de la tendance, sinon une amélioration prochaine.

L'activité d'ensemble, tout en évoluant dans une ambiance calme, offre par conséquent quelques symptômes favorables mais, par continuation, la situation politique internationale conditionne la tenue des affaires et incite à différer davantage la plus grande partie des projets d'investissement et de réapprovisionnement des stocks.

Il est d'ailleurs significatif de constater que le progrès enregistré en février coïncide précisément avec la légère détente qui s'est établie dans les relations internationales; si cette détente venait à s'accroître, tout porte à croire qu'il s'ensuivrait immédiatement un courant d'affaires beaucoup plus actif et de nature à permettre aux producteurs de relever leur cadence de fabrication vers un régime plus normal.

Le mois de février s'est, en outre, caractérisé par la recrudescence des offres en provenance d'usines non affiliées à l'E. I. A., sur un plus grand nombre de marchés. Les producteurs outsiders des U. S. A. notamment ont intensifié leur action en Amérique du Sud, en Hollande, en Suède et en Extrême-Orient.

D'autres pays comme la Chine, les Indes Néerlandaises, les Straits Settlements et le Siam, ont connu également des tentatives d'introduction des usines australiennes.

Ces concurrences s'exerçant surtout sur de gros tonnages, bien déterminés, l'E. I. A. a pu prendre des mesures appropriées pour combattre avec succès les sous-cotations ayant ces deux origines, sans avoir pour cela à envisager la refonte de la structure de prix établie depuis de nombreux mois. Il se conçoit d'ailleurs qu'à son stade actuel d'organisation, l'E. I. A. dispose d'un potentiel de com-

pétition capable d'évincer toutes les concurrences aussitôt que celles-ci sont constatées et identifiées.

En ce qui concerne la production belge et luxembourgeoise notons que celle-ci reste stable et, compte tenu du nombre de jours moindre du mois de février, donnera vraisemblablement des résultats équivalents à ceux des mois précédents.

Marché extérieur

Encore que la faiblesse en soit le signe caractéristique, c'est néanmoins aux affaires d'exportation que l'on doit la meilleure tenue des tonnages traités en février, bien que la fin du mois ait laissé percevoir de nouveaux indices de tassement.

A côté de nombreux marchés restant toujours dans l'hésitation et ne passant que des quantités relativement réduites, certaines destinations, notamment celles où des prix de combat ont dû être pratiqués, ont fait parvenir quelques spécifications substantielles; enfin, quelques pays comme la Hollande, la Suède, les U. S. A. et l'Angleterre ont commandé avec régularité, et ceci permettra vraisemblablement aux vendeurs de clôturer le bilan de février en faisant ressortir une légère majoration des enregistrements par rapport à janvier, malgré la différence du nombre de jours de travail.

Pour ce qui concerne particulièrement le marché anglais, on note avec satisfaction qu'il s'est départi de la grande réserve qu'il observait depuis de nombreux mois; les groupes continentaux ont en effet reçu bon nombre de spécifications en demi-produits et produits finis tant sur les arriérés que sur les nouveaux contingents. Il semble que ce courant d'ordres doive encore se développer prochainement, les stocks étant actuellement ramenés à une hauteur à peu près normale; on compte aussi sur l'impulsion que doit nécessairement donner au trafic des aciers le nouveau programme d'armements et de construction d'abris.

Mentionnons enfin la conclusion d'ordres de demi-produits pour diverses destinations, notamment la Roumanie, ainsi que le rendement toujours régulier et très favorable des différentes catégories de tôles.

Marché intérieur

Il n'y a aucun élément nouveau à retenir au



sujet du marché intérieur; c'est le statu quo dans une ambiance de calme et d'indifférence.

Sauf quelques travaux en instance pour compte de la Défense nationale, il y a peu d'affaires sur le marché et les usines transformatrices comme les marchands sont unanimes à se plaindre de la situation dont on ne peut pas encore prévoir les développements. La bâtisse elle-même, qui devrait normalement amorcer son activité à cette époque de l'année, semble s'engager dans une période de contraction et jusqu'ici les milieux intéressés n'en attendent aucun effet heureux sur la tendance générale.

Enregistrements de Cosibel en janvier 1939

L'accalmie qui a régné en janvier et que nous avons analysée dans notre chronique précédente s'est traduite dans les enregistrements de Cosibel par des chiffres relativement modestes. Cet organisme n'a noté, en effet, pendant ce mois que 102.400 tonnes de spécifications, se répartissant comme suit : demi-produits 24.000 tonnes, profilés 5.600 tonnes, aciers marchands 35.600 tonnes, tôles fortes 18.700 tonnes, tôles fines 8.500 tonnes.

Ces commandes sont distribuées à raison de 63 % pour l'exportation et 37 % pour l'intérieur; les proportions habituelles se trouvent donc, à peu de chose près, maintenues.

Enregistrements des usines luxembourgeoises en janvier 1939

Le total des commandes des produits comptoirs enregistrées à l'exportation au cours du mois de janvier par les usines luxembourgeoises s'est élevé à 57.795 tonnes, dont 20.695 tonnes de demi-produits, 5.079 tonnes de profilés, 25.181 tonnes d'aciers marchands et 1.840 tonnes de tôles.

L'amélioration sensible, par rapport au mois de décembre 1938, provient de l'augmentation des commandes de demi-produits.

L'incertitude qui prévaut en matière de politique internationale a pesé sur la clientèle qui, comme précédemment, s'est bornée à couvrir ses besoins les plus pressants, sans se décider à un réapprovisionnement plus large que nécessiterait l'état actuel des stocks.

Production belgo-luxembourgeoise en janvier 1939

Grâce à l'appoint de commandes de rails, de spécialités diverses, la production n'a guère varié comparativement au mois précédent. Elle a, en effet, atteint en janvier 1939, 340.230 tonnes se répartissant en 201.901 tonnes pour les usines belges et 138.329 tonnes pour les usines luxembourgeoises.

En janvier 1938, la production s'était élevée à 353.000 tonnes.

