

16^e ANNÉE

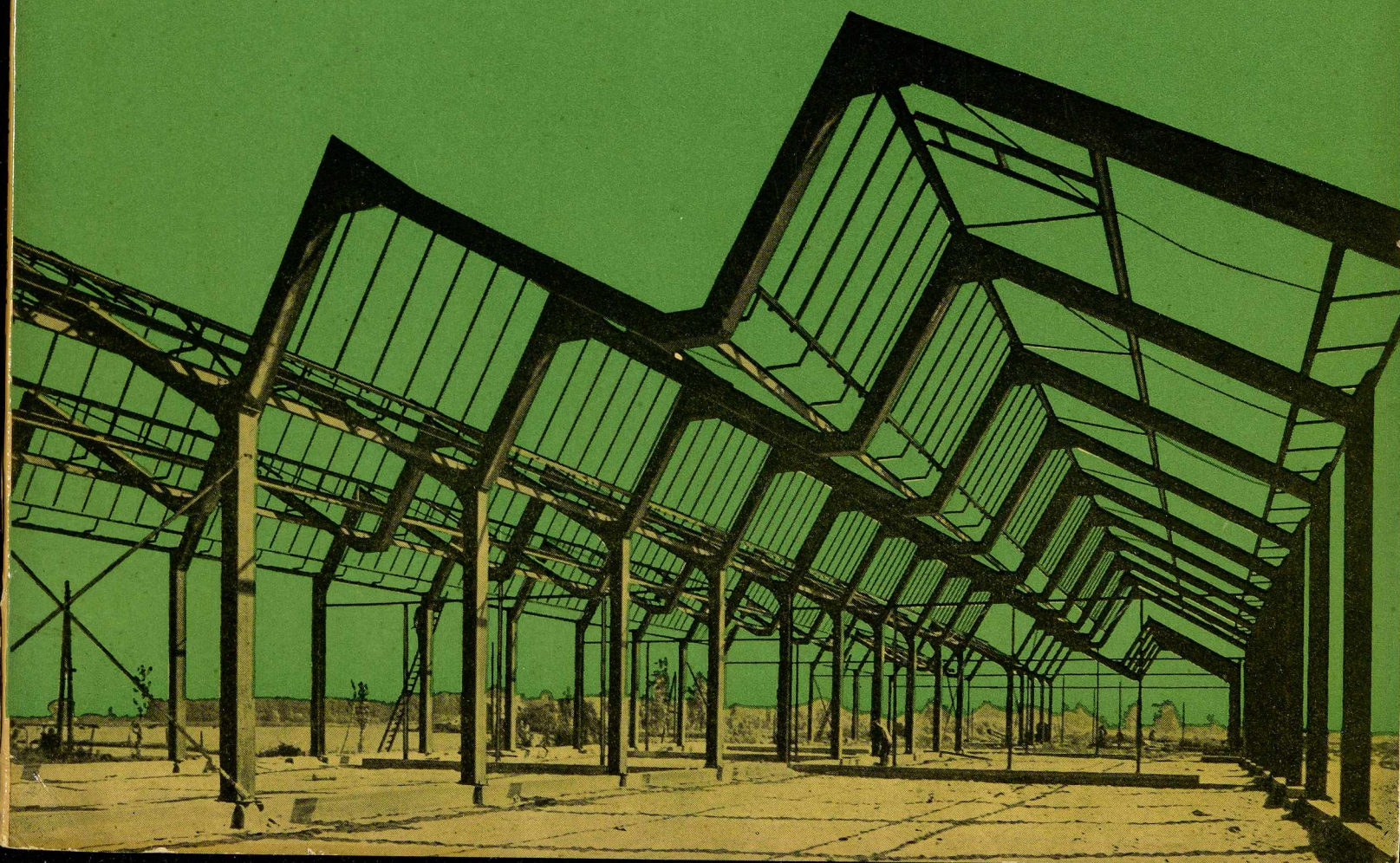
9

SEPTEMBRE 1951

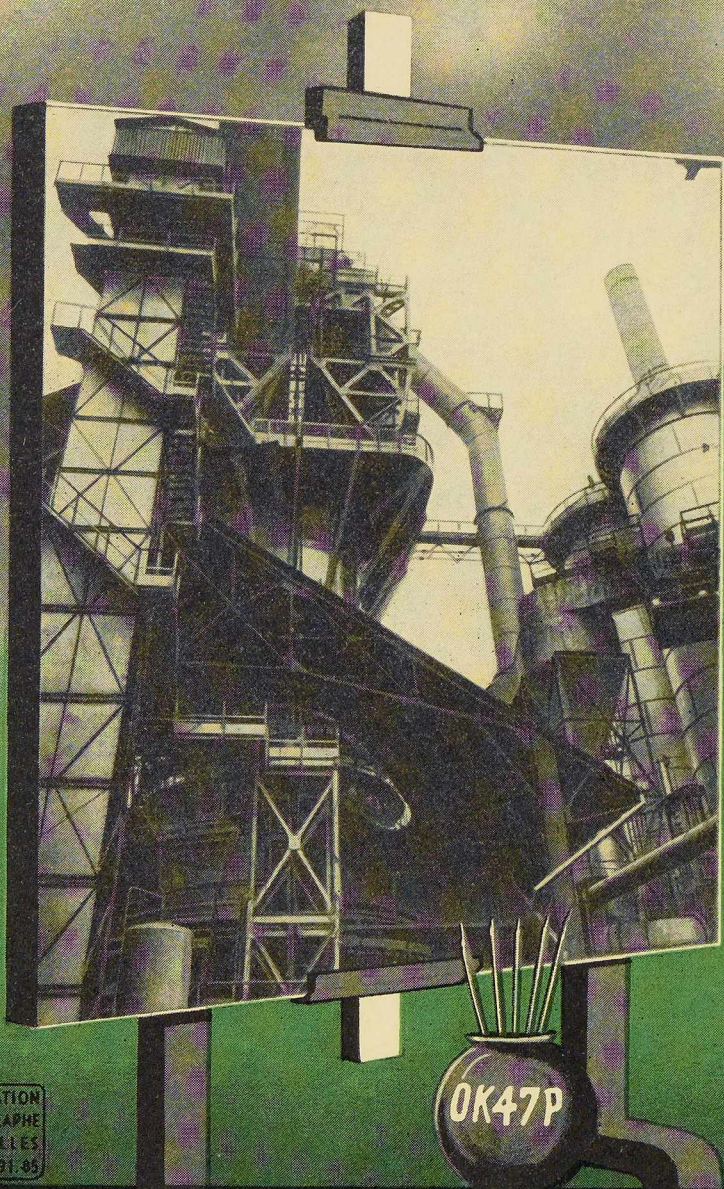


L'OSSATURE METALLIQUE

UNIVERSITEIT GENT
AFDEELING voor BOUWKUNST
42 Plateaustraat GENT



ESAB S.F.



OK47P

RÉALISATION
PUBLIOGRAPHE
BRUXELLES
TÉL. 27.91.05

BLINDAGE DE CREUSET
BLINDAGE D'ETALAGE
BLINDAGE DE CUVE
PRISE DE GAZ
RAMASSE-POUSSIÈRE

du HAUT FOURNEAU N° 1 de la
S. A. JOHN COCKERILL, à SERAING

Etude par John Miles & Partners, Londres

Constructeur : Chaudronnerie Hermesse, Jemeppe s/M.

Installateur : Gobiet, à Seraing

ENTIÈREMENT SOUDÉ
AVEC ÉLECTRODES
O. K. 47 P.



ESAB

ELECTRO-SOUDURE AUTOGENE BELGE, S. A.

116-118, RUE STEPHENSON, BRUXELLES

TÉLÉPHONES : 15.91.26 - 15.05.32

SAMBRE-ESCAUT

HEMIKSEM-BELGIUM

SCREWS

RIVETS

NAILS

BARBED
WIRE

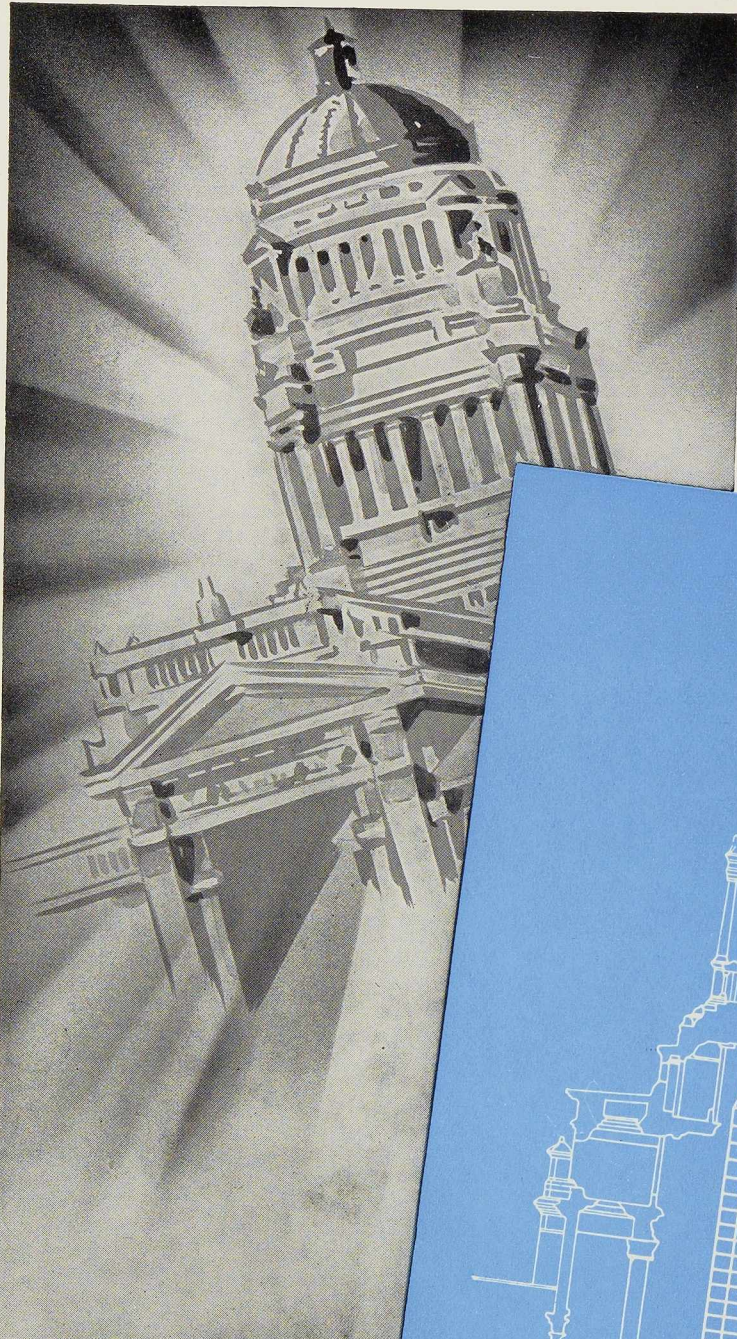
TACKS &
HOBBS



WIRES

WIRE FENCING

NETTING



MATÉRIEL TUBULAIRE

pour Echafaudages
Tours fixes et mobiles
Soutiens de coffrage
Monte-charges
Casiers de stockage
Hangars démontables
Tribunes



A. DEVIS & C^{IE}

DÉPARTEMENT : « ÉCHAFAUDAGES TUBULAIRES »
158, RUE SAINT-DENIS, BRUXELLES • TÉLÉPHONES : 43.15.05 - 43.75.77

LES CRÉATIONS FRANCIS DELAMARE

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

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

154, avenue Louise, Bruxelles - Téléphone : 47.54.98 - 47.54.99

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

16^e ANNÉE

N° 9

SEPTEMBRE 1951

S O M M A I R E

Les nouveaux bâtiments de la Ford Motor Company à Anvers	391
Le montage d'une ligne électrique à haute tension en pylônes métalliques tubulaires et fourrés en béton, par Ed. Henrion	395
Immeuble à ossature métallique, rue Duret, à Paris	400
La préfabrication et les grues de cale	403
Résistance des voitures métalliques en cas d'accident.	405
La reconstruction en Allemagne de l'Ouest, par J. J. Thiry	407
Centre Belge d'Etude de la Corrosion	412
Maisons métalliques - Procédés Guélain	415
Nouvelle tribune à double étage au Stade universitaire de Washington, par M. M. Edwards	417
Un nouveau type de poutre présollicitée, la poutre « Preflex », par L. Baes et A. Lipski	419
Pratique des poutres continues quelconques, par V. Roisin, A. Sariban et S. Zaczek	428
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant les mois de juin et juillet 1951. - La sidérurgie dans le monde. - La Foire de Léopoldville. - Construction de réservoirs sphériques système Horton. - Lancement du pétrolier à moteur « Bia ». - Lancement du pétrolier à moteur « Bornes ». - Cours de perfectionnement pour ingénieurs dans le domaine de la soudure. - Précontrainte. - Pièces en acier coulé simplifiées par soudure. - Congrès International de la Soudure. - Echos et Nouvelles	443
BIBLIOTHÈQUE	450

ABONNEMENTS 1951 (11 numéros) :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 200,- ;
France et Union française : 1.900 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences, GIRARDOT & C^{ie}, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6^e (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

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

Autres pays : 350 francs belges.

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

PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 25,- ;
France : francs français 200,- ; **autres pays** : francs belges 40.-.

DROIT DE REPRODUCTION :

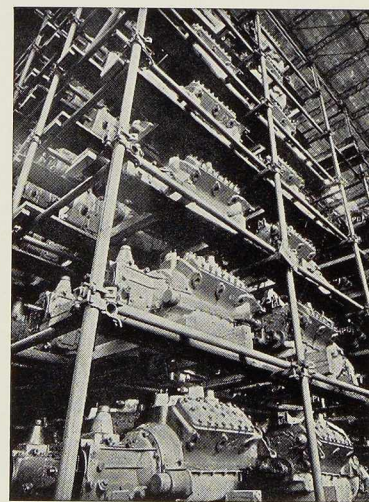
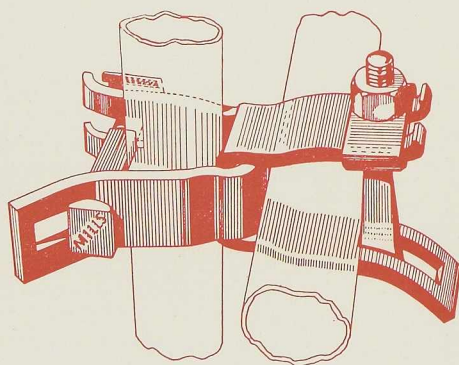
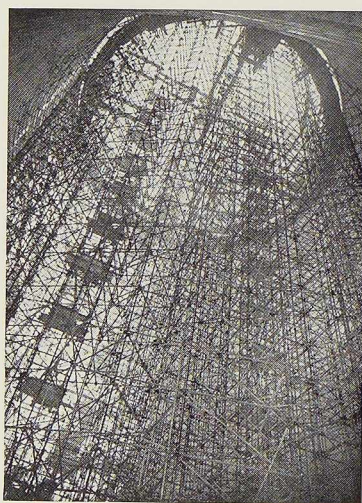
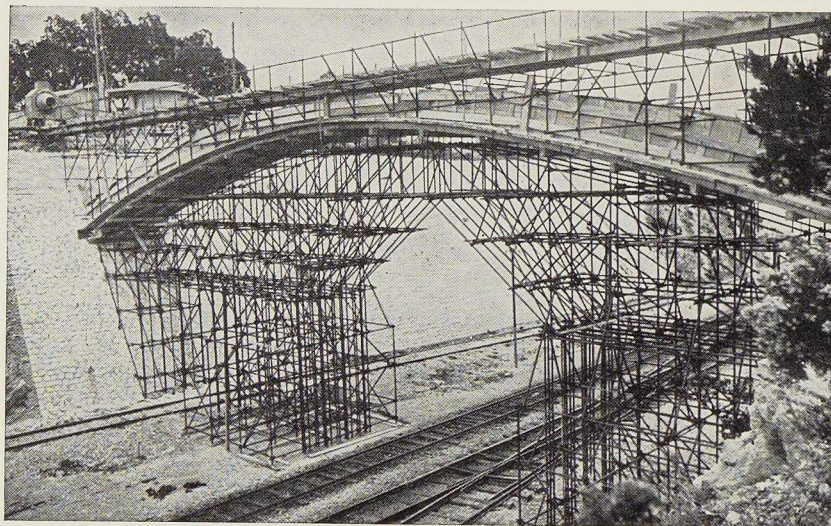
La reproduction de tout ou partie des articles ou des illustrations ne peut se faire qu'en citant L'Ossature Métallique.

ECHAFAUDAGES TUBULAIRES

MILLS

V E N T E

LOCATION



PRODUITS MÉTALLURGIQUES

P . & M . C A S S A R T

120-124, AVENUE DU PORT
4-6, QUAI DES CHARBONNAGES
200, RUE DE LA SOIERIE, FOREST
(Coin rue Emile Pathé)

Tél. 26.98.10 (plusieurs lignes) R. C. B. 10.741
Tél. 26.98.17 (deux lignes) C. C. P. 87.61
Tél. 43.72.69 - 43.72.70

CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF

Présidents d'Honneur : M. Albert D'HEUR,
M. Léon GREINER

CONSEIL D'ADMINISTRATION

Président :

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

Vice-Président :

M. Aloyse MEYER, Président des A. R. B. E. D., à Luxembourg.

Administrateur-Conseil :

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

Membres :

M. Justin BAUGNEE, Directeur Général Adjoint de la S. A. des Laminoirs, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence,
M. Oscar BIHET, Administrateur-Directeur Gérant des Usines à Tubes de la Meuse, S. A.,
M. Alexandre DEVIS, Associé commandité de la S. C. S. Alexandre Devis & C^{ie}, Délégué de la Chambre Syndicale des Marchands

de fer et du Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique,

M. Jean DRIESEN, Directeur Général-Adjoint de la S. A. John Cockerill,
M. Hector DUMONT, Administrateur-Délégué de la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur,
M. Louis ISAAC, Administrateur-Délégué de la S. A. Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi,
M. Charles MOUTON, Secrétaire Général du Bureau d'Etudes Industrielles F. Courtoy, S. A.,
M. Louis NOBELS, Président et Administrateur Délégué des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman,
M. Henri NOEZ, Administrateur-Délégué de la Fabrique de Fer de Charleroi,
M. Henri ROGER, Directeur Général des H. A. D. I. R., à Luxembourg,
M. Arthur SCHMITZ, Conseiller de la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

Directeur :

M. Emmanuel GREINER, Ingénieur A. I. Lg.

LISTE DES MEMBRES

ACIÉRIES BELGES

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., 60, rue d'Harscamp, Liège.
Usines Gilson, S. A., à La Croÿère, Bois-d'Haine.
Usines Métallurgiques du Hainaut, S. A., à Couillet.
Forges et Laminoirs de Jemappes, S. A., à Jemappes.
Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.
Laminoirs, 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-Dudelage (Arbed), S. A., avenue de la Liberté, Luxembourg.
Hauts Fourneaux et Aciéries de Differdange, Saint-Ingbert, Rumelange (Hadix), S. A., 26, avenue de la Porte Neuve, Luxembourg.
Minière et Métallurgique de Rodange, S. A., à Rodange.

TRANSFORMATEURS

Laminoirs d'Anvers, S. A., 38, rue Métropole, Schooten.
Forges et Laminoirs de Baume, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
Tôleries Delloye-Matthieu, S. A., à Marchin (Huy).
Emalleries et Tôleries Réunies, S. A., Gosselies.
Usines Gilson, S. A., à La Croÿère, Bois-d'Haine.
Laminoirs de Longtain, S. A., à La Croÿère, 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.
Laminoirs de l'Ourthe, S. A., Sauheid-lez-Chênée.
Phénix Works, S. A., 1, rue Paul Borguet, Flémalle-Haute.
Laminoirs et Boulonneries du Ruau, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
Travail Mécanique de la Tôle, S. A., 147, boulevard de la II^e Armée Britannique, à Forest-Bruxelles.
Usines à Tubes de la Meuse, S. A., à Flémalle-Haute.
Usines à Tubes de Nimy, S. A., Nimy.

ATELIERS DE CONSTRUCTION

ACMA, S. A., Ateliers de Construction et Ets Geerts & Van Aalst réunis, à Mortsel-lez-Anvers.
Société Anglo-Franco-Belge des Ateliers de la Croÿère, Senefte et Godarville, S. A., à La Croÿère.
Awans-Francois, S. A., à Awans-Bierset.
Baume et Marpent, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis, S. A., 249-251, chaussée de Vleurgat, Bruxelles.
Ateliers de Construction Alphonse Bouillon, 58, rue de Birmingham, Molenbeek-Saint-Jean.

ATELIERS DE CONSTRUCTION (suite)

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 Saint-Michel-lez-Bruges.
 Société Anonyme Anciennes Usines Canon-Légrand, 17, rue Terre du Prince, Jemappes-lez-Mons.
 Chaurobel, S. A., à Huyssingen.
 John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
 La Construction Soudée, Anciens Etablissements André Beckers, S. A., 64, avenue Rittweger, Haren-Bruxelles.
 « 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.
 Les Ateliers De Meestere Frères, Heule-lez-Courtrai.
 Ateliers de la Dyle, S. A., à Louvain.
 Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi, S. A., à Enghien.
 Ateliers de Construction et Chaudronnerie de l'Est, S. A., Marchienne-au-Pont.
 Société Anonyme des Ateliers de Construction Flamen-court et Cie, 112-114, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
 Ateliers de Construction Heuze, Malevez & Simon Réunis, S. A., 52, rue des Gloires Nationales, Auvelais.
 L'Industrielle Boraine, S. A., Quiévrain.
 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 de Construction J. Kihn, Rumelange (G.-D.).
 Société Anonyme des Ateliers de La Louvière-Bouvy, La Louvière.
 Usines Lauffer Frères, S. P. R. L., Hermalle s./Argenteau.
 Leemans L. et Fils, S. A., 114, rue de Louvain, Vilvorde.
 Macsima, S. A., Bouffioulx-lez-Châtelaineau.
 Ateliers de Construction de Malines (Acomal), S. A., 29, Canal d'Hanswyck, Malines.
 La Manutention Automatique, S. A., Machelen.
 Les Ateliers Métallurgiques, S. A., à Nivelles.
 Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).
 Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.
 Minière et Métallurgique de Rodange, S. A., à Rodange.
 Ateliers Sainte-Barbe, S. A., Eysden-Sainte-Barbe.
 Chaudronnerie A.-F. Smulders, S. A., à Grâce-Berleur-lez-Liège.
 Ateliers Arthur Sougniez Fils, 42, rue des Forgerons, Marcinelle.
 Etablissements D. Steyaert-Heene, à Eecloo.
 Ateliers du Thiriau, S. A., La Croyère.
 Ateliers de Construction Mécanique de Tirlemont, S. A., à Tirlemont.
 Le Titan Anversois, S. A., à Hoboken.
 Compagnie Belge des Freins Westinghouse, S. A., 105, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
 Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck, à Willebroeck.
 Société Anonyme des Anciens Etablissements Paul Würth, à Luxembourg.
 Chaudronneries et Ateliers de Construction Lucien Xhignesse & Fils, S. A., rue d'Italie, Ans-Liège.

MENUISERIE MÉTALLIQUE
 Chamebel (Le Châssis Métallique Belge), S. A. Belge, chaussée de Louvain, à Vilvorde.
 Maison Desoer, S. A. (meubles métalliques ACIOR), 17-21, rue Ste-Véronique, Liège, 16, rue des Boiteux, Bruxelles.
 « Soméba », Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).
 Ateliers Vanderplanck, S. A., Portes métalliques, Fayt-lez-Manage.

SOUDURE AUTOGENE
 Matériel, électrodes, exécution
 Electromécanique, S. A., 19-21, rue Lambert Crickx, Bruxelles.
 ESAB, S. A., 118, rue Stephenson, Bruxelles.
 Philips, S. A., 37-39, rue d'Anderlecht, Bruxelles.
 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.
 Soudométal, S. A., 83, chaussée de Ruysbroeck, Forest Bruxelles.

COMPTOIRS DE VENTE
DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

Columeta (Comptoir Métallurgique Luxembourgeois), S. A., Luxembourg.
 Davum, S. A. Belge, 22, rue des Tanneurs, Anvers.
 Gilsoco, S. A., La Louvière.
 Société Commerciale de Sidérurgie, SIDERUR, 1A, rue du Bastion, Bruxelles.
 Sybelac, S. C., 16, place Rogier, Bruxelles.
 Ucométal (Union Commerciale Belge de Métallurgie) 24, rue Royale, Bruxelles.

MARCHANDS DE FER ET DE POUTRELLES

Individuellement :
 ACMA, S. A., Ateliers de Construction et Ets Geerts & Van Aalst réunis, à Mortsels-lez-Anvers.
 P. et M. Cassart, 120-124, avenue du Port, Bruxelles.
 Alexandre Devis et Cie, 43, rue Masui, Bruxelles.
 Métaux Galler, S. A., 22, avenue d'Italie, Anvers.
 Etablissements Gilot Hustin, 14, rue de l'Etoile, à Namur
 J. Libouton & Cie, S. A., 27, rue Léopold, Charleroi.
 Fers et Aciers Pante et Masquelier, S. A., 30, rue du Limbourg, Gand.
 Peeters Frères, 10, Marché-au-Poisson, Louvain.
 Util, s. p. r. l., 404-412, avenue Van Volxem, Bruxelles
 Collectivement :
 Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique, 10, rue du Midi, Bruxelles.
 Chambre Syndicale des Marchands de fer, 10, rue du Midi, Bruxelles.

MARCHANDS D'ACIERS SPÉCIAUX

S. A. des Aciers Alexis, 19, rue de Fagnée, Liège.
 Aciers Bungert, S. A., 141-143, chaussée de Mons, Bruxelles.
 Jos. Bol, 86, rue Emile Féron, Bruxelles.
 Maison Courard & Co, 9-11, place des Déportés, Liège
 Davum, S. A. Belge, 22, rue des Tanneurs, Anvers.
 Etablissements Moréa et Nahon, 23-25, rue des Ateliers, Bruxelles.
 Société des Aciers et Métaux, Soamet, 41, boulevard du Midi, Bruxelles.
 Wauters Frères, 23, rue de Liverpool, Bruxelles.

BUREAUX D'ÉTUDES ET INGÉNIEURS-CONSEILS

Bureau d'Etudes Léon-Marcel Chapeaux, S. A., 54, rue du Pépin, Bruxelles.
 Bureaux d'Etudes Industrielles Fernand Courtoy, S. A., 43, rue des Colonies, Bruxelles.
 M. René Leboutte, ing. tech. I. G. Lg., 105, boulevard Emile de Laveleye, Liège.
 MM. C. et P. Molitor, Construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstaël, Bruxelles.
 Multifir Grisard (Systèmes brevetés de const. mét.) - S. A. Magifer Grisard, 199, avenue Louise, Bruxelles.
 Robert et Musette, S. A., 59, rue de Namur, Bruxelles.
 Bureau d'Etudes Ir. J. Ronsse, 63, boulevard de Dixmude, Bruxelles.
 M. J. F. 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.), 15, rue Guimard, Bruxelles.

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Tuileries et Briqueteries d'Hennuyères et de Wanlin, S. A., à Hennuyères.

DIVERS

Chantier Naval et Industriel du Congo « Chanic », 2, place du Luxembourg, Bruxelles.
 Institut Belge des Hautes Pressions, 38, Pl. des Carabiniers, Bruxelles.
 Société Métallurgique des Procédés Warnant, S. A., 71, rue Royale, Bruxelles.

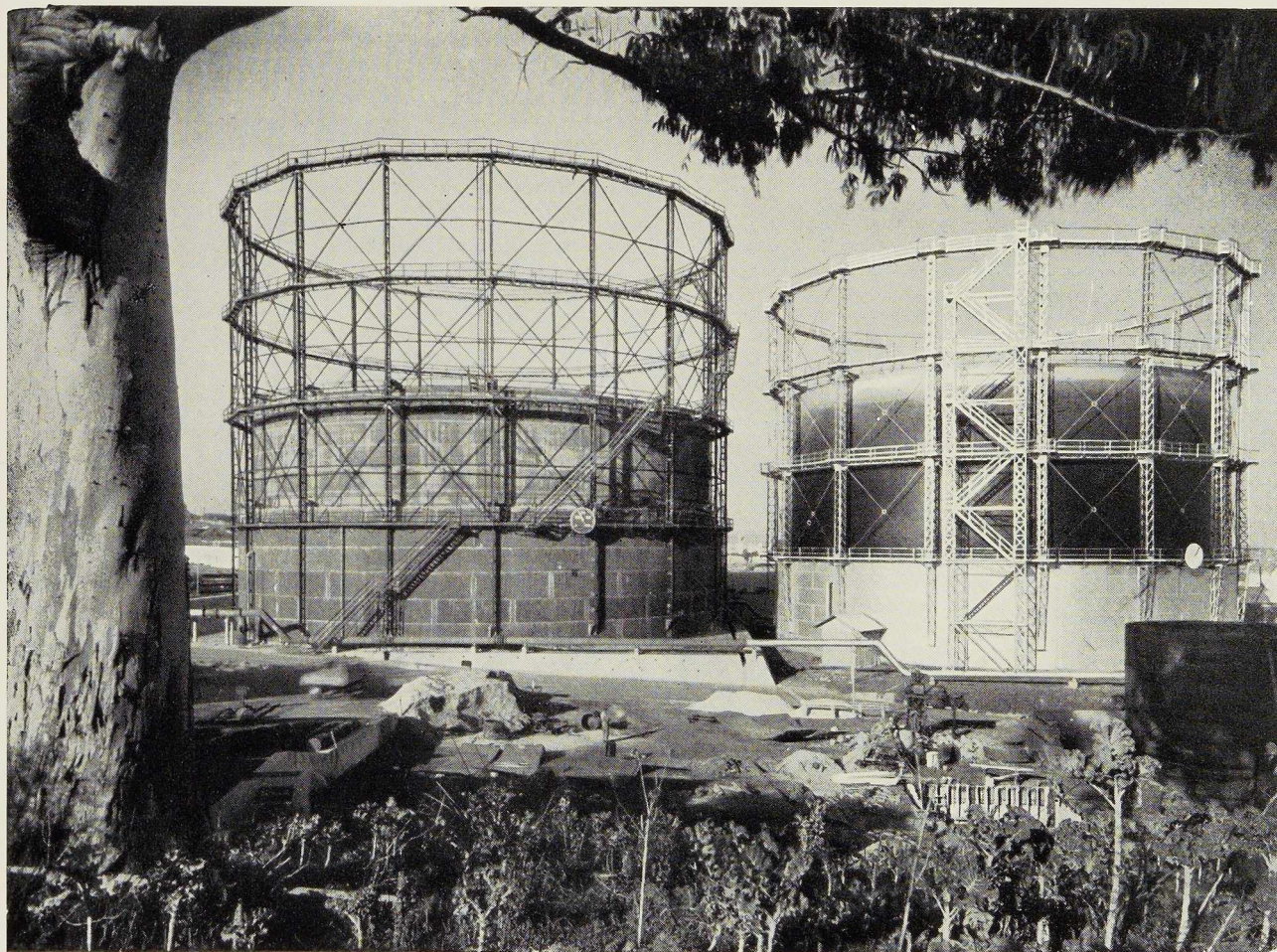
MEMBRES INDIVIDUELS

M. Eug. François, professeur à l'Université de Bruxelles, Mayfair, 381, avenue Louise, Bruxelles.
 M. Marcel François, membre associé de la firme François, 43, rue du Cornet, Bruxelles.
 M. Léon G. Rucquoi, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

SOCIÉTÉ ANONYME

BAUME & MARPENT

HAINÉ-SAINT-PIERRE, MORLANWELZ (BELGIQUE) - MARPENT (NORD-FRANCE)



Gazomètres de 30.000 et 40.000 m³ construits à Matinha pour les Compagnies Réunies du Gaz et de l'Électricité à Lisbonne

CHEVALEMENTS ET PYLÔNES
GAZOMÈTRES ET RÉSERVOIRS
PONTS ET CHARPENTES
ACIERS MOULÉS ET FORGÉS

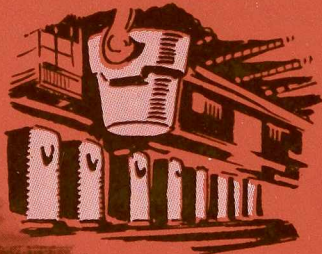
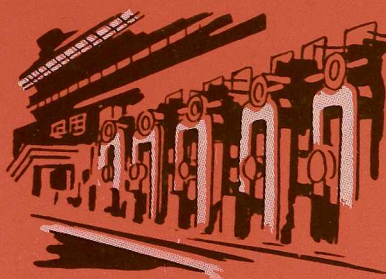


VOITURES ET WAGONS
AUTORAILS ET AUTOMO-
TRICES — LOCOMOTIVES
ÉLECTRIQUES



OUGRÉE-MARIHAYE - RODANGE - A

TOUTE LA GAMME DES PRODUITS SIDÉRURGIQUES



S
SIDERUR

SOCIÉTÉ COMMERCIALE DE SIDÉRURGIE S.A.

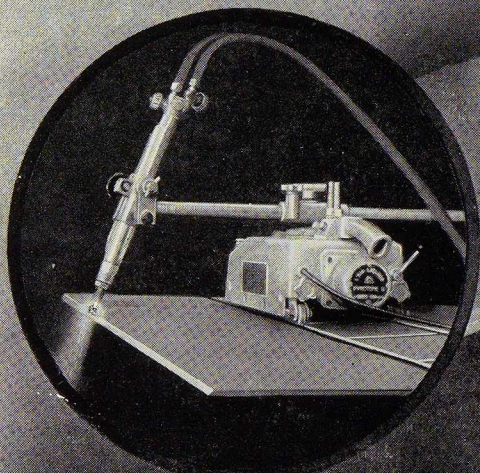
1^a rue du Bastion • BRUXELLES

ORGANISME DE VENTE DE :

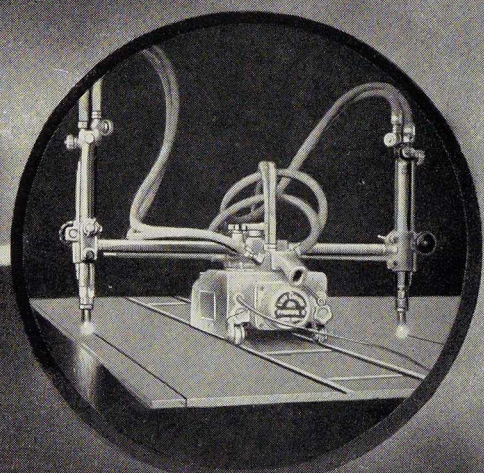
A. M. S. - LAMINOIRS D'ANVERS

PYROTOME « G »

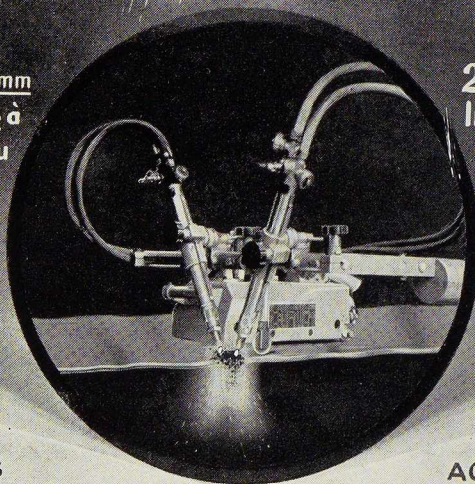
MACHINE PORTATIVE D' OXYCOUPAGE AUTOMATIQUE



Coupe des aciers de 3 à 300 mm
d'ÉPAISSEUR de TOUTES LONGUEURS à
bords droits ou en chanfrein au
moyen d'un seul chalumeau



2 coupes SIMULTANÉES en
ligne droite de toutes longueurs
au moyen de 2 chalumeaux
DISTANTS au maximum de 1100 mm



COUPES CIRCULAIRES
DE TOUS DIAMÈTRES

CHALUMEUX ALIMENTÉS en
ACÉTYLÈNE B.P. ou H.P. ou en PROPANE

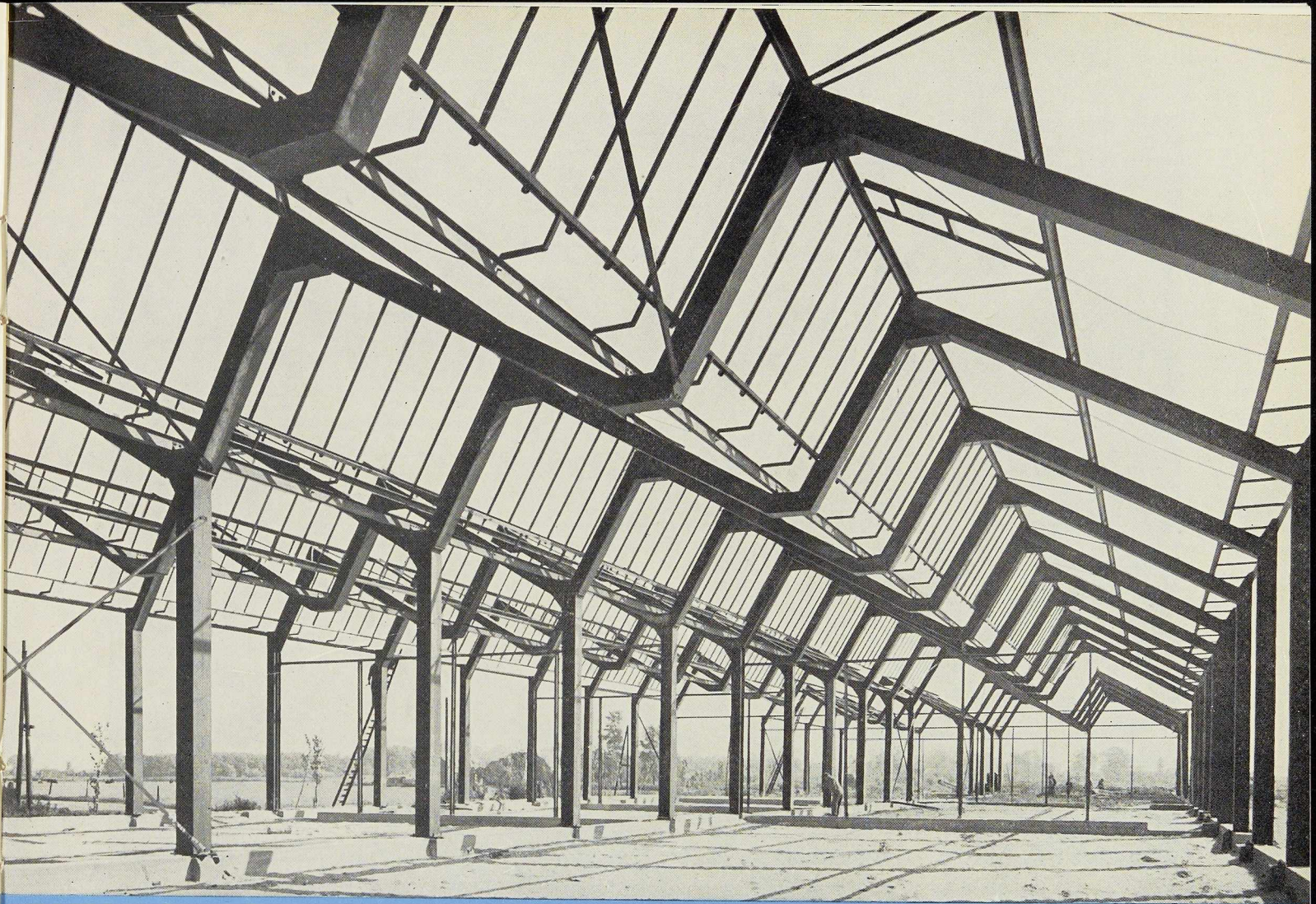
Chanfreinage en V ou en X
1 ou 2 chalumeaux montés sur
DISPOSITIF SPÉCIAL
maintenant constante
la distance chalumeau-tôle

S.A.
L'AIR LIQUIDE

31, Quai Orban

LIÈGE

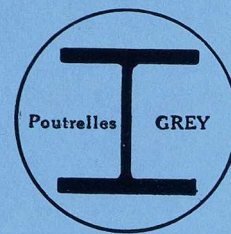
Téléph.: 43.65.55



Staalconstructie.
De Vries Robbé & C^o, N. V.
Kininefabriek, Maarsse

Photo Renes

POUTRELLES GREY DE DIFFERDANGE

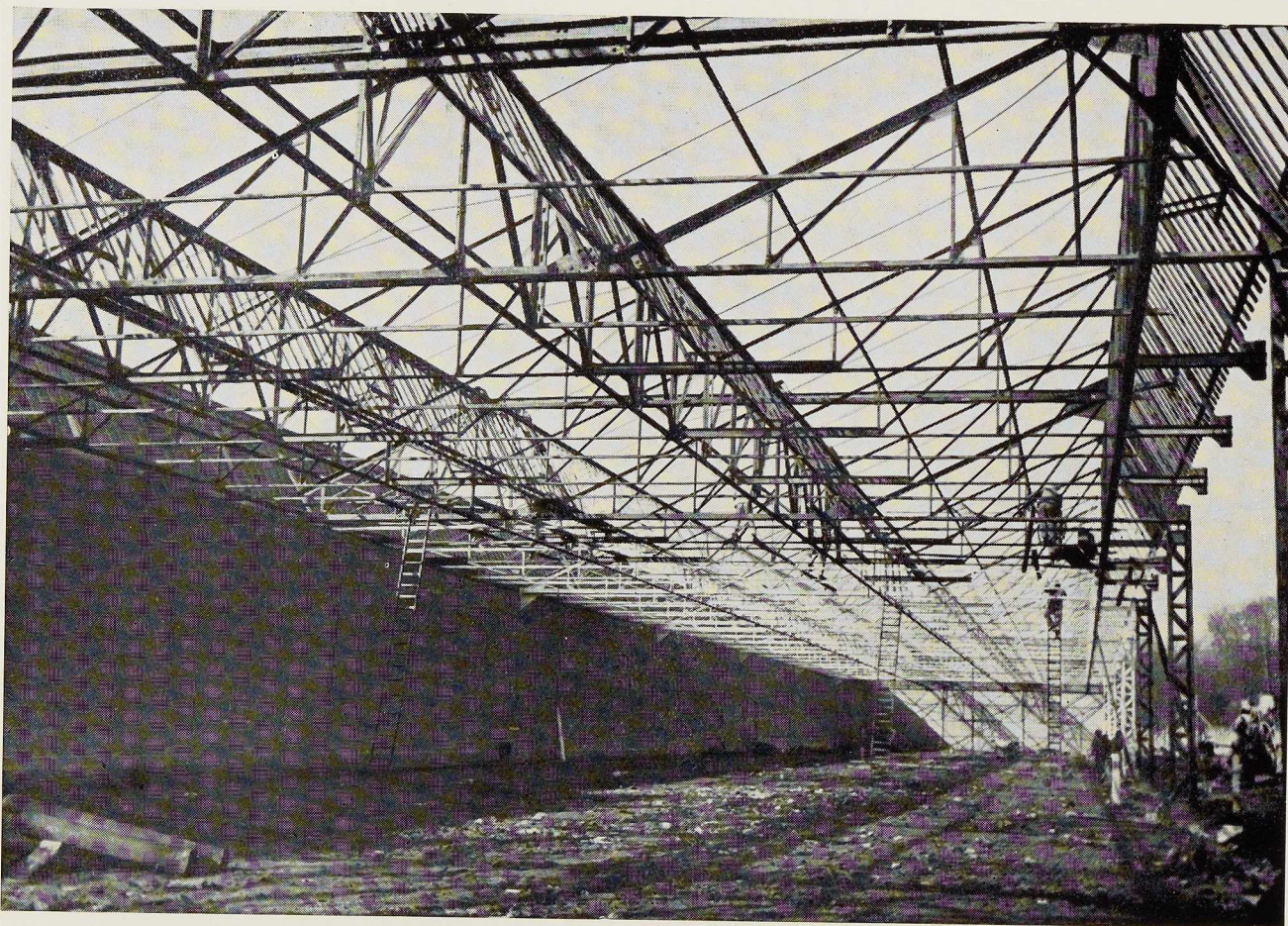


Agence de vente pour la Belgique et le Congo belge :

DAVUM S. A.