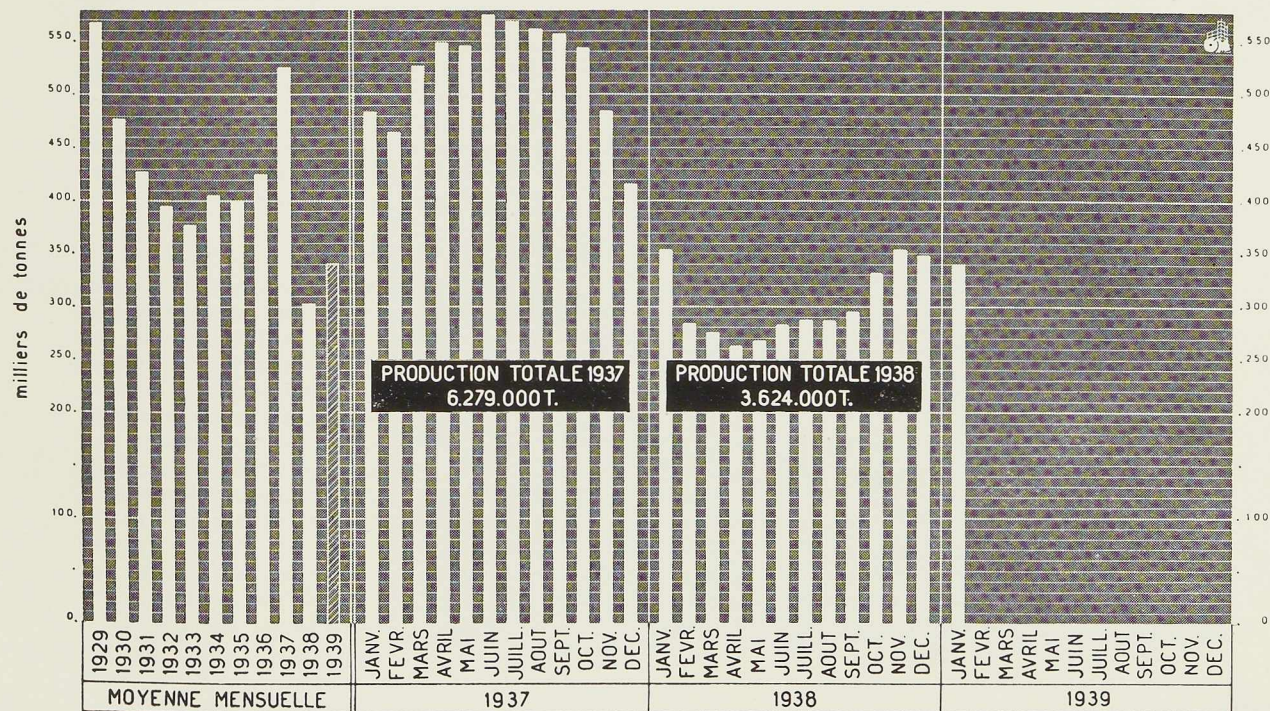


Fig. 208. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.

Congrès de Liège de l'Association française pour l'avancement des Sciences (17 au 22 juillet 1939)

La session annuelle de l'Association française pour l'Avancement des Sciences se tiendra en 1939 à Liège, à l'occasion de l'Exposition Internationale Technique de l'Eau, du 17 au 22 juillet.

La 3^e Section, relative au Génie civil et militaire, sera divisée en trois sous-sections :

- I. Hydraulique théorique, appliquée et expérimentale.
- II. Navigation fluviale et maritime (voies navigables naturelles et artificielles, ports fluviaux et maritimes, matériel d'exploitation).
- III. Ouvrages d'art hydrauliques (barrages mobiles et de réservoirs, écluses, matériaux et méthodes de construction, ouvrages de défense contre les inondations, aménagements hydrauliques).

A côté des séances d'étude, un programme important d'excursions sera mis sur pied.

Les personnes que la chose intéresse sont invitées à se mettre en rapport avec le professeur Campus, de l'Université de Liège, président de la 3^e Section du Congrès de Liège de l'Association française pour l'Avancement des Sciences.

Le nouveau pont de Howrah aux Indes Britanniques

On procède actuellement à Calcutta à la construction d'un grand pont, qui franchira le fleuve Hooghly; la travée principale aura une longueur de 455 mètres et une largeur de 30 mètres.

Le nouvel ouvrage aura une superstructure en acier, dont le montage commencera au printemps 1939. Le pont du type cantilever aura un poids de 28.000 tonnes.

L'acier dans les mines

En 1935, le gouvernement britannique avait nommé une Commission royale chargée d'enquêter sur la sécurité dans les mines de charbon.

Dans son rapport, publié fin 1938, la Commission recommande un emploi plus étendu de soutènements de mines en acier pour augmenter la sécurité du personnel.

Journées de conférences sur la Corrosion à Liège

L'active section de Liège de l'A. I. Lg. (Association des Ingénieurs sortis de l'Ecole de Liège) a organisé en février 1939 un cycle de conférences se rapportant à la Corrosion.

Le but poursuivi par les organisateurs était de

montrer aux ingénieurs l'état actuel des connaissances dans les problèmes de la corrosion des métaux, et de signaler à leur attention les tendances modernes dans les moyens de lutte contre la destruction des engins et des constructions métalliques par les agents naturels et artificiels.

Pendant les journées du 17 et 18 février, les conférences suivantes furent faites :

- Commentaire des journées de la corrosion de Paris, par le professeur G. Batta;
- Les mécanismes et les causes de la corrosion intergranulaire, par le professeur G. Chaudron;
- L'agressivité des eaux potables, par les ingénieurs O.-L. Bihet et H. Goldstein;
- Les alliages légers et la corrosion, par le docteur M. Herenguel;
- La résistance à la corrosion du magnésium, du calcium et des alliages ultra-légers, par le professeur P. Bastien;
- Essais des peintures et vernis, par le professeur F. Campus;
- Protection du fer et de ses alliages par dépôts électrolytiques et par procédés chimiques, par le chimiste R. Collée;
- Le traitement des eaux agressives, par le professeur G. Batta et le chargé de cours E. Leclerc;
- Les travaux de la Commission belge de Corrosion, par le professeur P. Erculisse.

Au cours du mois de mai, la *Revue Universelle des Mines* (R. U. M.) éditera un numéro spécial, qui contiendra le texte des communications présentées aux Journées de la Corrosion et aux conférences de Sidérurgie.

D'autre part, une *Exposition des Aciers spéciaux et de la corrosion* se déroulera du 16 au 23 avril dans le laboratoire d'Exploitation des Mines aux nouveaux instituts du Val Benoît.

Tableau des profilés

Le CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER vient de publier une nouvelle édition complétée du tableau des profilés laminés en Belgique et Luxembourg indiquant leur provenance et la fréquence de laminage. Ce tableau, qui contient quelque 400 profils, mentionne pour chacun d'eux des indices A, B et C suivant que ce profil est de demande courante, de demande moins fréquente ou de demande occasionnelle.

On peut se procurer des exemplaires de ce *Tableau des profilés* au prix de 3 francs (franco Belgique-Luxembourg) à virer au compte de chèques postaux n° 340.17 du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier à Bruxelles.



ECHOS ET NOUVELLES

Les travaux de la Jonction Nord-Midi

L'avancement des travaux de la Jonction Nord-Midi se poursuit normalement pour le deuxième tronçon, comprenant la Halte Centrale. Plus de la moitié des déblais est effectuée; une partie importante des portiques de la Halte, portiques à 6 pertuis, comprenant une voie et un quai, est montée.

Dans la partie Sud de ce tronçon, on a fini le fonçage des deux rideaux de palplanches, dont la longueur est actuellement de 400 mètres pour le rideau Est, de 171 mètres pour le rideau Ouest. Le tonnage des charpentes mis en œuvre atteignait au 1^{er} février 3.000 tonnes (entrepreneurs : *Ed. François et Fils*; constructeurs : *Société de Construction et des Ateliers de Willebroeck*).

L'ouverture des soumissions pour la construction des viaducs entre la rue de Brabant et la rue Linnée aura lieu le 10 mars. Le tonnage de ces viaducs comprendra 5.400 tonnes de charpentes.

La Société nationale des Chemins de fer belges a, d'autre part, passé commande à la *Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi* de 1.200 tonnes environ de tabliers à béquilles et de tabliers suspendus destinés au nouveau bâtiment de recettes de la station de Bruxelles-Midi. Ce travail, d'un coût approximatif de 5 millions, est situé dans le prolongement des tabliers métalliques actuellement en montage.

Fig. 209. Vue des travaux du deuxième tronçon de la Jonction Nord-Midi à la hauteur de la Halte Centrale.

(Photo Graphopresse.)



Caserne de Turnhout

La commande des charpentes de divers bâtiments, d'un poids de 75 tonnes environ, a été passée aux *Etablissements Steyaert-Heene*.

Exposition de Liège

Les ossatures des embarcadères de vedette de l'Exposition internationale de l'Eau à Liège, d'un poids de 16 tonnes, ont été commandées aux *Constructions Métalliques de Jemeppe-sur-Meuse*. Ces mêmes ateliers ont reçu la commande de 11 tonnes de charpentes pour le Village mosan.

Divers

La Métallurgique de Prayon a passé commande d'un ensemble de bâtiments destinés à son siège de Nouvelle-Montagne à Engis, d'un tonnage de 230 tonnes (constructeur : *Constructions Métalliques de Jemeppe-sur-Meuse*).

Le pont-route de Saint-Denis-Westrem pour l'autoroute Bruxelles-Ostende a été commandé aux *Etablissements Steyaert-Heene d'Ecloo*.

La Compagnie de Suez a passé commande de 10 chalands de 100 tonnes à la *Société de Construction et des Ateliers de Willebroeck*.

Le gouvernement impérial de l'Iran vient de passer commande d'une grue flottante de 60 tonnes à la *Société de Construction et des Ateliers de Willebroeck*.



Ouvrages récemment parus

dans le domaine des applications de l'acier ⁽¹⁾

Stahlbaukalender 1939 (Agenda aide-mémoire de la construction métallique pour 1939)

Édité par le *Deutscher Stahlbau-Verband*, sous la direction de G. UNOLD.

Un volume de 547 pages de 11 × 16 cm, illustré de 1.188 figures. Edit. : W. Ernst & Sohn, Berlin, 1938. Prix en Belgique : 3,5 RM.

Le *Deutscher Stahlbau-Verband* vient de publier pour la cinquième fois son aide-mémoire pour la construction métallique. On trouve dans ce remarquable petit ouvrage les renseignements d'intérêt pratique se rapportant à la construction en acier, les formules de résolution des problèmes classiques, les dispositifs constructifs intéressants et les prescriptions relatives à la construction en vigueur dans les principaux pays du monde.

Citons notamment les chapitres suivants : *Mathématiques* (géométrie, trigonométrie, équations, etc.);

Stabilité des constructions (tensions, résolution des cas courants de flexion, flambage, poutres, charpentes en treillis, lignes d'influence, portiques, poutres continues, arcs, systèmes hyperstatiques, etc.).

Prescriptions relatives aux constructions en acier;

Charpentes métalliques (boulons et rivets, colonnes, semelles, assemblages, poutres droites, fermes de toiture, poutres en treillis, fondations, ossature en acier, etc.);

Ponts-rails en acier (prescriptions régissant la construction des ponts, calcul, exécution, détails constructifs, etc.);

Ponts-routes en acier (prescriptions, calcul, construction, etc.);

Règlements étrangers concernant les ouvrages en acier (Norvège, Pologne, Tchécoslovaquie et Etats-Unis);

Tableaux de profilés.

Un petit vocabulaire technique français-allemand et anglais-allemand se trouve à la fin de cet ouvrage, qui rendra de grands services aux ingénieurs et projeteurs en construction métallique.

Agenda Béranger 1939

Ouvrage de 386 pages, format 9 × 14 cm, avec nombreuses figures, édité par la Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris et Liège. Prix : 20 francs belges.

⁽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 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis : de 8 à 12 heures).

Toute une partie de cet agenda de poche est consacrée aux travaux publics et au bâtiment.

La partie restante de cet aide-mémoire, présenté sous une forme pratique, est consacrée aux différents domaines intéressant tous les techniciens en général (mathématiques, banque, mécanique, thermodynamique, électricité, bibliographie).

Steel pipes for water, gas, sewage and air (Conduites en acier pour l'eau, le gaz, les égouts et l'air)

Un volume de 204 pages, format 21 × 27 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Stewarts and Lloyds Ltd, Londres et Glasgow, 1938.

Ce volume, qui constitue une monographie très complète sur les conduites en acier, débute par l'énumération des avantages que présente l'emploi des conduites en acier (résistance et élasticité plus grandes, poids moindre à transporter et à poser, capacité plus grande à diamètre extérieur égal, etc.).

Les différentes méthodes de fabrication des conduites sont décrites en détail. On trouve ensuite des renseignements sur différents types de conduites, ainsi que sur leur protection externe et interne.

Un chapitre spécial est consacré aux joints, dont on connaît l'importance au point de vue de l'étanchéité.

La partie technique du volume donne des formules et des abaques pour le calcul des conduites d'eau, de gaz, d'air, etc.