22, RUE DES TANNEURS, ANVERS

Téléphone : 32.99.17 (5 lignes) — Télégramme : Davumport



Charpente industrielle

ATELIERS DE
BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS S. A.
CHAUSSÉE DE VLEURGAT, 249, À BRUXELLES

USINE A VILVORDE
192, CHAUSSÉE DE LOUVAIN, VILVORDE
Téléphone : Bruxelles 15.20.96, Vilvorde 51.00.36

PONTS, CHARPENTES, CHAUDRONNERIE,
TANKS, MATÉRIEL POUR HUILLERIES,
USINES À CAOUTCHOUC, SÉCHOIRS À
CAFÉ.

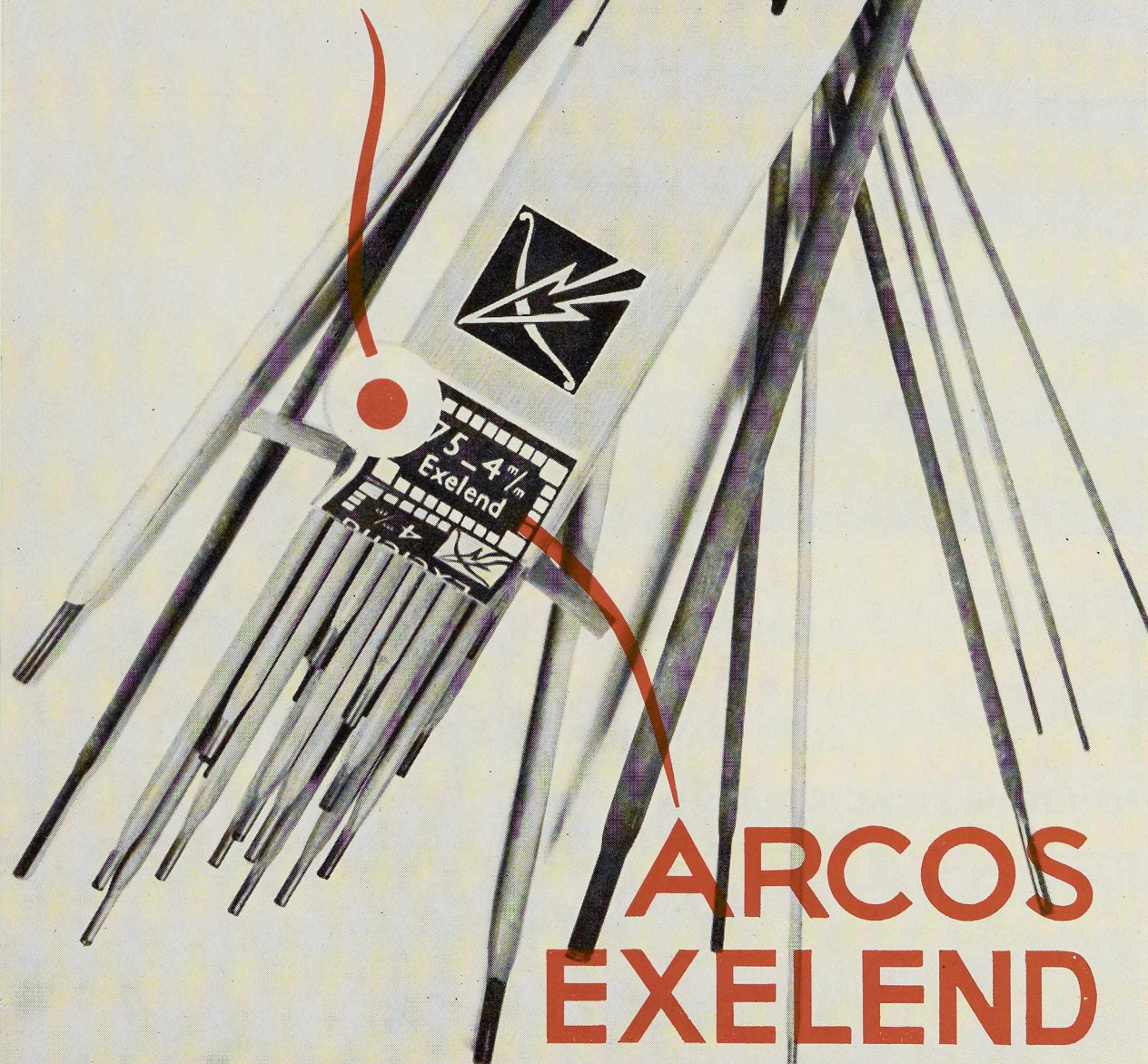
USINE A BOECHOUT
27, HEUVELSTRAAT, BOECHOUT-LEZ-ANVERS
Téléphone : Anvers 81.27.99

TÔLES GALVANISÉES, ARTICLES DE
MÉNAGE, CHÂSSIS MÉTALLIQUES

POUR L'EXÉCUTION FACILE
DES SOUDURES DIFFICILES:

**CHOISISSEZ
L'ÉLECTRODE**

ARCOS

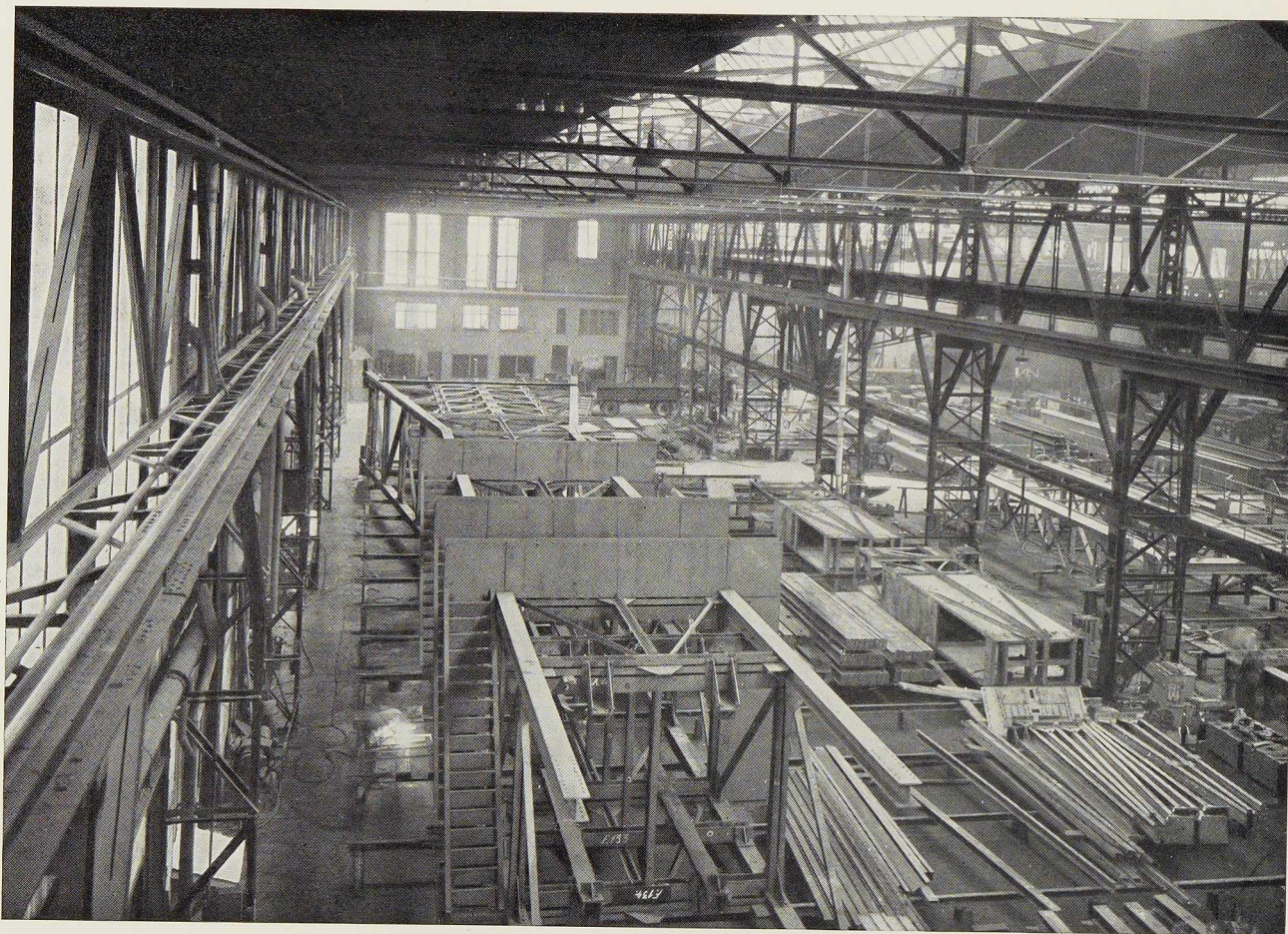


**ARCOS
EXELEND**

CONDUITE TRÈS FACILE DU LAITIER
CORDON TRÈS RÉGULIER ET DE BEL ASPECT

*Approuvée par le Lloyd's Register of Shipping
pour le soudage en toutes positions*

**LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE . S.A.
58-62 RUE DES DEUX GARES - TÉL: 21.01.65 - BRUXELLES**



MONTAGE A BLANC, DANS NOS ATELIERS, D'UN CHEVALEMENT D'EXTRACTION A SKIPS

PONTS ET CHARPENTES
APPAREILS DE LEVAGE
ET DE MANUTENTION ÉLECTRIQUES

FONDERIE D'ACIER ET ATELIERS DE MÉCANIQUE GÉNÉRALE

S.A. ANCIENS ETABLISSEMENTS
DES

PAUL WURTH
LUXEMBOURG

TÉLÉPHONE . 23.22 - 23.23 - 65.92. ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE : PEWECO-LUXEMBOURG

INGÉNIEURS, CONSTRUCTEURS
CHEFS DE BUREAU D'ÉTUDES

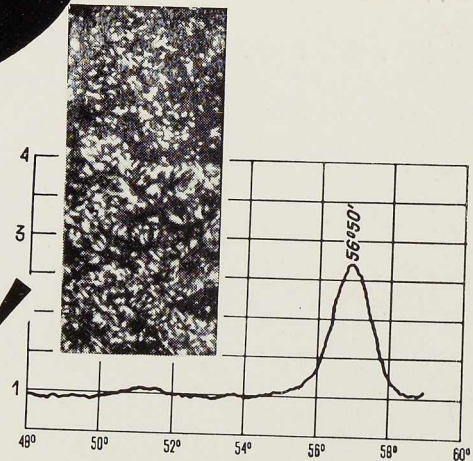
DANS LE N° DE JANVIER 1951
DE « L'OSSATURE MÉTALLIQUE »
VOUS AVEZ LU LES DESCRIPTIONS
DES NOUVELLES VOITURES
DE RAILWAY

LONGTAIN EST LE
GRAND FOURNISSEUR
DE PROFILS LEGERS
POUR LES VOITURES
WAGONS ET AUTOMOTRICES

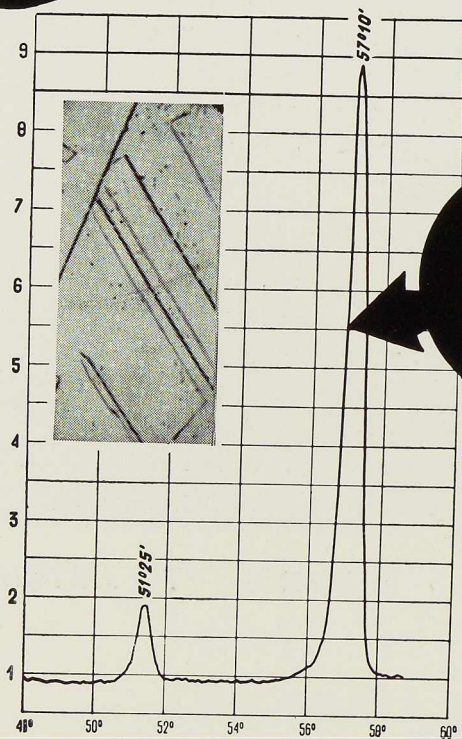


la réponse
instantanée

à mille questions
de métallurgie !

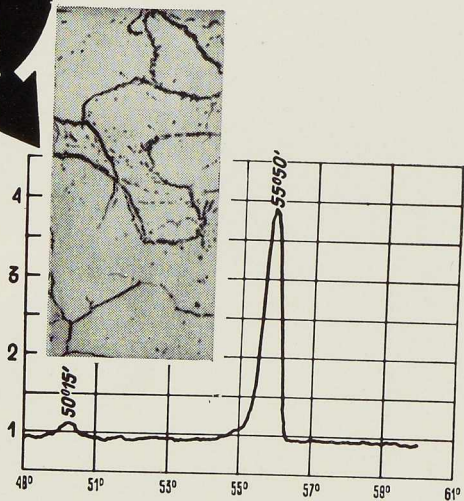


Acier Austénisé à 815° C.
Trempe à l'eau.
Structure Martensitique.



Fer Armco recuit 4 heures à 700° C.
Refroidi au four.
Structure Ferritique.

5
minutes
pour
chaque
diagramme.



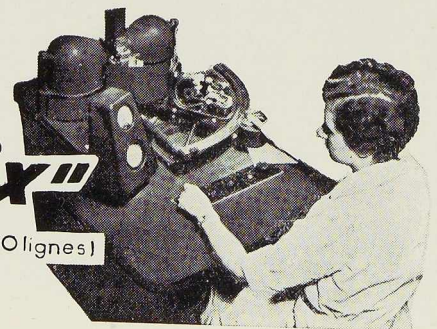
Acier Inoxydable traité à 980° C.
Trempe à l'eau
Structure Austénitique.

grâce au
Spectromètre
à tube-compteur de Geiger

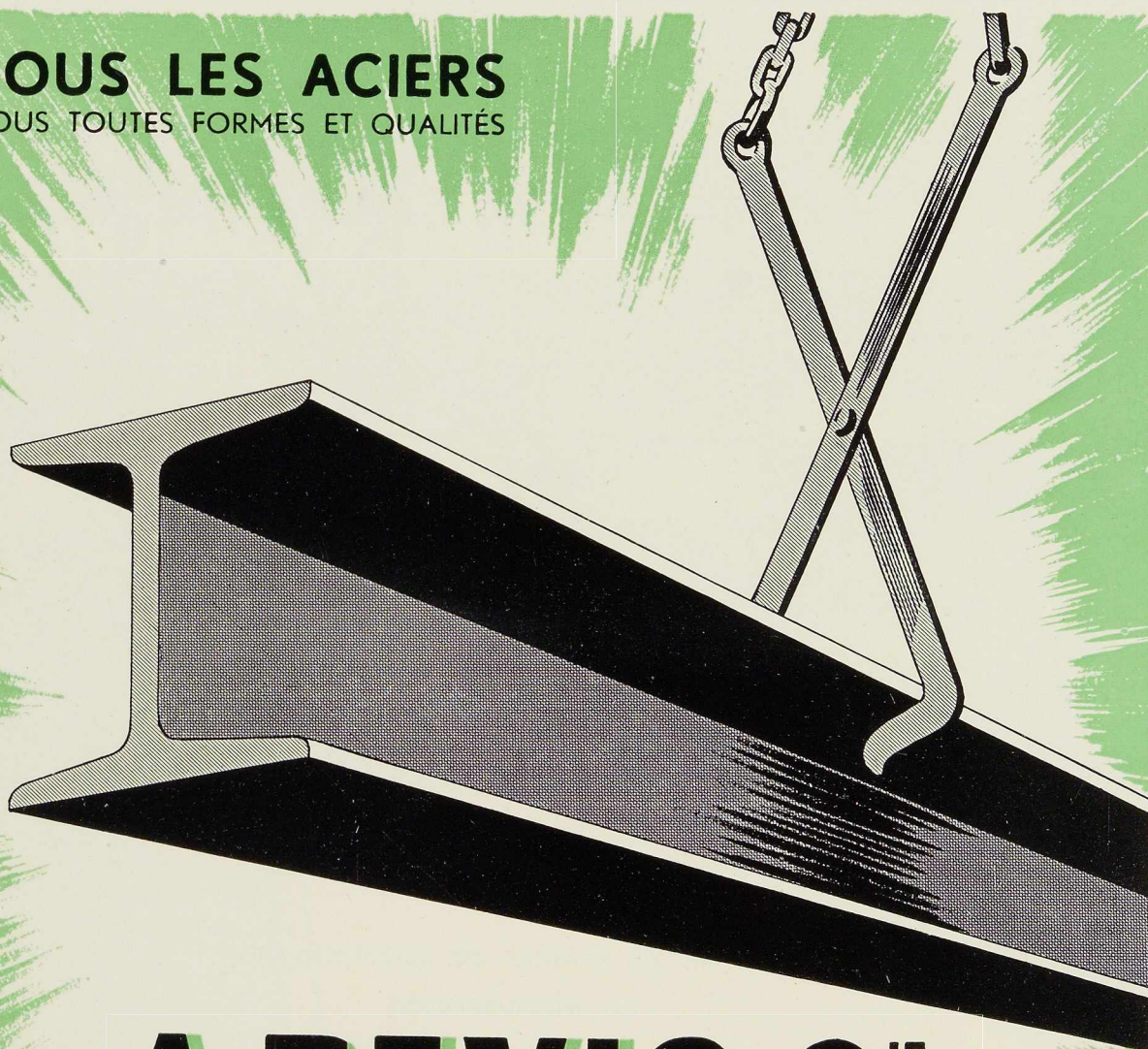


PHILIPS "Metalix"

S.A.B. 37-39, rue d'Onderlecht, BRUXELLES Tél. 12.31.40 (20 lignes)



TOUS LES ACIERS
SOUS TOUTES FORMES ET QUALITÉS

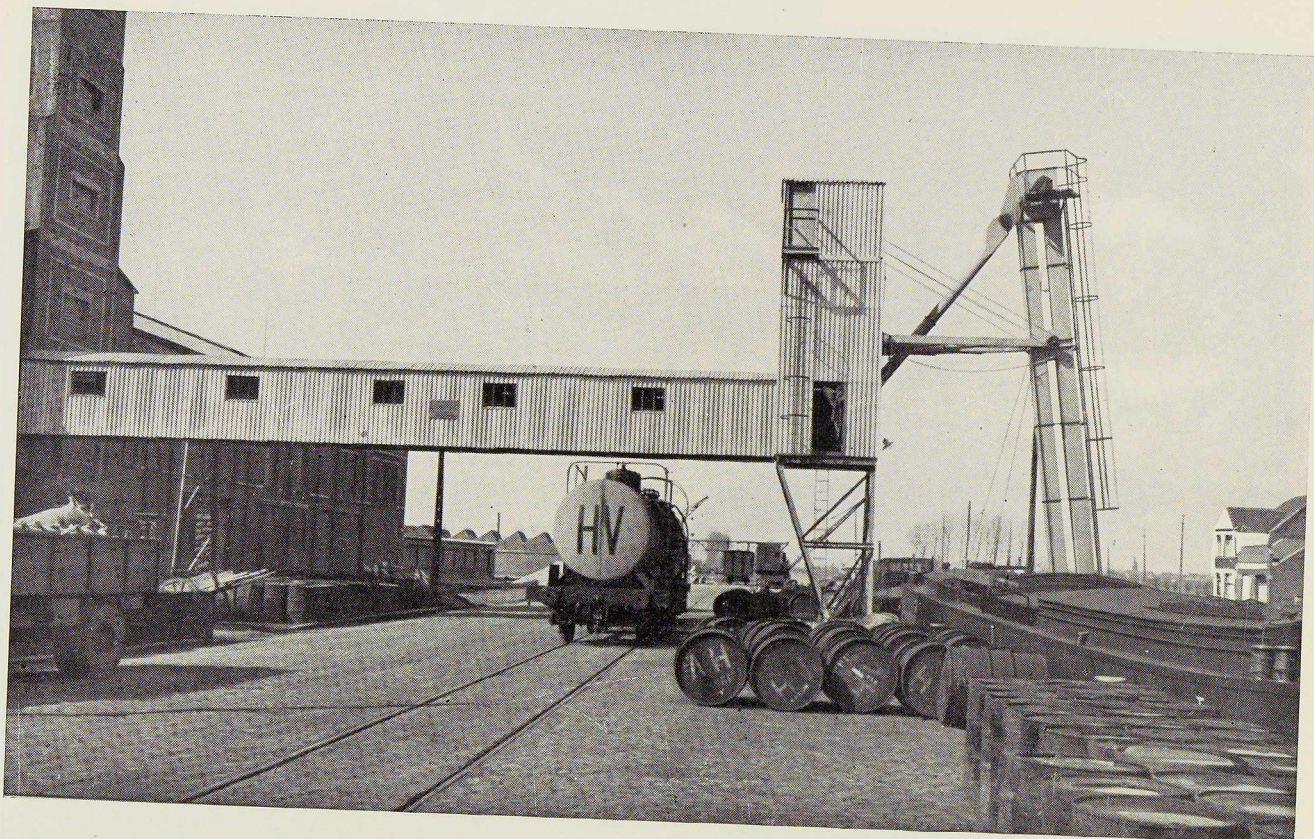


A. DEVIS & C^{IE}

ACIERS MARCHANDS • TOLES • BOULONS
43, RUE MASUI • BRUXELLES • TÉL. : 15.49.40 (6 lignes)

ACIERS SPÉCIAUX • OUTILS
158, RUE ST-DENIS, FOREST-MIDI • Tél : 43.50.20 (6 l.)