Quelques tables numériques terminent cet ouvrage, édité avec soin et abondamment illustré.

Agenda Dunod 1939 - Travaux publics

Un volume de 376 + CXXVIII pages, format 10,5 × 15 cm, illustré de 77 figures, édité par Dunod, Paris, 1938. Prix (relié) : 25 francs français.

Agenda de poche renfermant à côté d'exemples de calcul, de tableaux et de formules, une documentation à jour sur la résistance des matériaux, le calcul des terrassements, les propriétés, défauts et modes d'emploi des divers matériaux, l'écoulement des eaux. On y trouve également des chapitres relatifs à l'exécution des fondations, aux rivières et canaux, aux ports, routes, ponts en béton armé, ponts métalliques, ponts à poutrelles enrobées, tunnels, travaux municipaux, etc.

L'édition 1939 donne, entre autres nouveautés, des renseignements sur les ponts à poutrelles enrobées, l'entretien et la protection des ouvrages métalliques, les fondations des ponts, etc.



Construisez en acier!

Agenda Dunod 1939 - Bâtiment

par J. COUDERC

Un volume de 364 pages + CXXVIII pages, format 10 × 15 cm, illustré de 72 figures et nombreux tableaux, édité par Dunod, Paris, 1938. Prix (relié) : 25 francs français.

Petit agenda de format pratique comprenant deux parties. Les questions générales relatives aux matériaux font l'objet d'une première partie, accompagnée de formules et de calculs. La seconde partie examine chacune des questions particulières aux diverses branches du bâtiment : fondations, maçonnerie, charpentes, planchers, chauffage et ventilation, éclairage, etc.

La nouvelle édition contient une étude sur les ciments métallurgiques sursulfatés.

Memoirs of the Faculty of Engineering, Hokkaido Imperial University (Mémoires de la Faculté Technique de l'Université Impériale de Hokkaido, Japon)

Une brochure de 76 pages, de 19 × 26,5 cm, illustrée de nombreuses figures. Sapporo, novembre 1938.

Ce numéro des mémoires de l'Université de Hokkaido contient une importante contribution des professeurs F. Takabeya et T. Sakai ayant pour titre « Recherches expérimentales sur le point le plus faible dans la résistance des bâtiments à ossature de grande hauteur aux tremblements de terre ».

Dans leur travail, les auteurs ont étudié des bâtiments à ossature dont les périodes de vibration libre sont comparativement moindres que la période des mouvements du tremblement de terre. La brochure se termine par quelques conclusions générales tirées des recherches.

Statistisches Jahrbuch für die Eisen- und Stahlindustrie 1938 (Les statistiques de l'industrie sidérurgique, édition 1938)

Publié par la Bezirksgruppe Nordwest der Wirtschaftsgruppe Eisen schaffende Industrie et le Stahlwerks-Verband.

Un ouvrage de 248 pages 14,5 × 21 cm, éditeur : Stahleisen, Düsseldorf, 1938. Prix : 5 RM.

Cette deuxième édition du *Statistisches Jahrbuch für die Eisen- und Stahlindustrie* donne, sous forme de tableaux, tous les renseignements statistiques concernant l'industrie sidérurgique, relatifs aux années 1933 à 1937. La situation de la sidérurgie allemande est étudiée en détail.

Pour les autres pays, tant européens qu'extra-européens, cet ouvrage donne des statistiques relatives aux différents produits sidérurgiques et

Maximum de sécurité

aux matières premières classées par catégories (production, consommation, importation, exportation).

Dans la nouvelle édition, on trouve des données sur les importations de fer en Iran et dans les colonies françaises, sur l'importation des minerais de fer en Grande-Bretagne, sur la production métallurgique de l'Union Sud-africaine, sur l'exportation mondiale des mitrilles, etc.

Handbook for welded structural steelwork (Manuel de la construction en acier soudée)

Un volume de 220 pages, format 14 × 22 cm, illustré de nombreuses figures et photographies. Édité par l'*Institute of Welding*, Londres, 1938. Prix : 5 shillings.

En présence du développement que prennent en Grande-Bretagne les constructions métalliques soudées, l'*Institute of Welding* a édité un manuel sur ce type de constructions.

Cet excellent ouvrage est divisé en deux parties. La première partie contient les renseignements le plus fréquemment utilisés par les ingénieurs et les constructeurs, et notamment les caractéristiques des profilés en acier, les moments d'inertie des différentes parties des poutres composées, tables de fonctions trigonométriques, etc.

La seconde partie est consacrée à la construction soudée proprement dite. On y trouve le calcul de différents ouvrages soudés, tels que : consoles simples, consoles en T, consoles chargées excentriquement, poteaux, fermes, poutres à âme pleine, poutres pour ponts-roulants, portiques à deux et à trois articulations, etc. La seconde partie de l'ouvrage contient en outre un exposé montrant l'application de la méthode de Hardy Cross à la solution des problèmes relatifs aux constructions hyperstatiques, ainsi que le règlement du London County Council sur la soudure à l'arc dans les constructions en acier.

Quelques photographies de constructions soudées de différents types terminent cet ouvrage, qui constitue une très utile contribution à l'étude de la soudure dans le bâtiment.

Dictionnaire technique illustré publié par l'Association Internationale permanente des Congrès de Navigation (Bruxelles). Chapitre VII : « Les Ports ».

Un ouvrage de 80 pages, format 27,5 × 20,5 cm, illustré de nombreuses planches, Bruxelles, 1938. Prix : 35 francs.

Ce dictionnaire, en six langues (français, allemand, anglais, espagnol, italien, néerlandais), concernant les ports, est présenté d'une façon particulièrement heureuse, facilitant la recherche et la compréhension d'un terme.

N° 3 - 1939



Minimum d'encombrement

La personnalité des ingénieurs qui y ont collaboré dans différents pays en ont fait un travail de grande valeur.

Formerei und Giesserei (Moulage et Fonderie)

par A. VELTEN

La 12^e édition de cet ouvrage comporte 172 + 14 pages, format 14,5 × 21 cm, illustré de 254 figures. Edité par Max Jänecke, Leipzig, 1938. Prix : 3,20 RM.

Cet ouvrage, très complet, et divisé en 5 chapitres.

Les premier et second chapitres traitent de la métallurgie en général et donnent des notions de fonderie.

Le troisième chapitre, le plus important, étudie en détail la fonderie de fonte. Parmi les différentes questions examinées, citons : les sables, les différentes machines pour le nettoyage du sable, les machines à noyauter, les mélangeurs; le moulage, les plaques-modèles, les châssis, les armatures pour noyaux, le moulage au trousseau et les différentes machines à mouler; la fonte, le cubilot et la coulée. Toutes ces questions sont clairement exposées et bien illustrées.

Le quatrième chapitre est relatif à la fonderie d'acier. Cette partie moins importante que la précédente traite néanmoins succinctement des différentes questions déjà citées.

La cinquième partie concerne la fonderie des métaux non ferreux.

Ce volume est recommandé à ceux qui veulent approfondir leurs connaissances en fonderie.

Lydisolerende Skillevaegge (Parois insonores)

par Aage JACOBSEN

Un volume de 18 pages, format 13 × 20 cm, illustré de 64 figures, édité par Teknologisk Instituts Forlag, Copenhague, 1938.

Ce volume constitue la deuxième communication du laboratoire du son, de l'Institut Technologique de Copenhague. Il s'adresse aux fabricants de matériaux de construction, architectes, ingénieurs-conseils et constructeurs. Se basant sur les résultats des dernières recherches du laboratoire, il donne des formules mathématiques pour le calcul du pouvoir isolant des parois lourdes, légères et des parois doubles. Des graphiques illustrent les qualités isolantes des divers matériaux de remplissage. Un dernier chapitre de l'ouvrage traite de l'isolation des portes et fenêtres.

Calcul des constructions hyperstatiques sous l'action de forces mobiles

par W. KERKHOF

Fascicule I. — Une brochure de 30 pages, for-

Construisez en acier!

mat 15,5 × 24 cm, illustré de 20 figures. Prix : 10 francs.

Fascicule II. — Une brochure de 37 pages, format 15,5 × 24 cm, illustré de 27 figures. Prix : 15 francs.

Editée par l'Association des Ingénieurs sortis des Ecoles spéciales de Gand, Gand, 1938.

Le but que s'est assigné l'auteur en publiant son ouvrage était de mettre à la disposition des ingénieurs une méthode pratique, tout en étant exacte, pour le calcul des constructions hyperstatiques sous l'action de forces mobiles.

L'ouvrage comprend, outre une note préliminaire consacrée aux notations et au rappel de quelques notions de stabilité, trois chapitres.

Ces chapitres traitent des systèmes à nœuds fixes (systèmes ouverts et systèmes fermés), des ouvrages circulaires (tuyaux) et, dans le fascicule II, des systèmes à nœuds non fixes (bâtiments à étages).

Plusieurs exemples mettent en relief le côté pratique de la méthode, qui ne demande pas de longs développements mathématiques.

Revue

Le Soudeur-Coupeur, revue des applications industrielles de la flamme oxy-acétylénique et de la soudure à l'arc, n° 8, novembre 1938, éditée par L'Air Liquide, S. A., Liège.

Sommaire :

Les mano-détendeurs « superior as monobloc ». L'évolution de la construction des cadres de cycles. Chaudières en acier soudées pour chauffage central au bois. Réparation d'une hélice en fonte. L'Exposition internationale de Liège 1939 et l'art de l'ingénieur.

Le Soudeur-Coupeur, revue des applications industrielles de la flamme oxy-acétylénique et de la soudure à l'arc, n° 9, décembre 1938, éditée par L'Air Liquide, S. A., Liège.

Sommaire :

Le mobilier métallique soudé. Aperçus sur la fabrication des meubles soudés. Quelques photographies de meubles soudés.

La Technique de la Soudure et du Découpage, n° 44, novembre-décembre 1938, revue éditée par L'Oxyhydrique Internationale, S. A.

Sommaire :

Le prix de revient des soudures oxy-acétyléniques sur les aciers de construction. Nouveaux essais et résultats de la soudure et du rechargement des rails au chalumeau. La soudure oxy-acétylénique de l'aluminium, des alliages légers et ultra-légers (II). Bibliographie.



Bibliographie

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

17.1. — Les ducs d'Albe en palplanches métalliques

Travaux, décembre 1938, pp. 559-560, 3 fig.

Depuis quelques années les palplanches métalliques ont souvent été utilisées pour la construction des ducs d'Albe, de préférence au bois ou au béton. Un duc d'Albe en palplanches métalliques est aisément transformable et déplaçable; ses dépenses d'entretien sont réduites au minimum; sa grande élasticité et l'absence de toute liaison intérieure rigide assurent une efficacité particulière pour l'absorption des chocs.

On réalise un duc d'Albe métallique soit par juxtaposition en faisceau de caissons en palplanches ou bien en constituant avec des profils plats une enceinte que l'on remplit avec du sable ou du bon remblai.

Pour le calcul d'un duc d'Albe, toutes les hypothèses de charge doivent être examinées. La charge peut être soit une force de traction constante, soit un choc de courte durée. Un navire peut exercer, sous la poussée du vent ou le mouvement de l'eau, un effort de traction.

Des ducs d'Albe circulaires de grandes dimensions peuvent être réalisés très économiquement. Il faut toutefois se garder de prévoir des ouvrages de trop grande hauteur pour éviter des mécomptes de battage. Comme dimensions raisonnables pour un terrain sablonneux, on peut admettre une longueur totale de 16 mètres pour les palplanches, avec une fiche de 6 à 6^m50.

20.14a. — Pont métallique rivé sur la Save à Zagreb (Yougoslavie)

M. MILOVLJENIC, *Tekhnichki List*, 31 octobre 1938, pp. 241-245, 12 fig.

La travée principale de ce pont-rails, construit sur la Save, entre Zagreb et Sisak Karlovac (Yougoslavie), est du type en arc avec poutre suspendue.

Le pont a une longueur totale de 306 mètres et une largeur de 9^m60. La travée centrale a une portée de 135^m54, l'arc a une hauteur de 1^m10, la membrure de la poutre, 3^m00. Du côté de Zagreb, il y a une travée en poutres à âme pleine

(1) La liste des quelque 275 périodiques reçus par notre Association, a été publiée dans le n° 2-1939, pp. 109-112 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 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis : de 8 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification dont le tableau a été publié dans L'OSSATURE MÉTALLIQUE, n° 1-1937, pp. 43-45.

de 57^m50; du côté de Sisak Karlovac, le pont se complète par deux travées en poutres à âme pleine de 57^m96 et 55^m00 de portée.

Tous les assemblages ont été réalisés par rivure. Le poids de l'acier St 37 mis en œuvre dépasse 2.700 tonnes.