POUTRELLES • FERS U • RONDS A BETON
296, RUE ST-DENIS, FOREST-MIDI • Tél. : 44.48.50 (6 l.)



Installation de déchargement de bateaux par élévateur à godets, goulotte et transporteur à courroies.
A l'intérieur du bâtiment, installation de stockage en silos.

Plus de 25 années de spécialisation
en manutention

LA MANUTENTION AUTOMATIQUE

Soc. An. **MACHELEN** (Brabant)

Tél. : Bruxelles 15.38.34



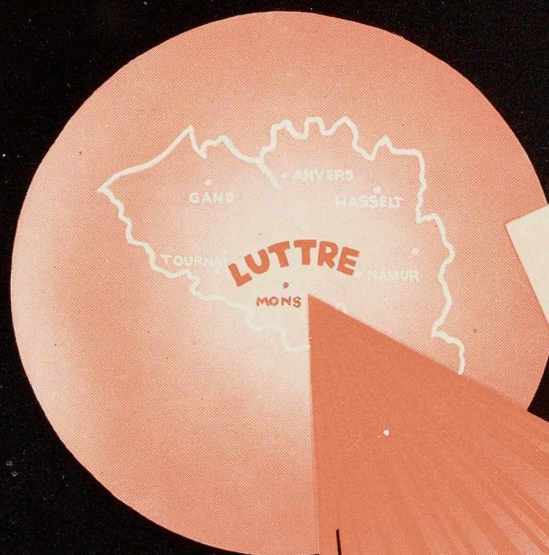
NOMBREUSES RÉFÉRENCES DANS TOUTES LES INDUSTRIES
TANT À L'ÉTRANGER QU'EN BELGIQUE

CATALOGUE DE 150 PAGES SUR DEMANDE



AGENT POUR LA HOLLANDE : M. J. W. KLEINHOUT, 7, ZAAANMARKSTRAAT, BREDA

Grey de Differdange et tous les produits métallurgiques



*Grands stocks
permanents
de tous aciers*

JOURET

TEL. LUTTRE 444.44 (3 Lignes)
444.43

création 

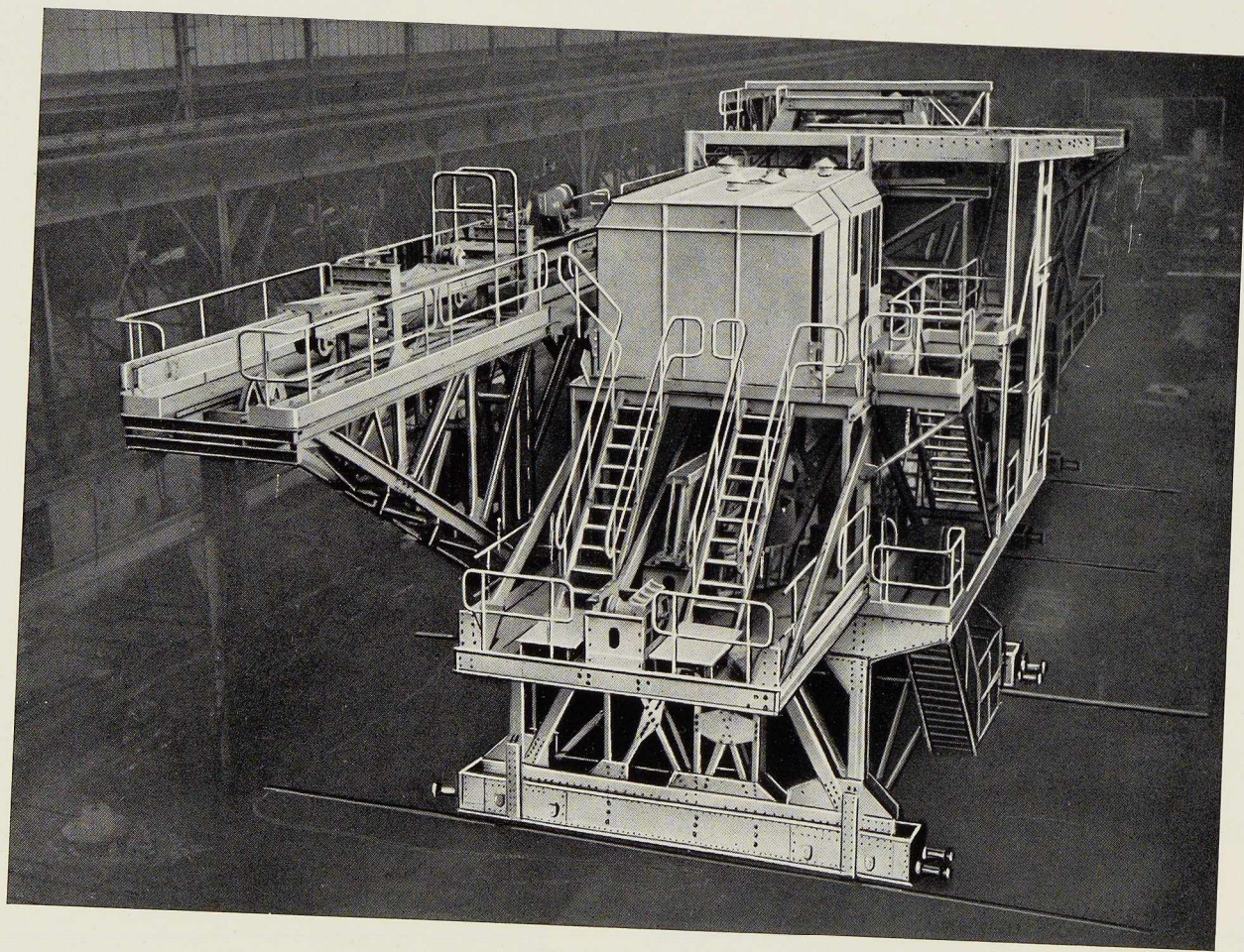
LES FOURS LECOCCQ

SOCIÉTÉ ANONYME - 215 CHAUSSEE D'ALSEMBERG - BRUXELLES

CONSTRUCTION

ET

INSTALLATION DE COKERIES
USINES À GAZ - GAZOGÈNES
USINES DE SYNTHÈSE
USINES CHIMIQUES



Machine défourneuse-répaleuse

CONSTRUITE EN BELGIQUE POUR LA COKERIE DE L'USINE À GAZ DE LA VILLE DE STOCKHOLM
DANS LES ATELIERS DE L'ÉNERGIE S. A.

S.A. MÉTALLURGIQUE D'

ESPÉRANCE LONGDOZ

*Tôles fines et moyennes
laminées à chaud
feuilles ou bobines*

*Tôles fines laminées à froid
feuilles ou bobines*

*Feuillards à chaud
Feuillards à froid*

*Tôles galvanisées
planes et ondulées*



60, rue d'Harscamp, LIEGE - Tél. 43.74.68



CONSTRUCTIONS
MÉTALLIQUES DE
JEMEPPE-SUR-MEUSE

Société Anonyme

Anciennement « Ateliers Georges Dubois »
Registre du Commerce : Liège 4544
Téléphone : 33.78.80-33.78.89.
Adresse télégr.: Comeppe-Jemeppe-sur-Meuse

•
PONTS
CHARPENTES
CHAUDRONNERIE

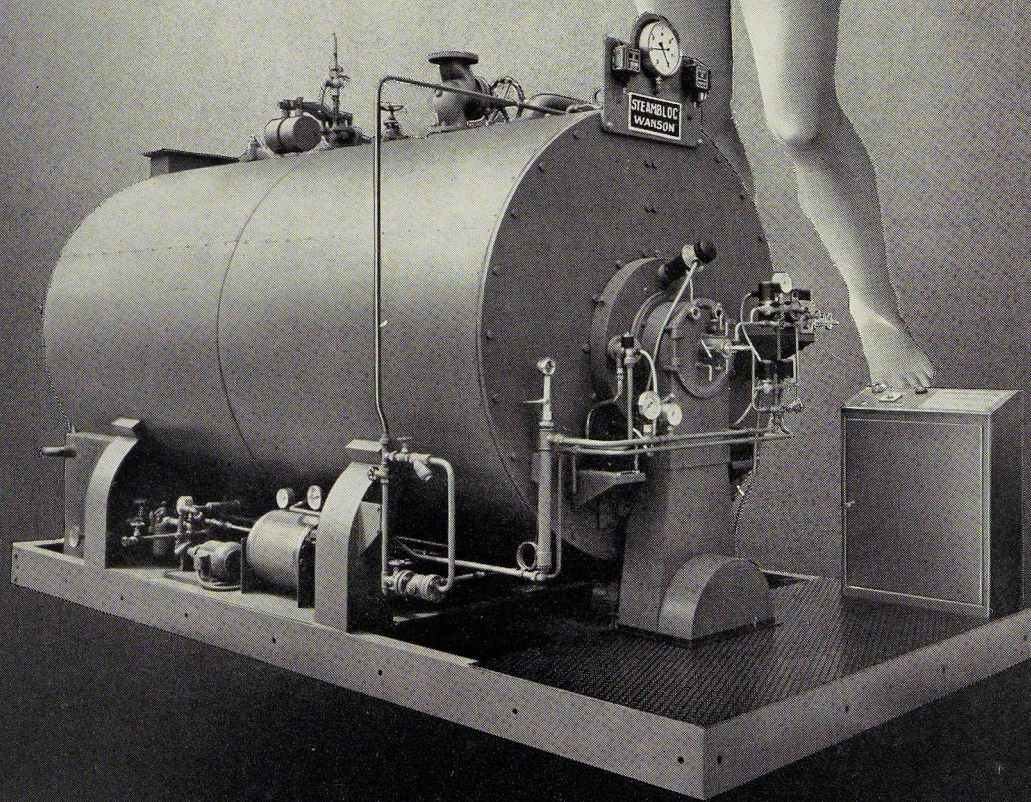
BUREAU D'ETUDES
LISTE UNIQUE DE RÉFÉRENCES



C·M·J

ΣΤΕΑΜΒΛΟC

ligne parfaite



WANSON S. A. • BRUXELLES (Haren)

LES CREATIONS FRANCIS DELAMARE

TOUS PRODUITS

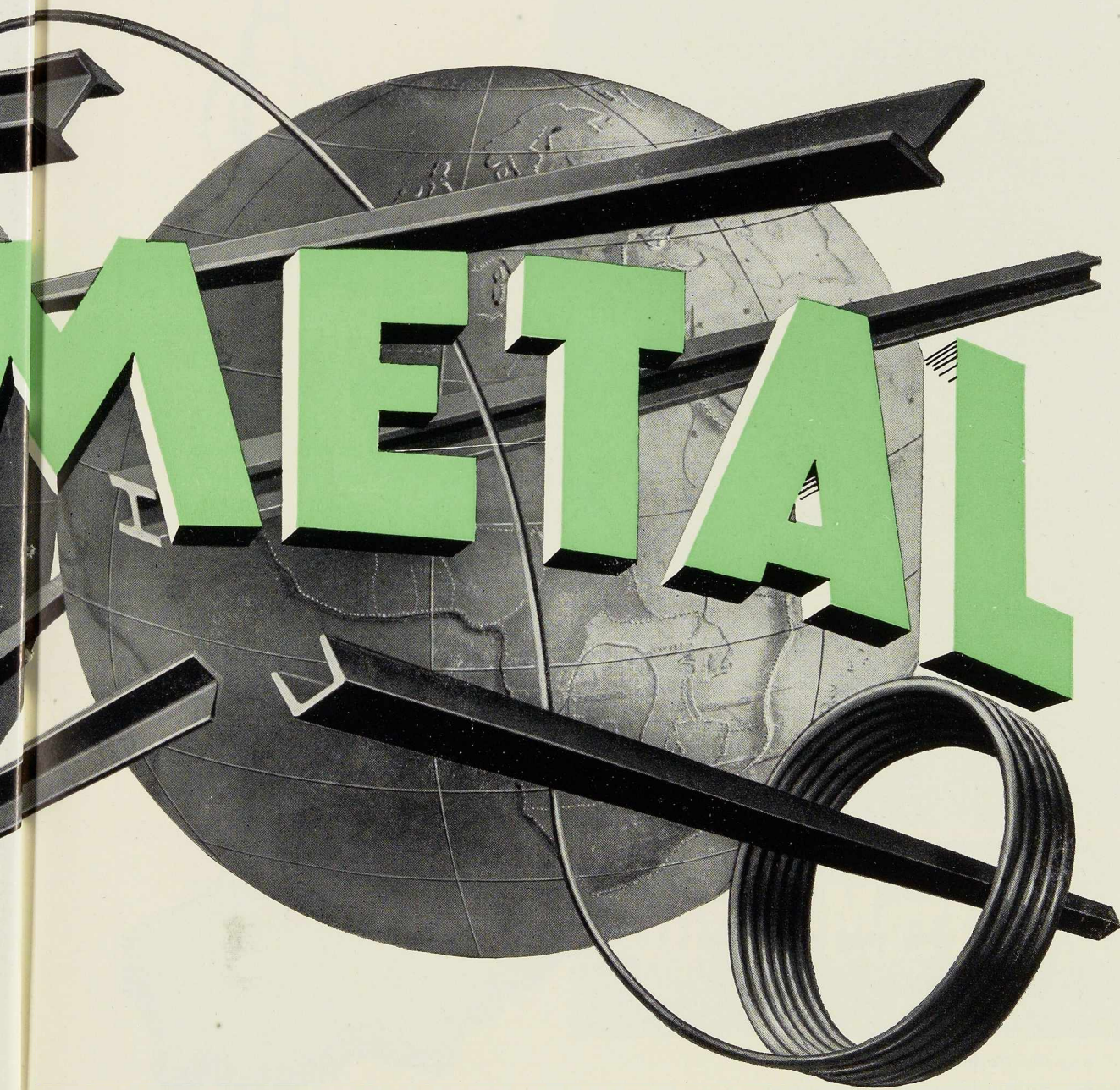


24 RUE F
BRUXE

COCKERILL - PROVIDENC

C.G.P.I.

S MÉTALLURGIQUES



**ROYALE
XELLES**

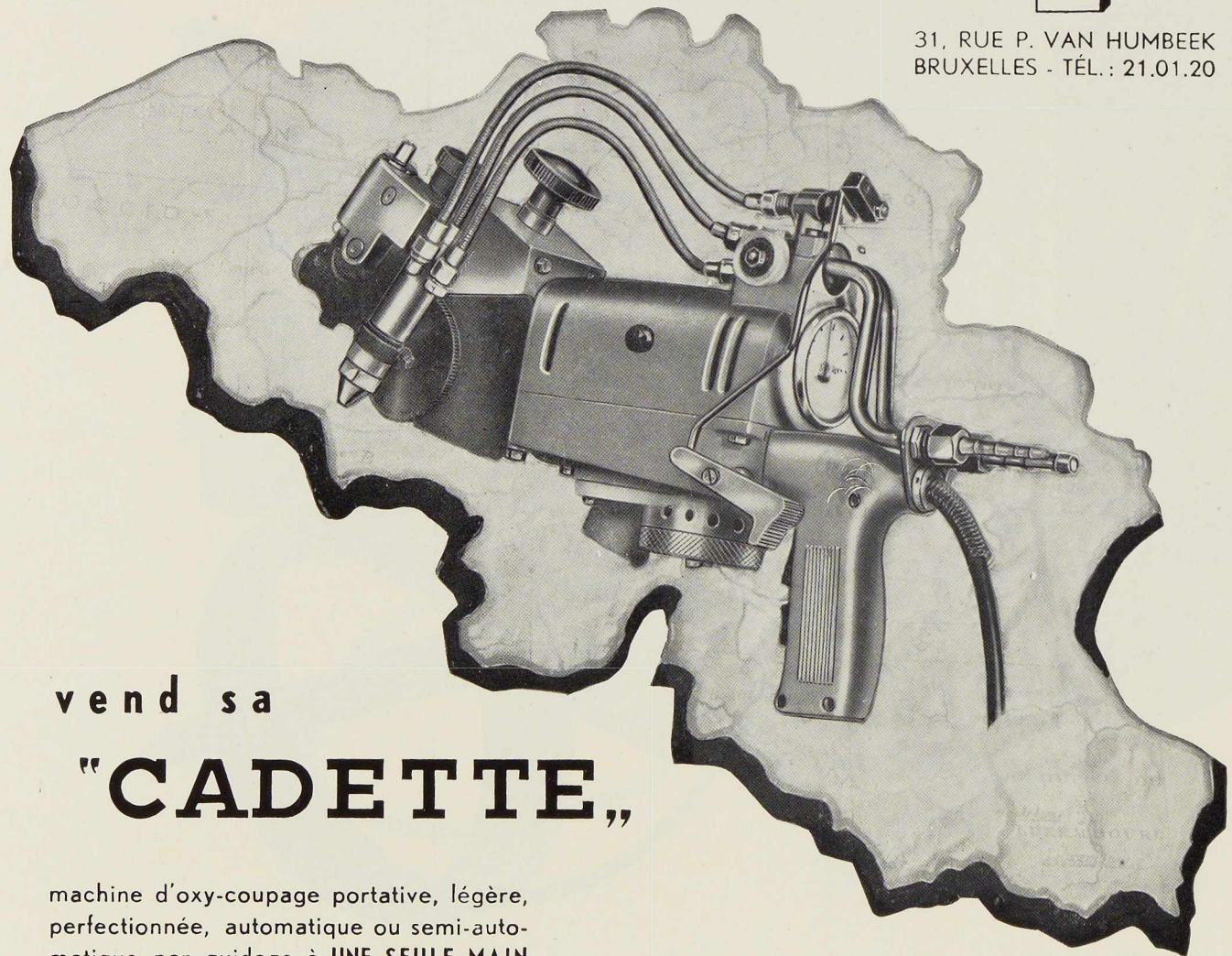
CE - SAMBRE & MOSELLE

DANS TOUTE LA BELGIQUE,
LE GRAND-DUCHÉ,
LE CONGO BELGE

**L'OXHYDRIQUE
INTERNATIONALE**



31, RUE P. VAN HUMBEEK
BRUXELLES - TÉL.: 21.01.20



vend sa

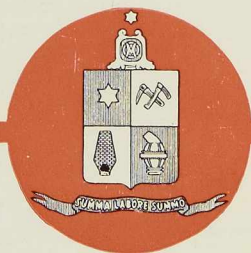
"CADETTE,"

machine d'oxy-coupage portable, légère,
perfectionnée, automatique ou semi-automatique par guidage à **UNE SEULE MAIN**

Documentation sur demande
au sujet de la Cadette et des autres machines d'oxy-coupage "AUTOSECTOR" (portative) "SECTOMATIC" (fixe), etc.

PRODUITS DE HAUTS FOURNEAUX
ACIÉRIES - LAMINOIRS - FORGES
ET FONDERIES

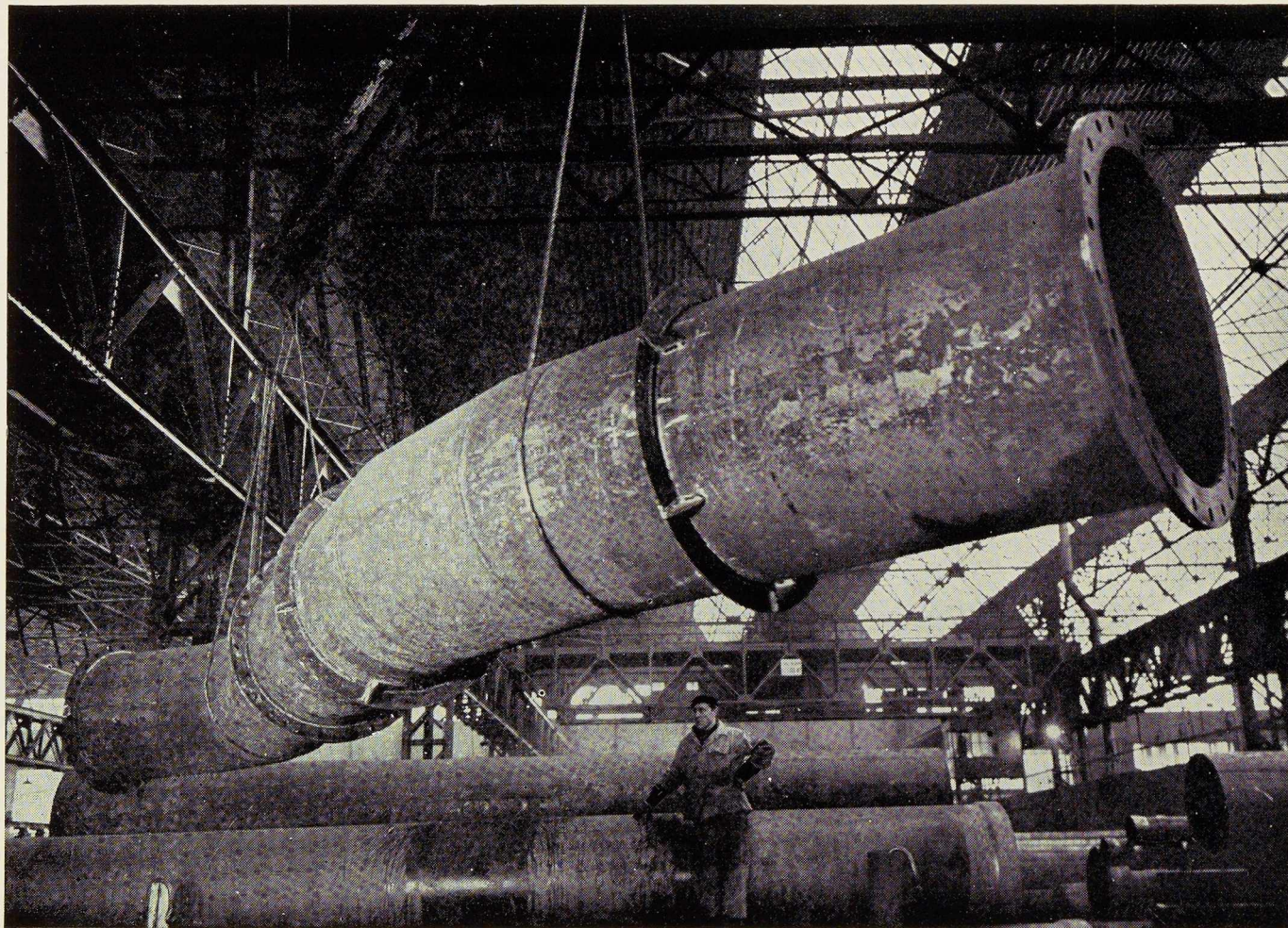
Feuillards - Bandes à tubes - Fil
machine - Tôles fortes - Tôles
moyennes - Tôles fines - Tôles
galvanisées - Tôles ondulées
Largets - Poutres - Traverses
de chemin de fer.



Ougrée-Marihaye

S. A. - OUGRÉE (Belgique)

Organisme de Vente : SIDÉRUR, 1^a, rue du Bastion, Bruxelles (Belgique)



DIVISION SOUDAGE : FABRICATION D'UNE COURBE EN S

Nos usines fabriquent :

TOUS LES TYPES DE TUBES D'ACIER SOUDÉS ET SANS SOUDURE

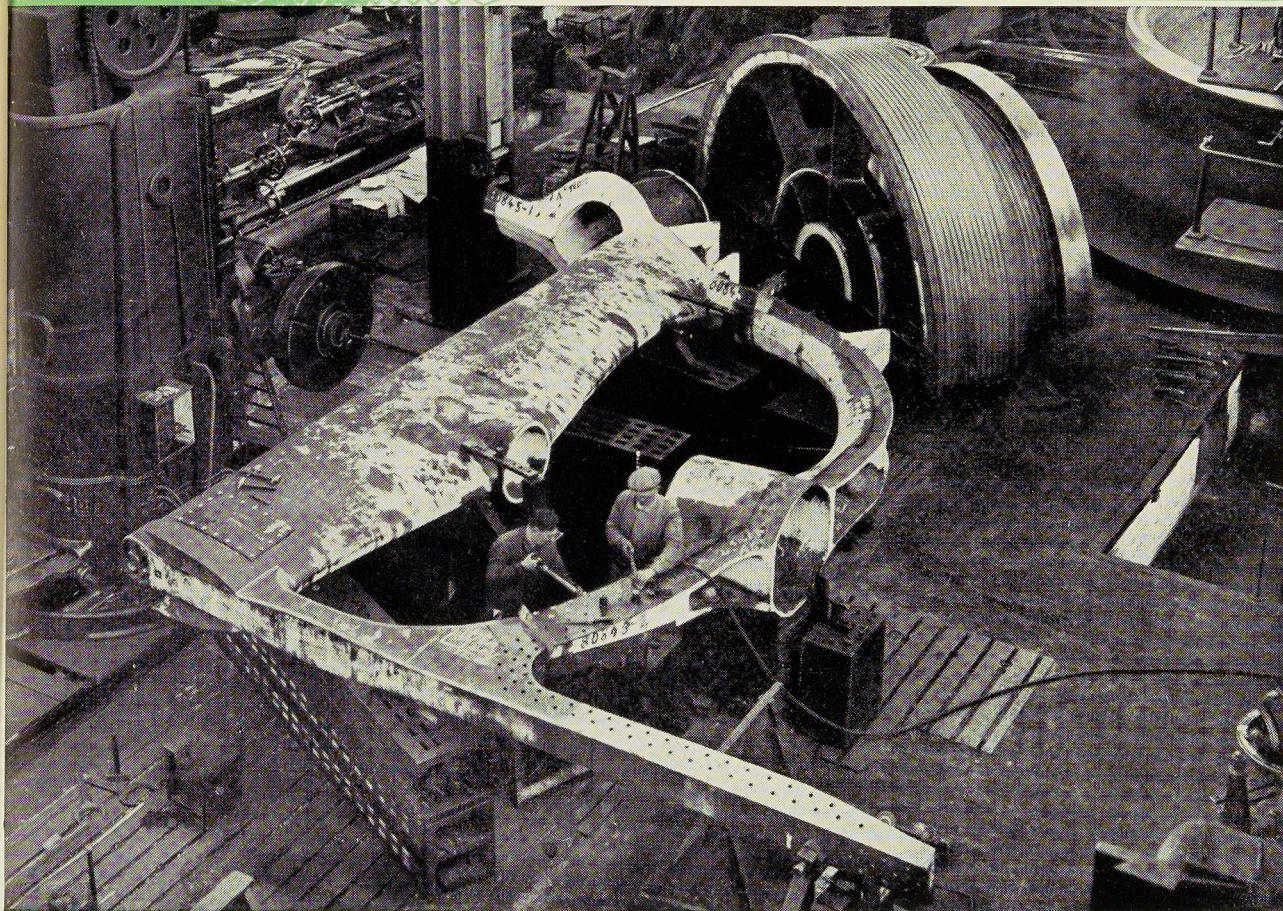
- pour canalisations et tuyauteries d'eau, gaz, vapeur, chauffage central, vapeur saturée, usages mécaniques, etc.,
- pour chaudières, locomotives, industries chimique et sucrière,
- pour industrie pétrolière, haute pression, etc.,
- pour poteaux d'éclairage et force motrice,
- pour potelets de signalisation routière, lumineux ou non,
- pour barrières fixes et mobiles, halls, hangars, pylônes,
- pour bouteilles de tous fluides et de toutes contenances,
- pour cycles, motos, autos, avions, jouets, mobiliers, décorations, sports, échelles Tubesca de tous types.
- divers profils : carré, rectangulaire, ovale, hexagonal, etc.

NOTICES, CATALOGUES ET DEVIS SUR DEMANDE

USINES A TUBES DE LA MEUSE

FLÉMALLE-HAUTE (BELGIQUE)





Usinage sur plancher américain
d'un étambot pour bateau de
10.000 tonnes

Ensemble de 3 pièces, dont
2 en acier coulé et une en
acier forgé.

METALLURGIE · CONSTRUCTIONS
MECANIQUES & METALLIQUES
CONSTRUCTIONS NAVALES



S.A. JOHN COCKERILL

SERAING · BELGIQUE

SOCIÉTÉ ANONYME

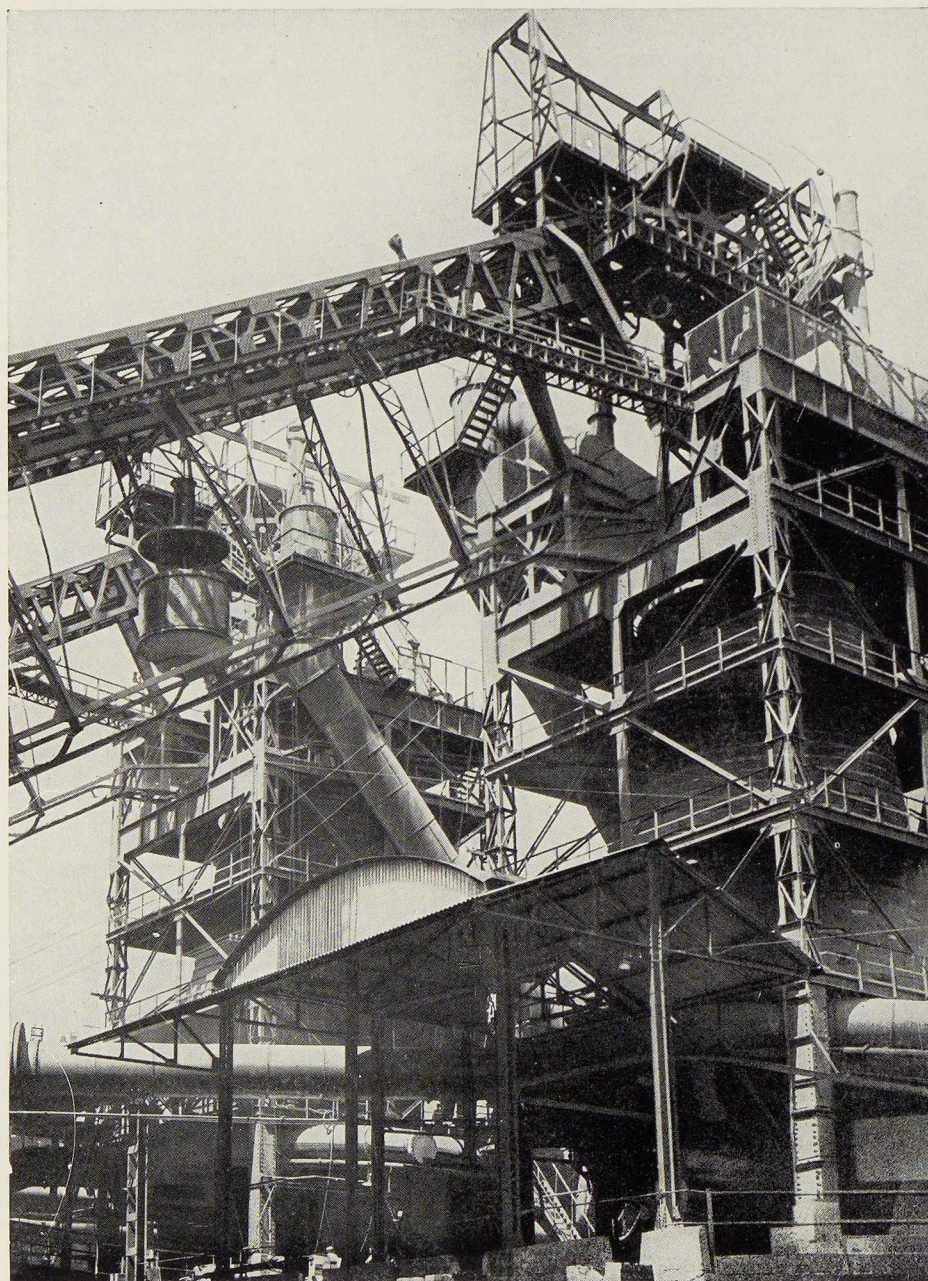
USINES GUSTAVE BOËL

LA LOUVIÈRE (BELGIQUE)

TÉLÉPHONES : 231.21 - 231.22 - 231.23 - 231.24

TÉLÉGRAMMES : BOËL, LA LOUVIÈRE

BOËL



Division LAMINOIRS

LARGES PLATS
TÔLES LISSES, TÔLES STRIÉES,
TÔLES À LARMES
RONDs À BÉTON - FIL MACHINE
RAILS - ÉCLISSES
DEMI-PRODUITS

Division FONDERIE D'ACIER

Moulage d'acier : Toutes pièces d'acier moulé brutes et parachevées pour matériel de chemin de fer et industries diverses. Spécialités de centres de roues et cuves à recuire pour feuillards, fils, tôles fines, etc. Essieux - Bandages - Trains montés - Pièces de forge.

Division BOULONNERIE

Boulons - Crampons - Tirefonds et rivets.

Produits D I V E R S

Cokes industriels et domestiques - Goudron - Sulfate d'ammoniaque - Huiles légères. Laitiers granulés et concassés - Scories Thomas.

Soudez deux fois moins cher
parce que trois fois plus vite!



GRACE A LA

COMETE ROUGE

ÉLECTRODE À TRÈS FORTE PÉNÉTRATION

PLUS DE 100.000 MÈTRES DE JOINTS ONT DÉJÀ FAIT LEURS
PREUVES DANS LES APPLICATIONS LES PLUS DIVERSES.

SOUDOMETAL

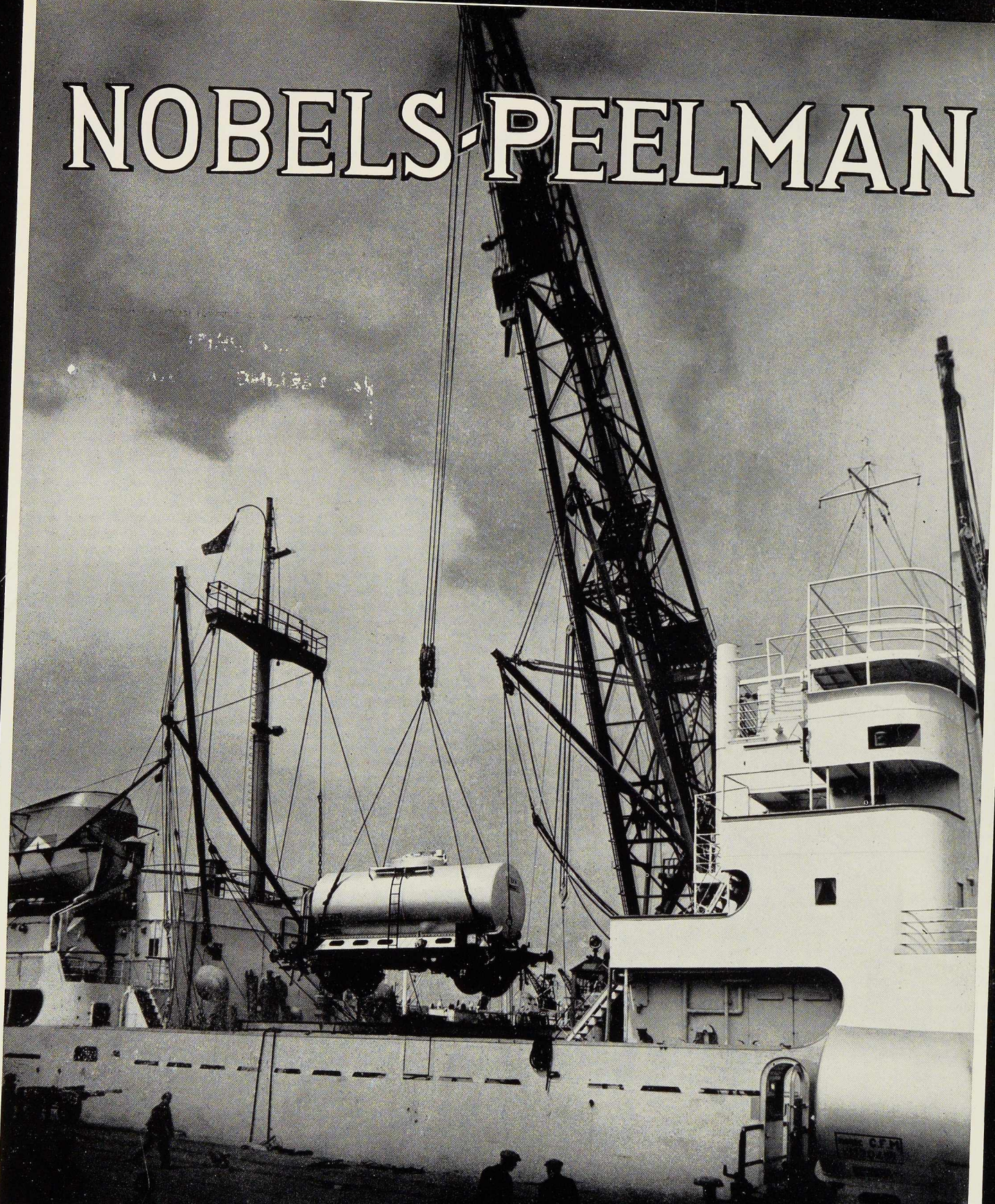
SOCIÉTÉ ANONYME

SOUDAGE SUR CHANTIER
D'ÉLÉMENTS DE PONT DE
NAVIRE.



83, CHAUSSEE DE RUYSBROECK, FOREST-BRUXELLES — TÉL. 43.45.65 - 44.09.02

NOBELS-PEELMAN



ANC. ETABLISSEMENTS MÉTALLURGIQUES (S. A.)

Téléphones : 13 et 235

• **ST-NIKLAAS** •
BELGIQUE

METAALWERKHUIZEN VOORHEEN (N. V.)

Adr. Télég. : Ateliers St-Nicolas-Waes (Belgique)

TANKS • WAGONS • PONTS • CHARPENTES • PYLONES
BRIDGES • STEELWORKS • BRUGGEN • KAP • KETELWERKEN



L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

16^e ANNÉE - N° 9

SEPTEMBRE 1951

UNIVERSITEIT GENT
AFDEELING voor BOUWKUNST
22, Plateaustraat, GENT



Les nouveaux bâtiments de la Ford Motor Company à Anvers

La Ford Motor Company s'est trouvée au début de 1949 dans la nécessité d'étendre ses installations; elle décida à cet effet de libérer l'usine actuelle des bureaux administratifs, des magasins des pièces de rechange et d'un atelier, et de construire deux bâtiments, l'un destiné à abriter les bureaux, le magasin des pièces de rechange et un atelier, l'autre destiné au garage des voitures terminées.

Les deux bâtiments sont situés en face de l'usine actuelle à front de l'avenue dénommée depuis « Avenue Henry Ford ». Le baptême de cette avenue, en même temps que le premier coup de pelle pour les nouvelles constructions, ont fait l'objet d'une cérémonie officielle présidée par le Bourgmestre d'Anvers en date du 7 novembre 1949.

L'inauguration officielle des locaux, consacrant l'achèvement des travaux, a eu lieu le 14 juin 1951.

Les deux bâtiments ont une superficie identique de 4 800 m² chacun.

Le bâtiment principal comprend au rez-de-

chaussée la salle d'exposition, qui constitue également l'entrée principale et hall du grand escalier, le magasin des pièces de rechange, un atelier, la chaufferie et la cage de l'escalier de service; à l'étage les bureaux, d'une superficie de 2 800 m².

Le deuxième bâtiment constitue en ordre principal le garage pour voitures terminées prêtes à être expédiées.

Détails techniques

Les deux bâtiments sont des constructions à ossature métallique prenant appui sur une fondation en béton armé et sur pieux Franki.

L'étude et l'exécution de l'ossature métallique ont été confiées aux Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman S. A. à Saint-Nicolas et l'entreprise générale à la firme Van den Bulck à Merksem.

Les deux bâtiments sont couverts de toitures-terrasses, les pentes pour l'écoulement des eaux pluviales étant obtenues par le gabarit des poutres-fermes.