30.5. — La Tour du Soleil à l'Exposition de San-Francisco 1939

J.-J. GOULD, *Engineering News-Record*, 29 décembre 1938, pp. 813-815, 4 fig.

Pour l'Exposition de la Porte d'Or à San-Francisco 1939, on a construit une haute tour métallique.

Cet ouvrage, connu sous le nom de la Tour du Soleil, a une hauteur de 122 mètres. La tour est octogonale en plan et a un diamètre extérieur de 18 mètres.

En raison de la hauteur de la tour, la résistance au vent constituait le problème le plus important. La pression du vent, admise dans les calculs, est de 75 kg par m² pour la partie inférieure de la tour (19 mètres) et de 100 kg par m² pour le restant de la tour.

En raison de la mauvaise qualité du sol (remblai), la tour est fondée sur 212 pieux.

Les constructeurs de la tour ont procédé à deux essais de vibration, en vue de déterminer la résistance de l'ouvrage à la pression du vent. Il y a lieu de noter également que la tour est appelée à porter une cloche de 5 tonnes à la cote + 22^m30 et un carillon de 44 cloches, d'un poids total de 20 tonnes à la cote + 71^m10. On a mis en œuvre pour la construction de la Tour du Soleil 880 tonnes d'acier.

30.5. — La tour panoramique d'Odin (Danemark)

La Technique des Travaux, février 1939, pp. 91-93, 4 fig.

La tour panoramique d'Odin comporte essentiellement deux plates-formes, l'une à la cote + 69^m00 par rapport au niveau du sol, l'autre à la cote 140^m00 reposant sur une ossature respectivement à 8 et 4 colonnes, dont la particularité est qu'elles sont constituées de tubes d'acier, antérieurement utilisés pour le fonçage des caissons de piles du pont du Petit Belt.

Ces tubes ont un diamètre de 1^m20 et une épaisseur de 6 mm. Ceux de la partie inférieure de la tour sont remplis de béton jusqu'au niveau de la première plate-forme. Le plancher des plates-formes est à hourdis en béton armé sur poutraison



Construisez en acier!

métallique. La tour est calculée pour résister à une pression de vent de 250 kg par m². La hauteur totale de l'ouvrage atteint 175 mètres.

30.7. - La défense passive et les établissements industriels

L'Usine, 9 février 1939, p. 39, 2 fig.

L'*Institution of Civil Engineers* britannique a constitué dans son sein, en automne 1938, un Comité technique de Défense passive (Engineering Precautions Air Raid Committee) chargé d'étudier les effets des bombes explosives et incendiaires et les moyens d'éviter ou de réduire les dommages qu'elles peuvent causer aux établissements industriels et ouvrages. Le travail de ce comité technique a été constitué de la manière suivante :

- I. Bombes à explosifs puissants : A) effets à distance par souffle et par éclats; B) effets sur place par impact, pénétration, rupture par explosion et par concussion;
- II. Bombes incendiaires. Effets de pénétration, effets incendiaires.

D'autre part, le problème de protection est envisagé pour les trois cas suivants :

- 1° Protection des constructions contre les effets à distance de grosses bombes et les effets combinés des bombes plus petites;
- 2° Protection contre les bombardements par gros projectiles;
- 3° Protection des éléments des services publics, autres que les constructions ou ouvrages.

A l'heure actuelle, le Comité a publié son premier rapport relatif à la première des matières de classement : celles des effets du « souffle ». Le rapport envisage le degré d'intensité de l'action du souffle d'après la destruction des objets suivants : 1° fenêtres; 2° portes et toitures; 3° murs légers en briques; 4° murs épais en briques.

31.0. - Le télescope de 1^m88 de diamètre de l'Observatoire Radcliffe, à Prétoria (Union Sud-Africaine)

J. EFFERTZ, *Le Génie civil*, 14 janvier 1939, pp. 29-33, 11 fig.

Un télescope de 1^m88 de diamètre a été installé récemment à l'Observatoire Radcliffe, à Prétoria (Union Sud-Africaine). Cet appareil est logé dans un bâtiment spécialement construit à cet effet. Le bâtiment est constitué par un tambour bétonné, portant une tourelle métallique de 18^m60 de diamètre extérieur; la charpente de la tourelle comporte deux fermes à béquilles disposées parallèlement à l'écartement de 4^m725, ménageant l'ouverture par laquelle se font les observations.

Huit fermes diamétrales, interrompues par l'ouverture, occupent les deux segments opposés. Au

Sauvegardez l'avenir

voisinage du sommet, les fermes principales sont reliées par une entretoise sur laquelle bute une demi-ferme qui soutient l'enveloppe en tôle galvanisée de 2 mm d'épaisseur, dans la partie non découverte comprise entre les fermes principales. La tourelle est soutenue par 24 galets montés sur des roulements à billes.

36.2. - Le nouveau gazomètre de 50.000 m³ des Services industriels de Genève

J. CALAME, *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 28 janvier 1939, pp. 13-21, 15 fig.

Le nouveau gazomètre que les services industriels de Genève viennent de faire édifier dans leur usine à gaz de Châtelaine a une capacité utile de 50.000 m³. Le réservoir est du type « humide » (à télescope), son diamètre atteint 47^m60, sa hauteur est de 44^m40.

Un gazomètre à télescope est essentiellement une chemise métallique, éminemment déformable dans sa partie mobile soulevée par la pression du gaz au-dessus d'un réservoir d'eau massif et retenue latéralement par une cage prismatique solidement entretoisée.

La cuve une fois pleine d'eau constitue le seul élément vraiment rigide du gazomètre.

Les pylônes de la charpente de guidage de section triangulaire sont encastrés dans la fondation.

Les tôles de la cuve sont assemblées entre elles par soudures bout-à-bout. On a prévu, pendant la construction, le contrôle rigoureux de tous les joints soudés par un spécialiste.

54.12. - Où en est l'aluminage de l'acier?

O. OSCARD, *Galvano*, janvier 1939, pp. 21-23.

L'aluminium, à l'état pur, est très résistant à la corrosion; la formation rapide d'une mince couche d'oxyde, tenace, adhérente et étanche, protège l'aluminium en limitant les effets de la corrosion. L'aluminium n'est attaqué que dans les milieux où cette pellicule peut se dissoudre.

Dans de nombreux cas, les revêtements d'aluminium peuvent remplacer ceux d'étain et de zinc : ils sont moins coûteux et plus protecteurs que ceux d'étain, et plus résistants que ceux de zinc.