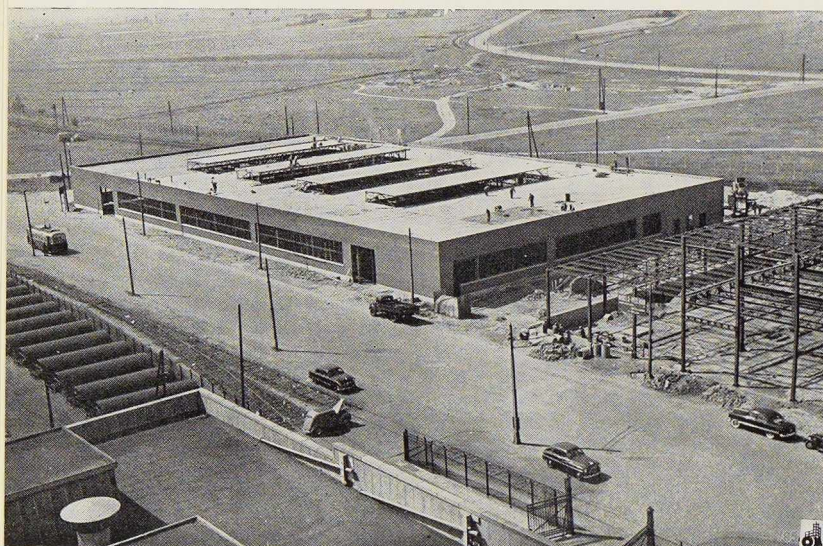


Photo M. J. Rubbens.

En principe, l'écartement des colonnes est de 15,24 m dans les deux sens, sauf sous les murs de façade de l'étage, où cet écartement a été subdivisé en trois parties, par deux colonnes intermédiaires.

Toutes les colonnes sont réalisées en poutrelles Grey.

Les poutres principales de l'étage et de la plateforme sont exécutées soit en Grey 100 DIN pour les grandes portées, soit en treillis soudés pour les portées ordinaires. L'arbalétrier et l'entrait des poutres en treillis sont constitués d'une demi-poutrelle Grey et les montants et diagonales de deux cornières formant carrés.

Les poutres secondaires sont également exécutées en treillis suivant la même conception tandis que les solives sont en poutrelles ordinaires.

Vu la hauteur limitée disponible pour ces poutres, cette solution était tout indiquée pour réduire au minimum la hauteur et l'importance des goussets. Malgré les charges et les grandes portées imposées pour le gîtage, cette solution donne un aspect de légèreté qu'on n'aurait pu réaliser en rivé.

Fig. 3. Vue d'ensemble de l'ossature métallique du bâtiment principal. Les colonnes sont généralement espacées de 15,24 m dans les deux sens.

Fig. 2. Vue d'ensemble du nouveau garage de la Ford Motor Company à Anvers.

Détails architecturaux

L'architecture choisie avec la collaboration des Services techniques de la *Ford Motor Company*, est caractérisée par les grandes surfaces horizontales de briques, alternant avec les surfaces continues de vitrage.

La simplicité de cette architecture est relevée par le motif central du bâtiment principal, formé par les huit grandes vitrines et le portail d'entrée, le tout en bronze poli encadré de pierre bleue, exécuté par la firme Galler.

Quatre de ces vitrines sont coulissantes, pour permettre l'entrée et la sortie des voitures. Les portes d'entrée sont en verre Sécurité sur plinthe en bronze.

La charpente métallique n'est pas apparente de l'extérieur. Les linteaux au-dessus des portes et fenêtres ayant jusque 7,30 m de portée, sont placés en retrait et sont ainsi sollicités excentriquement par les charges leur transmises par les murs.

L'aménagement et la décoration intérieure de la Salle d'exposition et de l'étage des bureaux sont également le fruit d'une collaboration étroite entre

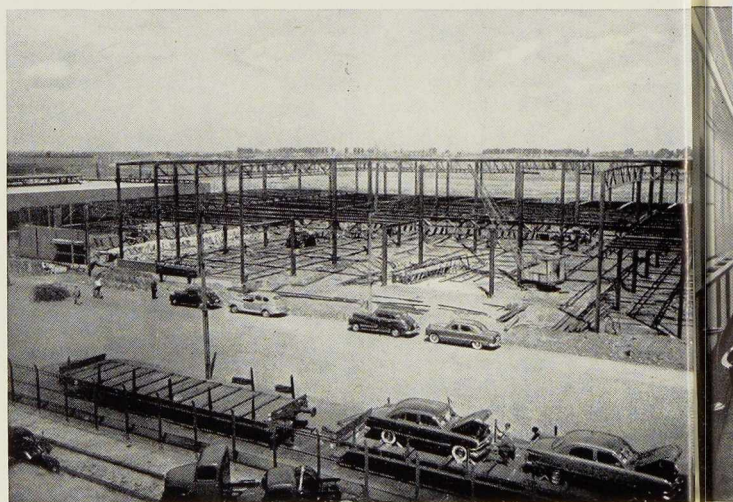


Photo « Oculus » - A. E. Verheyen.



Fig. 4. Vue de l'ossature métallique du bâtiment principal, en cours de montage.

les services de la *Ford Motor Company* et les architectes V. Cols et J. De Roeck, d'Anvers.

Le marbre des pavements, murs et escalier principal, le bronze des vitrines intérieures, bouches de ventilation, rampe d'escalier, encadrement des portes et des panneaux lumineux, confèrent à l'ensemble un caractère luxueux et digne, encore rehaussé par les médaillons figurant dans le bronze le fondateur Henry Ford, son fils décédé prématurément et son petit-fils Henry Ford II, le chef actuel de cette puissante société.

Dans les bureaux à l'étage sont concentrés tous les services administratifs, occupant environ 200 personnes, et les salles de conseil.

La distribution intérieure des locaux est réalisée par 1 500 m² de cloisons amovibles universelles Chamebel et 300 m² de revêtements muraux du même type, qui permettent toutes modifications à la distribution des locaux, ainsi que tous changements dans la composition des parois des cloisons, vitrages, portes, panneaux pleins.

Les panneaux de remplissage pleins utilisés, épaisseur 25 mm, sont des panneaux « Holoplast » — double paroi de 3 mm en bakélite, insonorisés



Photo « Oculus » — A. E. Verheyen.

intérieurement, ayant suivant les locaux une finition décorative, soit émail au four, soit bois naturel appliqué et ciré, les essences choisies étant : le chêne clair, l'acajou et le noyer suivant la destination des locaux. Les portes sont réalisées également en panneaux monolithes « Holoplast ». Leur rigidité a permis d'adopter des dimensions supérieures à la normale, pour les vantaux dont le format est de 1 075 × 2 320 mm pour un poids de 12 kg au m².

L'emploi des profils en alliage d'aluminium avec décor ton or clair par oxydation anodique pour emboîter les champs de portes, pour les chambranles, pour les plinthes, souligne la sobriété de ligne des cloisons.

L'ossature de solidité de ces cloisons est entièrement réalisée en profils spéciaux en tôle d'acier, fini émail au four. Cette ossature comprend une série d'environ 1 250 poteaux tubulaires exécutés en profils spéciaux en acier doux, profilés à froid, fixés au sol par adhérence d'un patin



Photo M. J. Rubbens.

Fig. 5. Vue intérieure de la salle de réunion équipée de cloisons amovibles Chamebel.



Fig. 6. Vue intérieure du bâtiment destiné au garage des voitures terminées.

Photo M. J. Rubbens.

caoutchouc et s'appuyant par un vérin à longueur et pression réglables au plafond par l'intermédiaire d'un profilé spécial.

L'éclairage de jour est assuré par de larges baies en châssis métalliques dont l'exécution a été également confiée à la S. A. Nobels-Peelman.

Il a été placé 106 châssis, couvrant 1 400 m² (parmi lesquels il y a des châssis de 18,700 m de largeur).

Les pavements des bureaux sont tantôt en parquet de chêne, tantôt en carreaux d'asphalte et amiante comprimés. Les plafonds de la salle d'exposition et des bureaux sont revêtus de plaques absorbantes du son.

Le chauffage des bureaux est assuré par des radiateurs alimentés par de l'eau chaude à circulation accélérée; il est complété par un système de ventilation débitant de l'air frais chauffé et humidifié et aspirant l'air vicié. Le renouvellement de l'air se fait à raison de 4 renouvellements à l'heure. La prise d'air frais, ainsi que le traitement de cet air et l'aspiration de l'air vicié de

même que son évacuation, se trouvent réunis dans un local situé au-dessus du toit des bureaux. Le choix de ce système de ventilation permet de supprimer tout ouvrant de fenêtre.

Les locaux industriels sont chauffés au moyen d'aérothermes.

L'éclairage de nuit est donné entièrement par tubes fluorescents montés, suivant le cas, tantôt sur armatures visibles, tantôt sur armatures encastrées dans le plafond ou cachées dans des gorges. Les intensités lumineuses obtenues sont les suivantes :

Salle d'exposition	475 Lux
Bureaux privés	350 »
Bureaux généraux	350 »
Locaux industriels	150 »
Ateliers	200 »

L'ensemble constitue une réalisation moderne du plus haut intérêt et qui reflète bien l'esprit progressif dont la *Ford Motor Company* s'est toujours si justement enorgueillie.



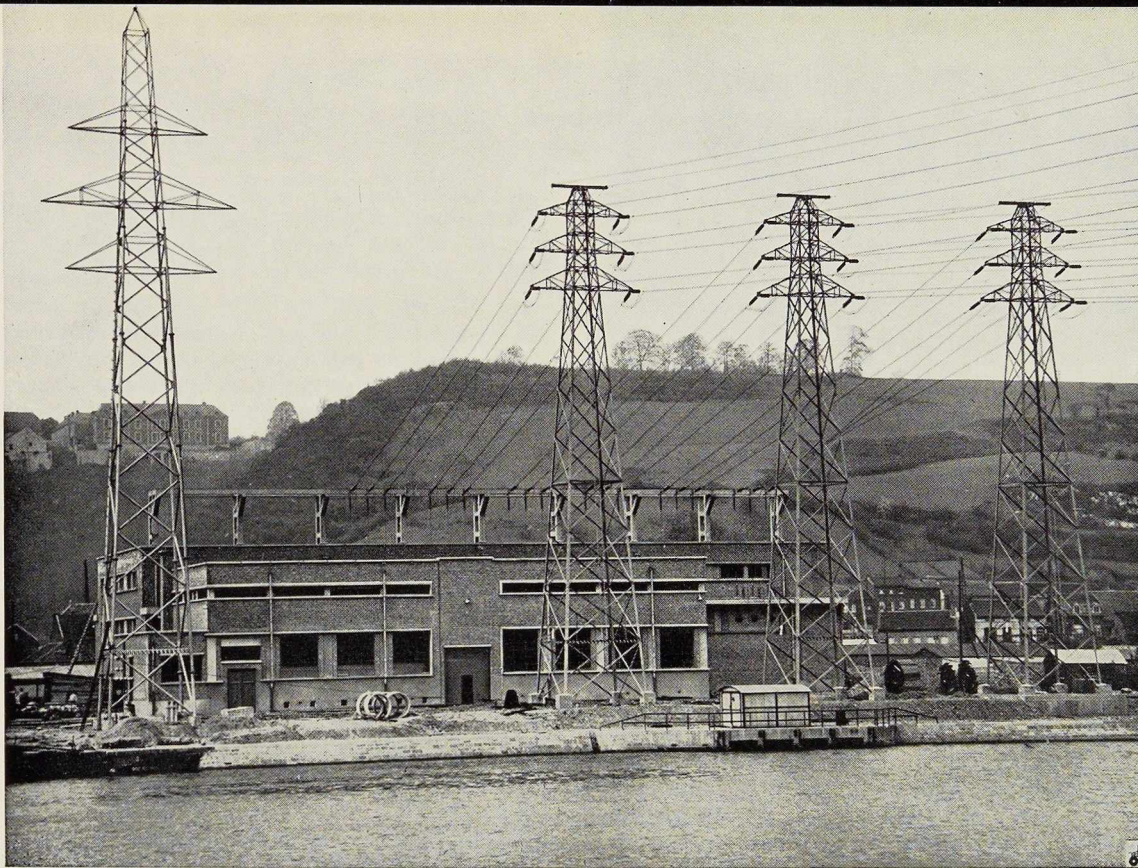


Photo Francis-Niffle.

Fig. 1. Vue de la sous-station des Awirs, équipée à gauche d'un pylône tubulaire fourré n° 1 et à droite de trois pylônes en treillis.

Ed. Henrion,
Ingénieur-Electricien U. I. Lv.

Le montage d'une ligne électrique à haute tension en pylônes métalliques tubulaires et fourrés de béton

En vue de réaliser l'interconnexion de la nouvelle centrale électrique des Awirs sur la Meuse et de la ligne à haute tension qui passe à Rimièrè, on a dû établir une nouvelle ligne à 150 kV sur une longueur de 15 km. Etant donné la tension de service et le terrain accidenté à traverser, on a envisagé l'utilisation du nouveau principe des pylônes en tubes d'acier fourrés de béton, présenté il y a quelques années par la S. A. Motor Columbus de Baden et qui a fait l'objet d'un exposé dans *L'Ossature Métallique* n° 11-1948. Il nous suffira donc d'en rappeler les caractéristiques essentielles et de signa-

ler les particularités de la réalisation entreprise par des firmes belges avant d'envisager la description des travaux en cours au chantier de montage des Awirs.

Le problème des interconnexions entre les réseaux et les sous-stations des centrales électriques, toujours plus puissantes, exige le placement de lignes sur pylônes métalliques de grande hauteur, vu les portées que l'on cherche à atteindre, les fortes sections des câbles et les tensions utilisées de l'ordre de 70 000 V, 150 kV, 220 kV, parfois 380 kV et peut-être bientôt 440 kV.

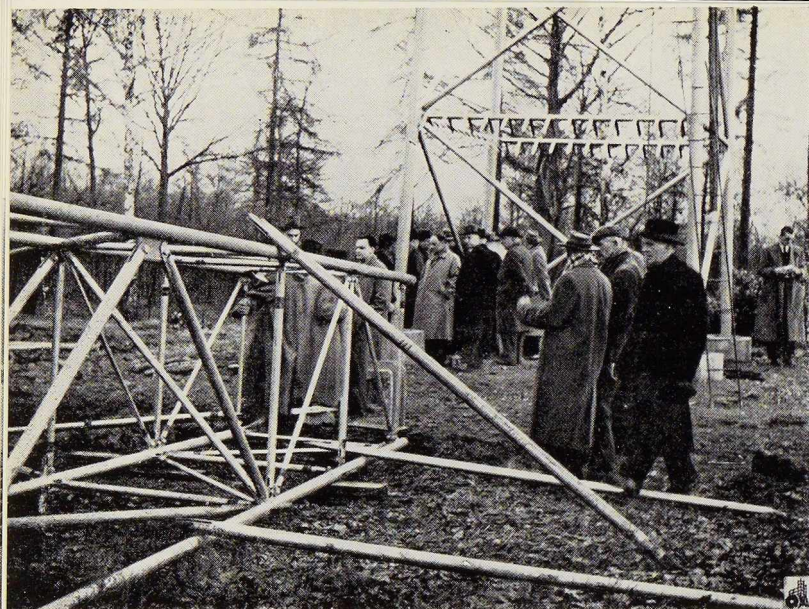


Fig. 2. Chantier d'assemblage du pylône tubulaire n° 4 pour ligne à 150 kV. Détails de la tête du pylône en cours d'assemblage.

Cette évolution conduit nécessairement à repenser le problème du support métallique. Jusqu'à présent, en effet, on a fait usage de charpentes en treillis classiques, constituées de cornières en acier courant à 37-44 kg/mm². Ces profilés sont assemblés parfois encore par rivure, de plus en plus par soudure en atelier puis boulonnés sur chantier pour réunir les tronçons préfabriqués.

Si, pour les petits pylônes des lignes à moyenne tension, on arrive à réaliser en cornières une construction assez économique avec une tension admissible normale dans les profilés malgré les charges relativement fortes à supporter, on constate par contre que dans les ouvrages élancés de grande hauteur, c'est le problème de la résistance au flambage du pylône qui devient prédominant.

Or, il est certain qu'un profil circulaire est particulièrement bien adapté pour résister à cette sollicitation. Comme la tension admissible du métal de base d'un profil classique se réduit de façon sensible et d'autant plus que la ligne est à haute tension, que la hauteur atteinte par le pylône est élevée, que les portées sont grandes, il a semblé rationnel d'examiner la possibilité d'emploi économique d'un tube.

En outre, on se rend compte que les influences indirectes constituées par les distances à respecter entre les conducteurs et la hauteur des isolateurs sont également favorables à l'emploi de tubes, réalisés si possible en acier à haute résistance.

Pour des lignes à plus de 150 kV, des pylônes de 40 à 50 m de haut, des portées de 300 à 400 m, il est évident que l'on a intérêt à envisager la conception d'un système constructif permettant une meilleure utilisation de l'acier et c'est ainsi que l'on a envisagé la mise en

œuvre de tubes de section circulaire pour la construction de pylônes légers destinés à l'équipement des lignes électriques à haute tension.

Toutefois, vu le prix relativement élevé du tube en acier, il faut augmenter dans toute la mesure du possible sa résistance au flambement, ce qui a été facile à obtenir en s'inspirant de la technique du béton armé. Pour obtenir une section pleine, résistant au mieux en compression, il suffit, en effet, de prévoir le remplissage du tube par un béton sec et bien vibré. Ce travail se fait au chantier de montage même pour les tubes principaux des montants de gros diamètres. On obtient une colonne intérieure de béton solidaire du tube en acier, ce qui permet d'adopter pour les montants des nouveaux types de pylônes, mis au point par la Société Motor Colombus, des élancements considérables entre les nœuds.

Pour les diagonales du treillis on peut se contenter en général de tubes vides, mais lors de réalisations très importantes, sous forme de portiques par exemple, on a pu également tirer parti du procédé en utilisant pour ces pièces, des tubes fourrés de béton. Leur nombre peut être ainsi réduit et leur préparation se fait alors entièrement en atelier, bétonnage compris.

Le pylône tubulaire peut être facilement construit en atelier sous forme d'éléments dont le transport est aisé.

Ces pièces sont terminées par des brides et pourvues de goussets soudés en vue d'être assemblés sur place par boulonnage, ce qui facilite leur montage même en des endroits escarpés où la place fait défaut.

Le principe du pylône tubulaire a également permis d'envisager l'application d'une méthode intéressante de protection contre la corrosion, en galvanisant à chaud tous les tubes préfabriqués et les accessoires, tels que les boulons.

La galvanisation au bain intéresse aussi bien l'extérieur que l'intérieur du tube, ce qui fournit une garantie supplémentaire.

Evidemment, dans le cas des pylônes en cornières on peut faire avantageusement appel à la métallisation au pistolet oxyacétylénique qui assure également une protection très efficace, mais son emploi est cependant moins systématique, alors que tous les pylônes tubulaires subissent la protection par galvanisation au bain.

Les montants en tubes vides sont légers à transporter et leur remplissage se fait en cours



de montage en général en deux fois : à mi-hauteur puis au sommet du pylône. Les diagonales, qu'elles soient fourrées ou non, restent toujours maniables, de même que les tubes qui constituent les traverses supérieures destinées à supporter les isolateurs.

Ce procédé permet enfin une certaine réduction de la quantité de métal mis en œuvre, mais au point de vue économique, cette réduction a peu d'effet, étant donné le prix plus élevé des profilés tubulaires par rapport aux autres. Elle reste toutefois appréciable et c'est ce qui a justifié la mise à l'épreuve du nouveau système pour l'établissement d'une première ligne dans la région liégeoise.

Lorsqu'on se rend sur la rive droite de la Meuse, à hauteur du poste de transformation de la centrale des Awirs, on distingue sur l'autre rive une série de quatre pylônes (fig. 1, p. 395).

L'équipement consiste, en trois pylônes classiques à 70 kV construits en fers cornières, alors que pour la nouvelle ligne à 150 kV on voit un quatrième pylône du principe « Motor Colom-

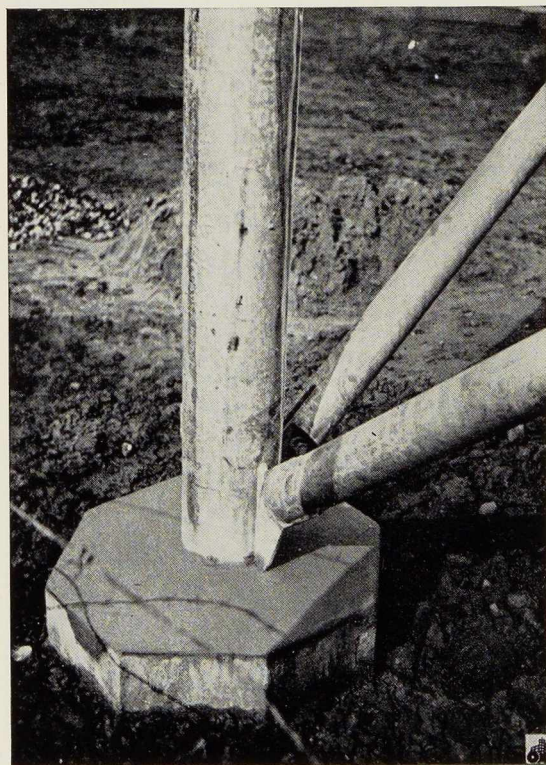


Fig. 3. Détails du nœud d'assemblage des diagonales au pied du montant.