Il existe différents procédés permettant d'obtenir des revêtements d'aluminium sur acier. Ce sont : l'aluminage par cémentation, l'aluminage par pulvérisation au pistolet, l'aluminage par peinture, l'aluminage par électrodéposition, l'aluminage par bain en fusion.

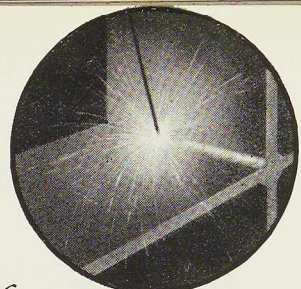
Les applications de l'aluminage sont assez nombreuses dans les différents domaines suivants : constructions de bâtiments et de ponts, industrie automobile, aviation, constructions navales, tanks et réservoirs, industrie alimentaire, etc.



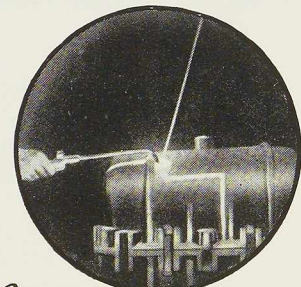
Souder...



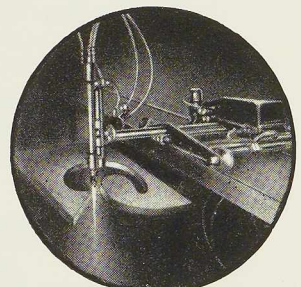
avec les appareils "AIR LIQUIDE"
c'est travailler pratiquement
et économiquement.....



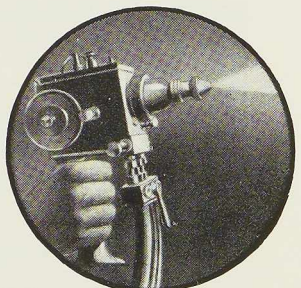
Souder à l'arc...



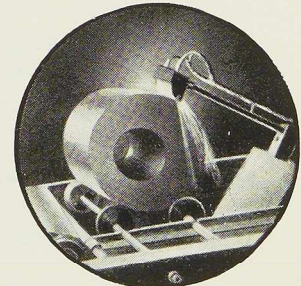
Soudo-braser ...



Oxy-couper ...

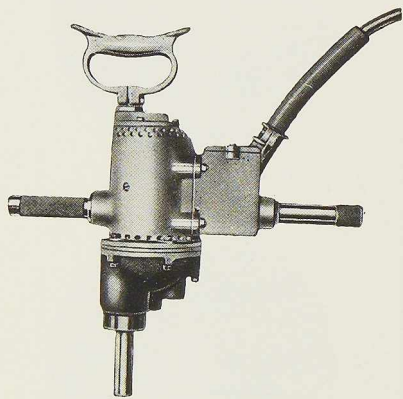


Métalliser ...



Tremper ...





Outillage électrique portatif à haute fréquence

FOREUSES
ALESEUSES



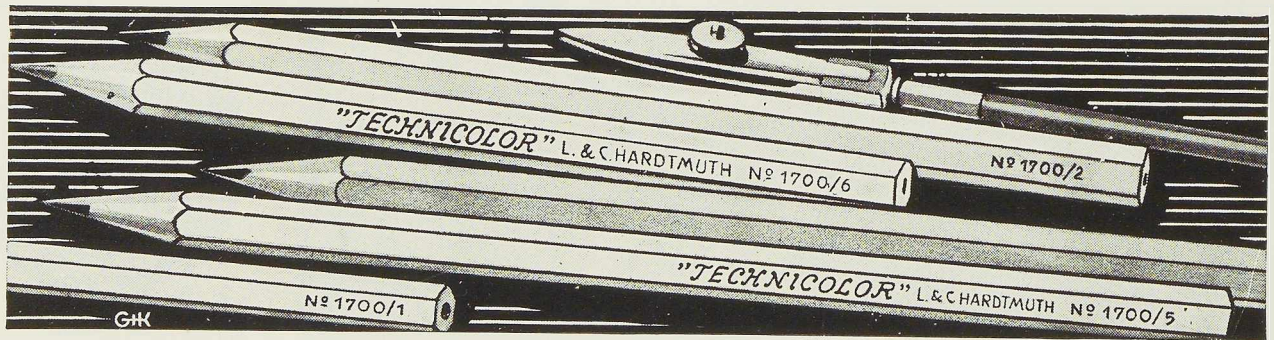
TARAUDEUSES
MEULEUSES

envoi de catalogues gratis sur demande

ELECTROMECHANIQUE S. A.

19, RUE LAMBERT CRICKX, BRUXELLES . TÉL. 21.00.65

L. & C. HARDTMUTH



Le crayon de couleur „TECHNICOLOR“

AGENT GÉNÉRAL : M. FRUGIER, BOULEVARD DE DIXMUDE, 40, BRUXELLES. TÉLÉPHONE 17.78.62



PROTECTION CONTRE LE VENT





Protégez vos charpentes métalliques (ponts de transbordement, tours de radio, etc.) contre les dommages du vent au moyen des installations Askania pour la mesure de la pression et de la vitesse du vent.
 Demandez notre notice Sphäro 35011 qui en donne une description détaillée.
 Représentant : E. C. Fischer, LIÈGE, 71, rue des Eburons.

1626



ASKANIA-WERKE A.G.

BERLIN-FRIEDENAU



HAUTS FOURNEAUX, FORGES ET ACIÉRIES DE **THY-LE-CHATEAU ET MARCINELLE**

S O C I É T É A N O N Y M E

SIÈGE SOCIAL

A M A R C I N E L L E

FABRICATION de Fontes, Lingots, Brames, Blooms, Billettes, Rails, Poutrelles, Aciers marchands, profilés et divers. Scories Thomas, Ciment de laitier, Briques de laitier, Laitiers granulé et concassé, Goudron de houille, Benzol, Solvent Naphta, Sulfate d'ammoniaque.

SPÉCIALITÉS : Barres à boulons, à écrous, à rivets et à fers à cheval. Piquets de clôture standards, droppers et varillas, marque déposée « T. M. ».

Télégrammes : WEZMIDI - CHARLEROI

Téléphone : Charleroi : **122.93** (3 lignes)



Schoopinisation

La Schoopinisation au fil de zinc électrolytique dépôt 600 grammes minimum au m² de surface développée, est le procédé de métallisation le plus efficace contre la **corrosion** des métaux ferreux et qui assure la protection parfaite des menuiseries métalliques.