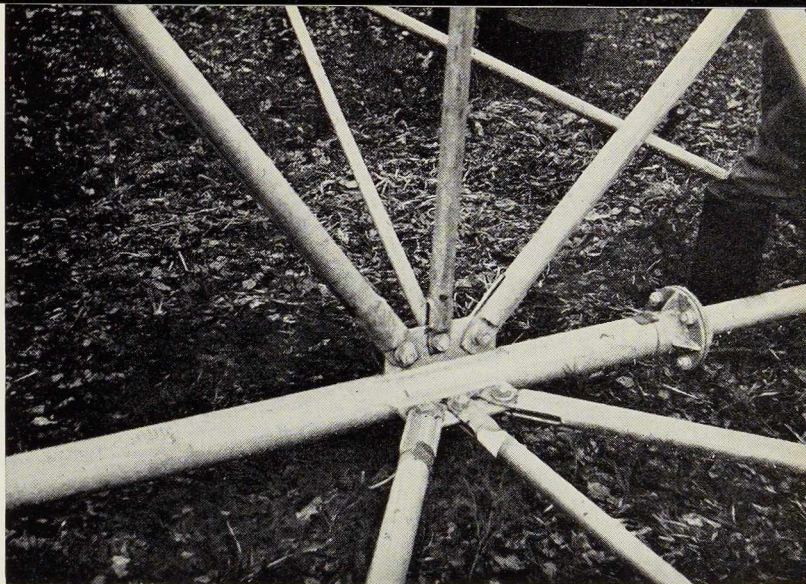


Fig. 4. Nœud d'assemblage des diagonales et bride de jonction des éléments des montants.

bus » nettement plus haut, plus élancé et moins touffu.

Cette vue d'ensemble caractérise une évolution intéressante à souligner et dont nous allons maintenant envisager les détails d'exécution en visitant les chantiers de montage des pylônes suivants numérotés de 2 à 4, le pylône de la figure 1 portant le n° 1.

Lorsqu'on monte au sommet de la colline qui domine la vallée de la Meuse à cet endroit, on se trouve devant un second pylône entièrement terminé et qui permet de se rendre compte des particularités constructives de cette charpente métallique particulièrement élégante.

Les fondations sont simples, les 4 tubes de 200 mm de diamètre, constituant les montants, étant scellés dans des blocs de béton armé. Lorsque la ligne traverse des montagnes, il suffit de remplir de béton des cavités relativement étroites creusées dans le roc. On remarquera aussi la finesse relative des premières diagonales qui amorcent la base du treillis (fig. 3). Ceci est dû non seulement au principe de la bonne résistance au flambage des tubes, mais aussi au fait que l'acier de base utilisé pour la fabrication des tubes considérés est d'une nuance bien appropriée à l'obtention de caractéristiques mécaniques intéressantes de l'ordre de 45-55 kg/mm² et d'une haute soudabilité, toute la conception de l'ouvrage étant basée sur l'emploi de la soudeuse pour constituer les nœuds d'assemblage.

A la partie centrale du pylône, on relève l'organisation constructive du treillis et on y distingue un premier joint de montage des montants. Celui-ci a été conçu par les réalisateurs belges sous forme d'une bride soudée avec rai-

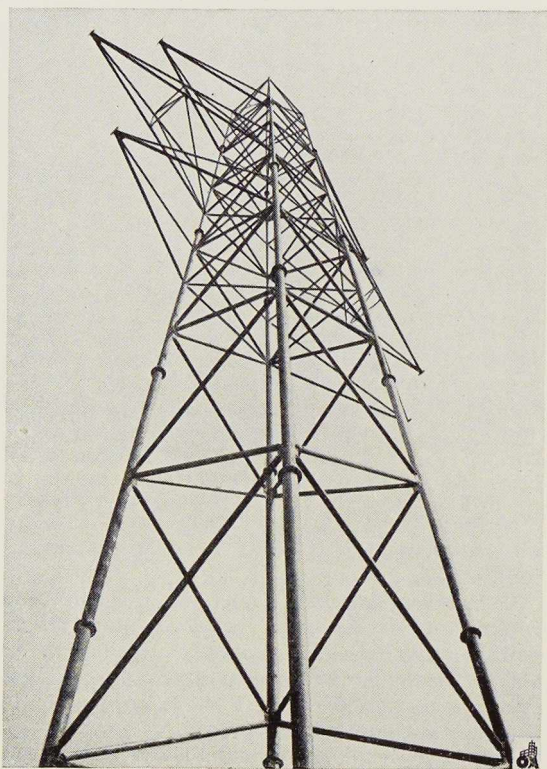


Fig. 5. Tête du pylône.

disseurs, qui permet un boulonnage précis des éléments successifs et qui se distingue du manchon à emboîtement utilisé dans certaines réalisations étrangères.

Quant à la tête du pylône, elle donne l'impression d'une certaine complexité, mais elle est construite pour supporter 2 lignes triphasées à l'aide de 3 traverses, et l'on sait que la distance entre les isolateurs est appréciable pour la tension de 150 kV (fig. 5).

Cette vue permet de bien apprécier la légèreté de ligne que l'on atteint par l'emploi du tube pour une ossature de pareille hauteur.

Précisons que les montants sont fourrés de béton, alors que les calculs ont montré qu'il n'était pas nécessaire de renforcer les diagonales. Celles-ci sont donc constituées d'un tube vide, galvanisé, et il est intéressant d'examiner en détail le nœud d'assemblage de la première diagonale au pied du pylône (fig. 3).

Le principe d'attache qu'on y remarque est d'usage général et il consiste à souder un gousset sur le fût du montant.

Le tube de la diagonale est fendu et muni de chaque côté de la fente de deux tôles formant un gousset double susceptible de s'emboîter sur celui qui équipe le montant et il est facile de réaliser la liaison entre ces trois tôles, percées d'un trou, par un boulon d'assemblage.

Ce système permet de sérieuses économies de frais de montage, ce qui est essentiel pour ne pas atteindre un prix total trop élevé. Ce fait se confirme si l'on examine en détail les phases successives des travaux de montage en cours sur le pylône n° 3, puis des travaux d'assemblage au sol des éléments du pylône n° 4. Ces divers stades d'avancement des chantiers successifs permettent de se rendre compte des phases de la construction qui se reproduiront pour les 19 pylônes à ériger sur les quelque 6 km de ligne à équiper.

Les pylônes sont distants de 300 à 400 m et comme ils ont plus de 40 m de haut, on procède à leur montage en trois stades. Tout d'abord, placement des bases des montants sur les fondations; puis montage de la partie centrale préparée sur le chantier même, car on dispose dans le cas particulier considéré, d'une place suffisante; ensuite, bétonnage des montants sur la moitié de leur hauteur environ et placement à l'aide d'une chèvre de l'ensemble de la partie supérieure équipée de ses traverses; enfin, remplissage final des montants à l'aide de béton vibré, l'appareil de vibration étant monté sur le tube même du montant et fonctionnant pendant toute la durée du remplissage en communiquant ses vibrations au pylône même.

On constate que la part importante des travaux de chantier consiste dans la phase préalable qui comporte l'« assemblage » des éléments venus des Usines à Tubes de la Meuse pour former des tronçons importants destinés à être montés en une fois.

Ces travaux en cours sur le pylône n° 4 méritent une attention particulière (fig. 2).

On distingue, à l'arrière-plan, les éléments de base du pylône déjà placés sur les fondations en béton, tandis qu'au centre on procède à l'assemblage des éléments de la tête du pylône. Dans une autre partie du chantier, les monteurs préparent les faces intermédiaires et on peut remarquer combien la simplicité constructive est avantageuse grâce aux propriétés intrinsèques de l'élément constitutif : le tube en acier de qualité de résistance moyenne pourvu d'attaches soudées faciles à boulonner.

On distingue aussi à l'avant-plan les traverses destinées à équiper la tête du pylône et à y supporter les isolateurs. Quant aux nœuds d'assemblage ils sont toujours basés sur le principe du



gousset qui s'introduit entre les deux tôles soudées de part et d'autre de la fente aménagée dans les extrémités des diagonales. Ce dispositif, qui a fait ses preuves depuis bientôt 5 années, a fait l'objet de certains échanges de vues, le principe du boulonnage étant parfois discuté. On peut noter, à titre indicatif, que pour certaines réalisations de grande envergure, notamment sous forme de portiques, on envisage une construction entièrement soudée, mais ces projets posent des problèmes de montage, surtout en montagne, qui sont à l'étude.

En tous cas, l'exécution par soudure des goussets, des nœuds et des brides de jonction des montants a donné entière satisfaction et on peut

remarquer que le fini de ces assemblages soudés est impeccable (fig. 4) tant pour ce qui concerne les goussets des diagonales que les brides des montants.

Cette réalisation conjointe d'un nouveau principe de pylône tubulaire conçu par la S. A. Motor Columbus et d'une exécution soudée par la division des travaux sur tubes de la S. A. des Usines à Tubes de la Meuse, constitue un exemple de ce que la construction métallique en acier peut tirer d'une mise en œuvre rationnelle des caractéristiques spécifiques des divers procédés d'assemblages parmi lesquels le soudage autogène prend une place de plus en plus marquante.

Ed. H.

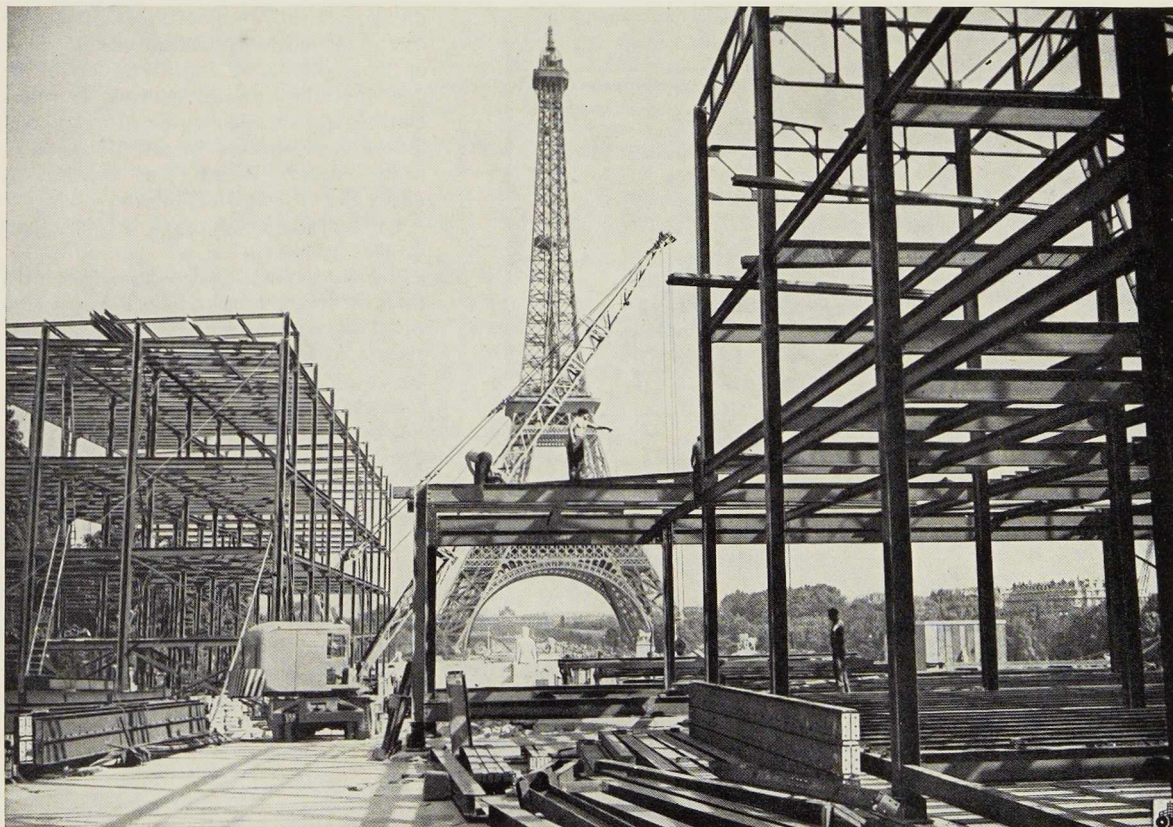


Photo Agence Intercontinentale.

Nouveaux pavillons de l'O. N. U. actuellement en construction à Paris.
Ces pavillons, à ossature en acier, sont entièrement démontables.



Immeuble à ossature métallique, rue Duret, à Paris

La Caisse Centrale de Réassurance fait actuellement construire à Paris, rue Duret, aux n^{os} 14 à 20, un important immeuble d'habitations collectives, pour lequel ont été utilisées une ossature et une charpente métalliques, d'un poids total de 900 t.

Moins de six mois ont suffi pour fabriquer les divers éléments de cette ossature en atelier, les transporter sur le chantier, les dresser et les assembler.

Cet immeuble couvre une surface bâtie de 1.700 m². Il est destiné à abriter 75 appartements de quatre et cinq pièces, ainsi que quelques petits appartements de deux et trois pièces. Il comprend en outre des installations accessoires (montecharges de service, vide-ordures, laveries avec séchoirs, installations autonomes de chauffage et de ventilation pour chacun des bâtiments, etc.).

La surface développée de planchers atteint 13.982 m².

Les dispositions particulières du lieu et la recherche d'un ensoleillement maximum ont conduit les architectes MM. Lebeigle et Balladur, à concevoir un immeuble d'un seul tenant, composé de quatre corps de bâtiments de six, sept et huit étages, groupés autour d'une cour centrale et séparés par des murs mitoyens qui jouent en même temps le rôle de murs coupe-feu.

Enfin, deux étages au sous-sol, destinés en majeure partie à servir de garages (100 boxes), sont construits en béton armé sur un sol excellent. Ils occupent la superficie totale du terrain (immeuble bâti et cour, soit 3.400 m²).

*
**

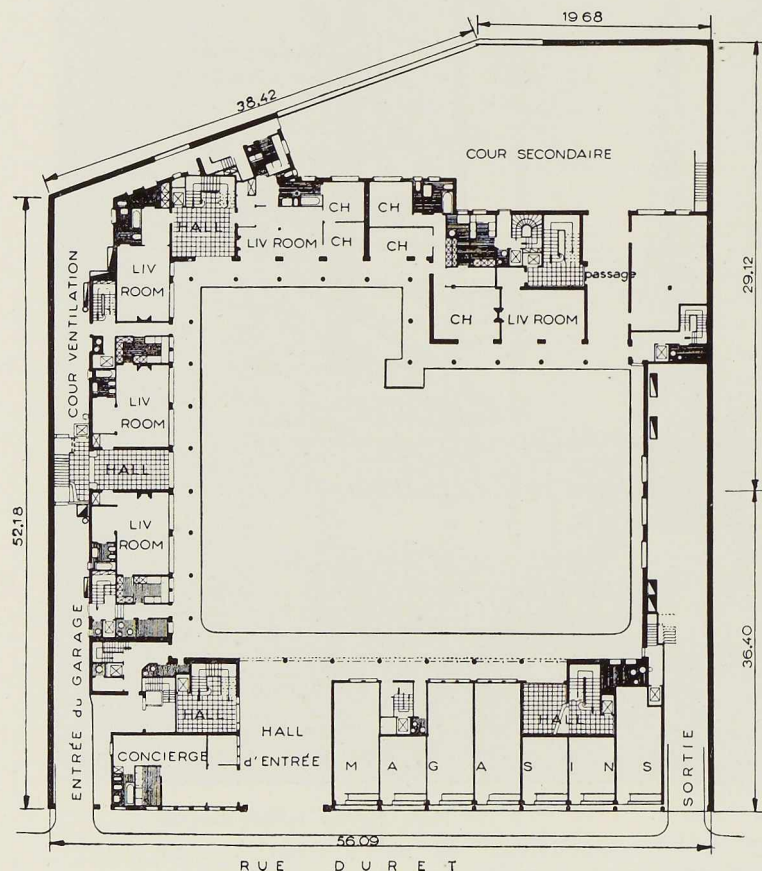


Fig. 2. Plan du rez-de-chaussée. Le bâtiment donnant sur la rue Duret comporte sept étages, celui sur la cour en compte huit.



L'ossature métallique, porteuse des murs et planchers, est de conception classique.

Elle est composée de poteaux, filets et poutres en profilés DIN et DIE, ainsi que de solives en poutrelles IAP (1).

C'est une des premières réalisations importantes dans lesquelles on a utilisé des profilés IAP qui ont été étudiés pour réduire le rapport entre le poids du profilé et le moment d'inertie disponible.

La forme de ces profilés présente les caractéristiques suivantes :

- Leurs ailes sont larges et plus épaisses que celle de l'âme,
- Elles sont parallèles, ce qui permet les assemblages par rivetage sans l'intermédiaire de cales,
- Les angles sont vifs rendant encore plus facile l'assemblage des profilés entre eux.

Il en résulte que de tels profilés donnent aux constructeurs la possibilité de réaliser économiquement des ossatures destinées à résister à de lourdes charges.

Dans l'immeuble de la rue Duret, ces profilés ont été utilisés en solives continues de 13 m, ce qui a permis d'ajouter aux avantages ci-dessus, celui de réduire les flèches.

La charpente couverte de tuiles est classique et ne donne lieu à aucune remarque particulière.

Par contre, en ce qui concerne l'entrée de l'immeuble, des dispositions spéciales ont dû être prises pour permettre, éventuellement, l'accès de la grande échelle des pompiers dans la cour, en effectuant directement un virage dans la rue Duret. C'est ainsi que les dimensions de l'entrée ont été portées à 6 m de largeur et 3,25 m de hauteur, et qu'on a utilisé en façade une poutre à âme pleine formant linteau, de 8 m de longueur sur 0,82 m de hauteur.

Cette poutre supporte, en son centre, un poteau de 90 t.

Enfin, signalons que les escaliers, non encore installés, seront entièrement métalliques.

Le remplissage de l'ossature est effectué en pierre tendre prétaillée, de 0,40 m d'épaisseur jusqu'au cinquième étage et de 0,35 m du cinquième au huitième.

Les planchers sont composés de hourdis en béton recouverts d'une dalle de béton de pouzzolane.

Une attention spéciale a été apportée à l'isolation phonique de l'immeuble. A cet effet, on a eu recours à un « plancher flottant » ; la dalle de béton

(1) Voir, sur les Profils à ailes parallèles, l'article de M. J. COURTHEOUX, paru dans *L'Ossature Métallique*, n° 3, 1951.

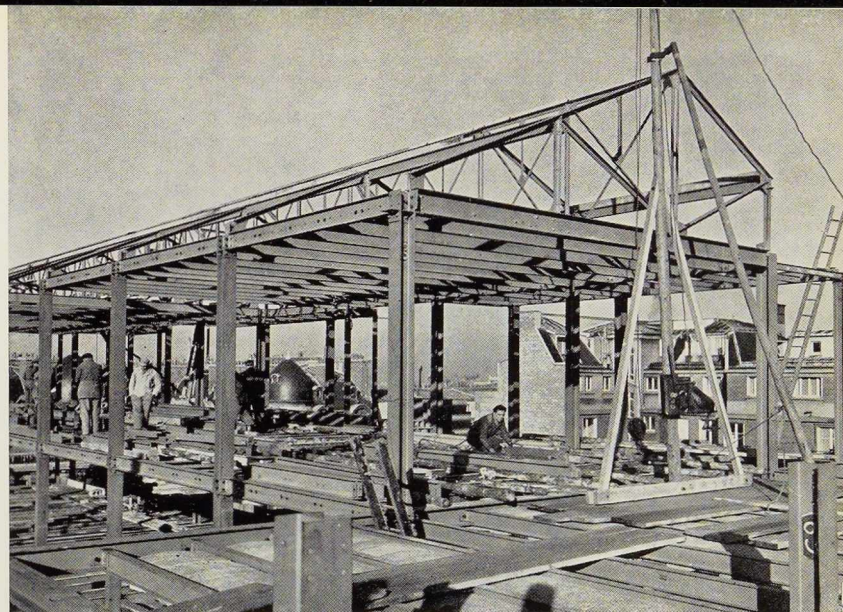


Fig. 3. Montage de la charpente métallique des combles, qui recevra ensuite une couverture de tuiles.

de pouzzolane est recouverte d'un matelas de fibre d'amiante de 5 cm d'épaisseur, sur lequel sont simplement posées les lambourdes du parquet. On obtient ainsi un plancher souple, doux à la marche et très insonore.

L'enrobage des poteaux est assuré en évitant comme il se doit tout contact entre le métal et le plâtre. Ce résultat est obtenu en disposant successivement autour de chaque profilé, un bourrage de fragments de briques; un grillage; un enduit de ciment de 1,5 cm; un enduit de plâtre.