Les travaux de Schoopinisation au moyen du pistolet à fil **SCHOOP S. N. M.** sont exécutés par la

SOCIÉTÉ ANONYME ACEMETA
Avenue Rittweger, 64, HAREN - BRUXELLES

CONTRE LA CORROSION

procédé de métallisation
par projection au moyen du
pistolet à fil.

Téléphone : Bruxelles 15.15.34
Télégrammes : Acemeta Bruxelles

SOUDOMETAL S. A.

ADM. DÉL. : DANIEL LAGRANGE. INGÉNIEUR A.I.Br. A.I.Lg.

ÉLECTRODES

A ENROBAGE COMPRIMÉ.

Procédés mécaniques nouveaux
BREVETS « OERLIKON - INTERCITO »

UN PROGRÈS TECHNIQUE :

HOMOGÉNÉITÉ
RÉGULARITÉ
FUSION FACILE
RENDEMENT : 95 %.

DOCUMENTATION ET PRIX SANS ENGAGEMENT

SOUDOMÉTAL
SOCIÉTÉ ANONYME

Chaussée de Ruysbroeck, 107, FOREST
Tél. 43.45.65. Reg. Comm. Bruxelles : 108.263

Contre la rouille

LA GAMME DES PRODUITS

PEINTURES
VERNIS
ÉMAUX



GRAISSES
HUILES
LIQUIDES

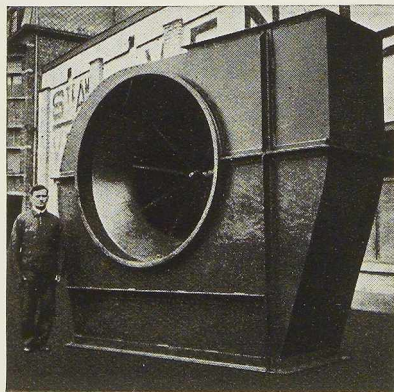
Le produit qu'il faut dans chaque cas

DEMANDEZ RENSEIGNEMENTS A

COMPAGNIE DES LANOLINES

299, RUE DE BIRMINGHAM - BRUXELLES

Tél. 21.41.78 - 21.42.78



VENTILATEURS
AÉROTHERMES
SÉCHAGE
TOLERIE
TRANSPORT
PNEUMATIQUE
FILTRAGE
ETC. ETC.

Les Ateliers de Construction

Ventola
S. A.

GAND, 155, Haut-Chemin. Tél. 150.19

LE PROCÉDÉ
ROVAL

ROVALISATION

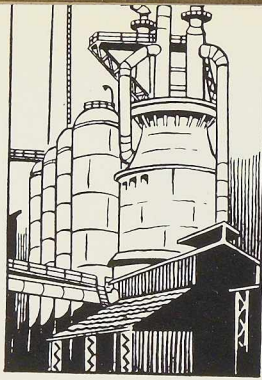
le plus efficace contre
LA CORROSION
des métaux ferreux
est basé sur le principe
D'IMPRÉGNATION
ÉLECTROLYTIQUE

- ▲ pénétration absolue
- ▲ absence de couche
- ▲ protection inégalée

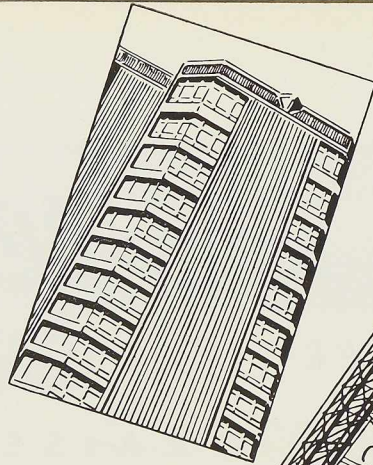
Atelier de démonstration et de façonnage

DEMONSTRATION SUR RENDEZ-VOUS

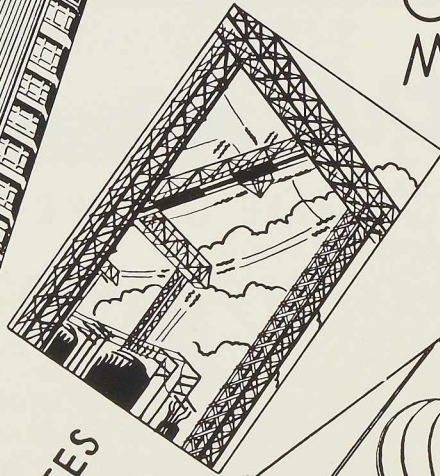
PROCÉDÉS ROVAL, S. A.
Tél. 12.78.78 Rue du Boulet, 18, BRUXELLES



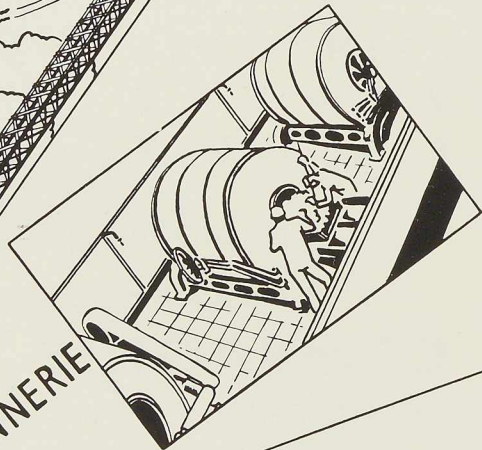
INDUSTRIES
CHIMIQUES



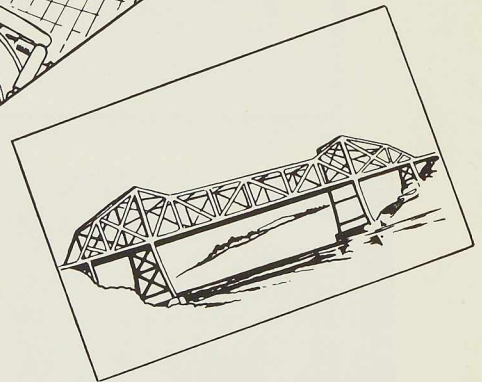
CHASSIS
METALLIQUES



CHARPENTES



CHAUDRONNERIE



PONTS



PROTECTION
RECHARGES, etc.



ZINC • ALUMINIUM
PLOMB • ETAIN
CUIVRE • BRONZE
MONEL • ACIERS

etc.

METALLISATION DES FLANDRES

57-59, VIEUX CHEMIN DE BRUXELLES
GENDBRUGGE - LEZ - GAND

S. P. R. L.