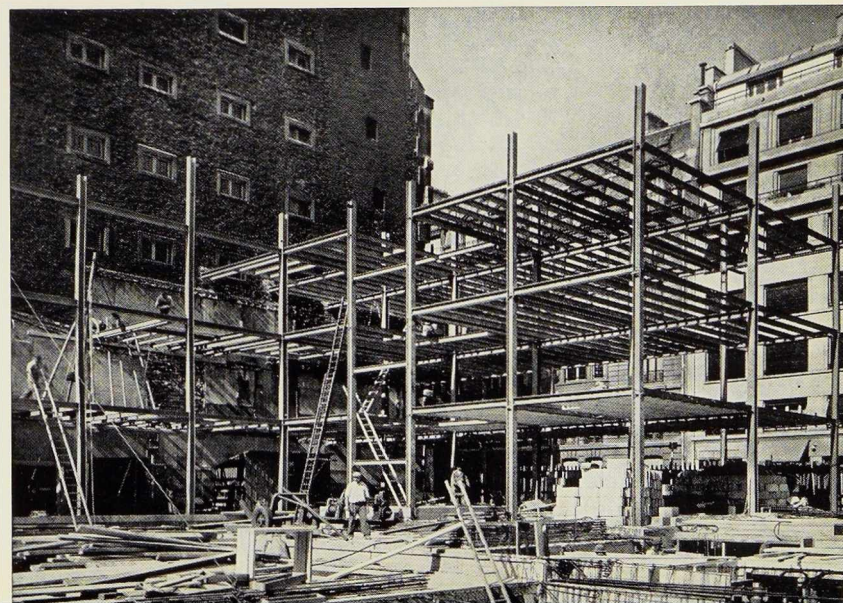
L'exécution de l'ossature métallique fut confiée aux Etablissements Camille Besson.

*
**

Grâce à certaines dispositions particulières de

Fig. 4. L'ossature métallique du bâtiment en cours de montage.

Cliché OTUA — Photo M. Lacheroy.



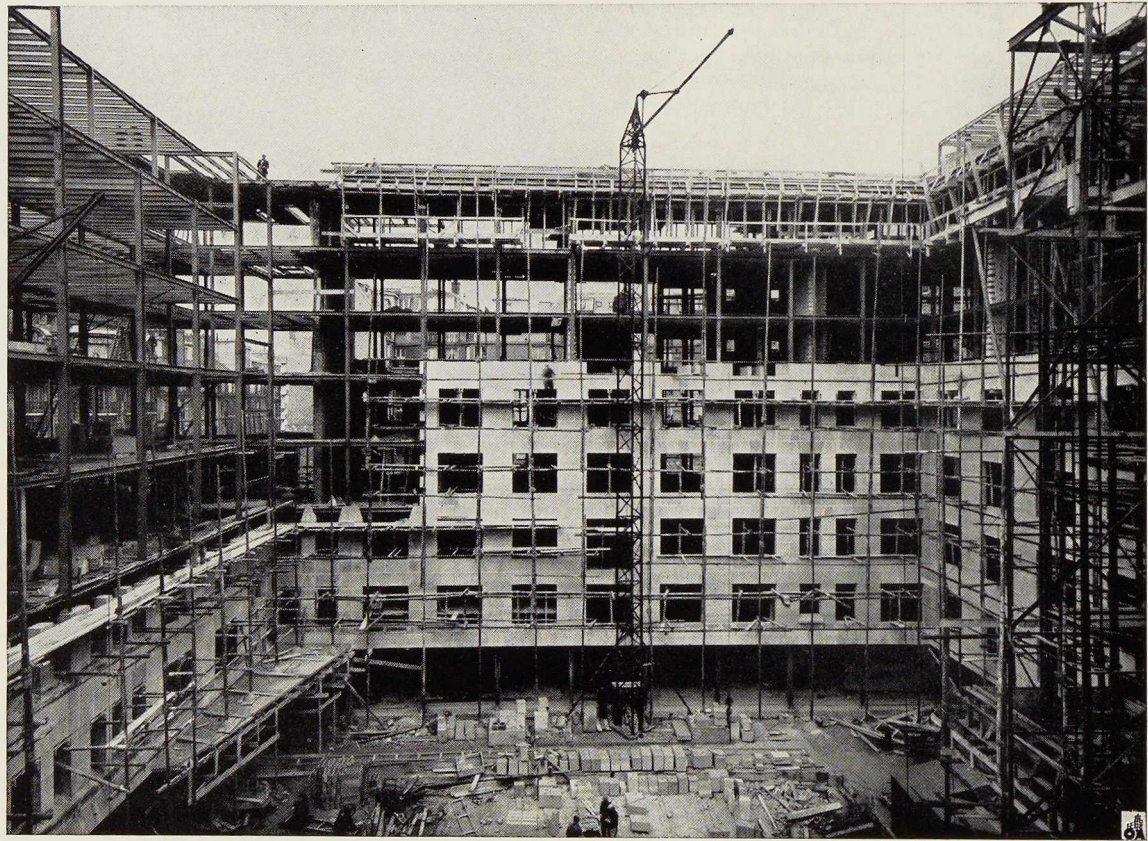


Fig. 5. Vue du bâtiment, permettant d'apprécier l'importance de la cour centrale.

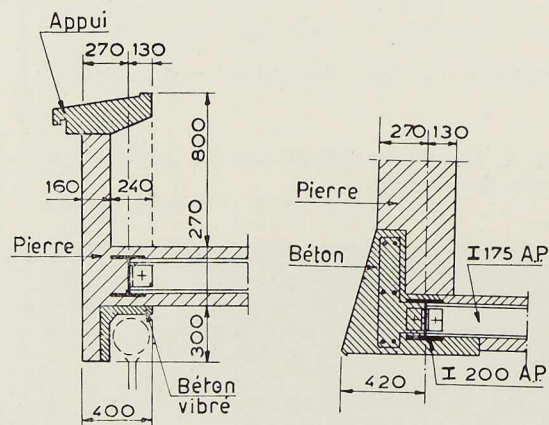


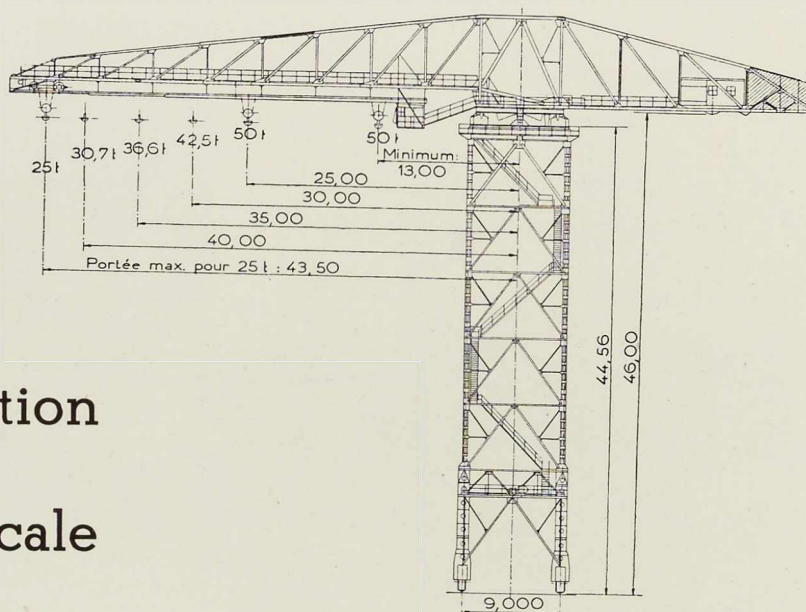
Fig. 6. A gauche, coupe montrant d'une part le logement réservé dans les allèges pour les « convecteurs » et d'autre part les coffres des volets roulants. A droite, détail d'accrochage du bandeau de façade.

façonnage et de montage, le constructeur a pu résoudre, dans d'excellentes conditions, certains problèmes qui se sont posés, par suite notamment de difficultés de manipulation des profilés lourds et de l'impossibilité d'utiliser sur le chantier des grues de grande portée (débitage de fers à l'aide d'une scie à dents rapportées pour obtenir des coupes franches, exemptes de retouches, perçage des profilés lourds en déplaçant non pas les profilés comme d'habitude, mais la perceuse elle-même, utilisation sur le chantier de treuils portatifs actionnés par un compresseur central à huile lourde, etc.).

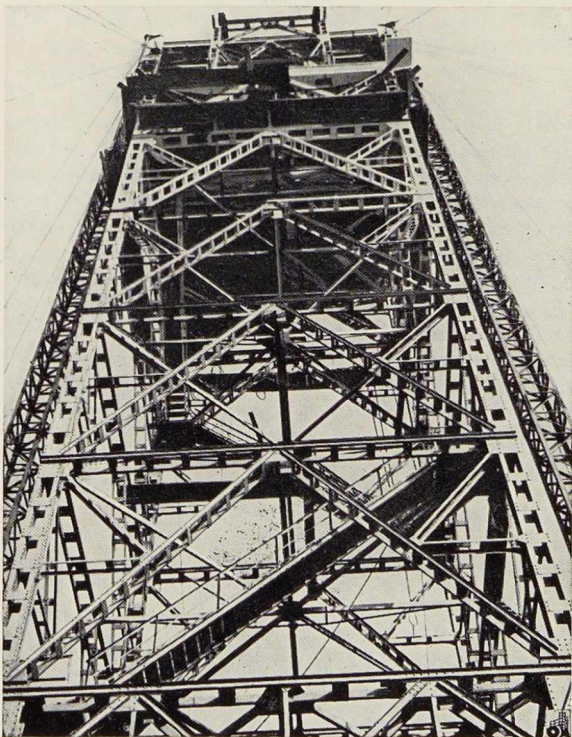
Ainsi s'est confirmé une fois de plus l'avantage traditionnel des constructions métalliques, puisque six mois ont suffi pour mettre en œuvre une ossature et une charpente de 900 t et pour rendre possible désormais la poursuite des autres travaux de remplissage et de finition sur toute la surface des planchers, sans gêne ni entrave à tous les échelons et à l'abri des intempéries.



Fig. 1. Disposition d'ensemble de la grue « Titan Anversois » fournie à St-Nazaire.



La préfabrication et les grues de cale



Peu de termes sont aussi évocateurs que celui de « préfabrication ». Ce mot a surtout été utilisé pendant et après la guerre.

Les méthodes de travail et de production se sont inspirées de ce mot qui avait reçu une consécration éclatante par le succès obtenu aux Etats-Unis pendant la guerre, lors de la construction massive d'une flotte de transport.

Les chantiers navals européens se sont inspirés de cette méthode dite de préfabrication dont le succès avait été consacré par les résultats obtenus pendant la guerre; pour appliquer cette méthode, ils y ont approprié leurs moyens de fabrication et leurs outillages.

Parmi l'outillage essentiel des chantiers navals, se classent les grues de cale. Anciennement, la coque d'un navire était construite sur la coulisse de lancement en assemblant tôle par tôle.

La préfabrication a mis les chantiers navals dans l'obligation de modifier les caractéristiques de ces grues, afin de rendre possible la mise en place d'éléments importants de poids et de dimensions considérables, préfabriqués dans un atelier ou un emplacement situé à côté de la coulisse de lancement.

Fig. 2. Partie supérieure d'une grue de cale installée à St-Nazaire (France).

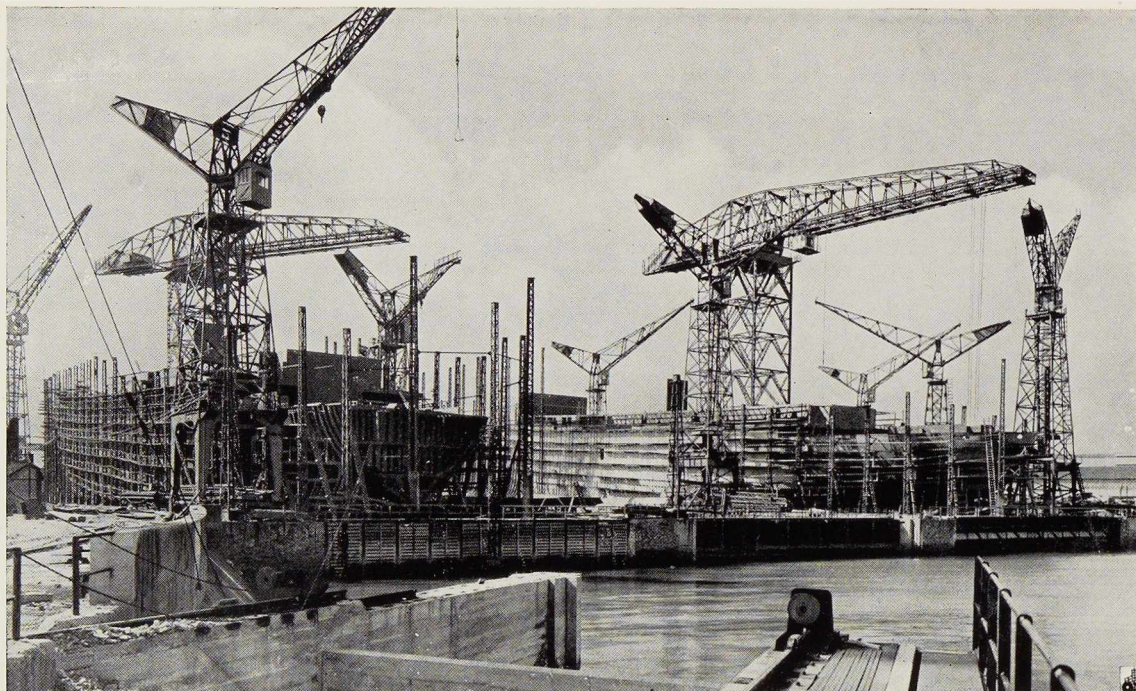


Photo Draeger.

Fig. 3. Grues de cale, construites par la S. A. Le Titan Anversois pour les Chantiers navals « Penhoët » à St-Nazaire. A l'arrière-plan, les paquebots « Foch » et « Général Leclerc » en construction sur les cales 2 et 5.

Le Titan Anversois, S. A. à Hoboken-lez-Anvers, a eu l'occasion de construire et de livrer quelques grues de cale de grande force et de grande portée, entre autres deux grues livrées et montées aux Chantiers et Ateliers de Saint-Nazaire « Penhoët », ayant les caractéristiques suivantes :

Force : 25 tonnes - 43,500 m de portée;

Force : 50 tonnes - 25,000 m de portée;

Hauteur sous crochet à partir du niveau du rail de roulement de la grue : 44 mètres;

Poids total en ordre de marche : 450 tonnes environ.

Les travaux de montage sur place ont été effectués par la Société C. A. M. O. M., de Paris.

Ces grues roulent par l'intermédiaire de seize

galets réunis en boggies à deux galets. Chaque groupe de deux boggies sert d'appui aux quatre pieds de la grue. Tous les mouvements sont électriques. L'alimentation de la grue en énergie se fait par un caniveau de prise de courant. La portée de la grue est variable de 43,500 m à 13,000 m. A la portée maximum, elle est capable de lever une charge de 25 tonnes, et à la portée de 25 mètres, sa force est de 50 tonnes.

Un dispositif de sécurité permet de lever entre les portées précitées des charges à des portées telles que le moment renversant ne dépasse pas le moment renversant maximum admis.

Les figures 2 et 3 montrent les grues de cale. Le dessin de la vignette donne la disposition d'ensemble de la grue.

Articles à paraître prochainement :

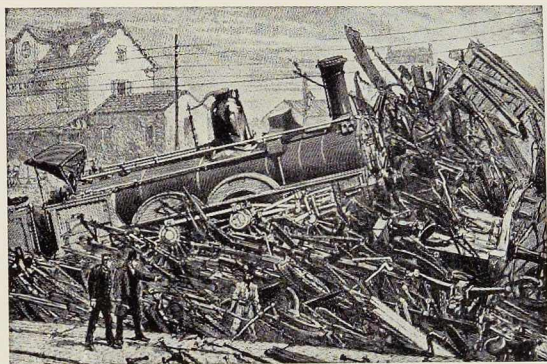
Les nouveaux laminoirs de la S. A. d'Espérance-Longdoz.

Ducs d'Albe en palplanches métalliques.

Les constructions métalliques du Festival de Grande-Bretagne.

La charpente en acier de l'Opéra d'Etat à Vienne.





Résistance des voitures métalliques en cas d'accident

Un déraillement survenu à Brunoy, l'an dernier, sur la ligne de Paris à Melun, a mis en évidence une fois de plus la résistance des voitures métalliques (1).

Cet accident a eu lieu dans les conditions suivantes :

Le 20 mai 1950, un train spécial de pèlerins belges n° 14042 circulant sur voie 2 en direction de Paris devait être dévié sur voie 2bis à la traversée de la gare de Brunoy, en empruntant la jonction 2 (1bis-2bis) franchissable à la vitesse de 30 km/h (fig. 2).

Par suite d'une manœuvre incorrecte des signaux ayant entraîné un freinage tardif, le convoi aborda à près de 100 km/h l'aiguille en pointe de la jonction sur voie 2.

La locomotive, le fourgon de tête et les neuf voitures suivantes déraillèrent. Après immobilisation, le train se présentait sur le terrain comme l'indique la figure 2, la tête du train, locomotive couchée, étant disposée comme visible sur la figure 3.

Eu égard à la vitesse élevée du convoi au moment de l'accident et à l'importance de la masse remorquée (12 voitures et 3 fourgons, environ 700 tonnes), l'énergie cinétique à absorber était

particulièrement élevée. En fait, le matériel n'a subi dans l'ensemble que des avaries très limitées; 12 voyageurs seulement (sur 670) ont été contusionnés et ils ont pu néanmoins continuer leur voyage le jour même.

L'examen de la figure 2 montre que le train déraillé a conservé assez sensiblement sa formation, sauf le fourgon de tête.

Sur les 12 voitures métalliques du train (2), 6 présentaient des enfoncements localisés des bouts de caisse; une seulement accusait un léger flambement des brancards dans le plan horizontal.

D'autres avaries ont été constatées sur des accessoires divers : organes de choc et traction, soufflets, conduites de chauffage ou de frein. Enfin, 4 bogies étaient avariés.

Une seule glace a été cassée, en dehors des glaces des portes d'intercirculation.

Les figures 4 et 5 représentent les avaries les plus sérieuses des bouts de caisse.

(1) Extrait de la *Revue Générale des Chemins de Fer*, janvier 1951, qui nous a aimablement prêté les clichés d'illustration.

(2) Voir au sujet de la résistance des voitures métalliques : *L'Ossature Métallique*, n° 10-1934, p. 523; n° 6-1936, p. 314; n° 9-1936, p. 418; n° 2-1937, p. 92; n° 1-1947, p. 24.

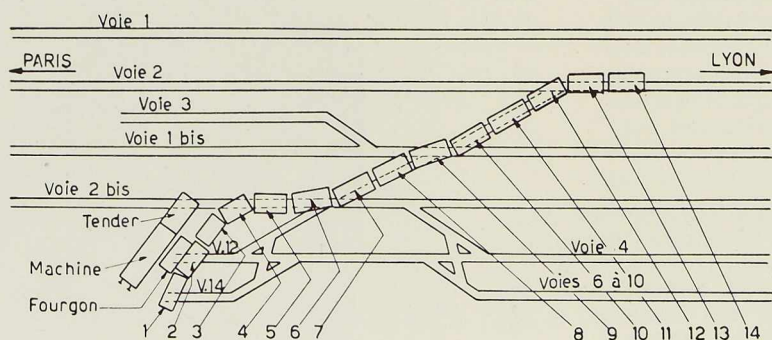


Fig. 2. Schéma de la situation après le déraillement survenu à Brunoy (France), sur la ligne de Paris à Melun.

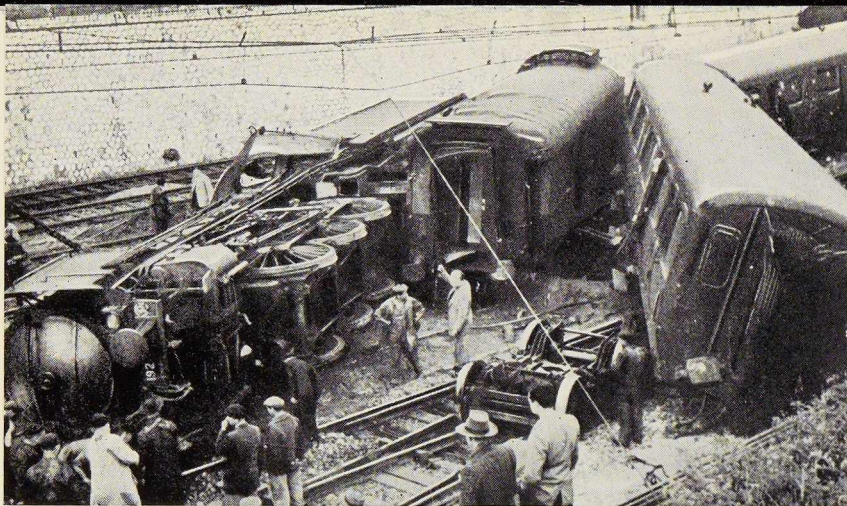


Fig. 3. Accident survenu à Brunoy. Locomotive et voitures de tête après le déraillement.

Toutes ces voitures sont à intercirculation avec soufflets et passerelles, les voitures de 2^e classe étant du type à couloir latéral et à portes placées aux extrémités, celles de 3^e classe, à couloir central et à portières disposées le long de la voiture.

On trouve réalisés dans cette construction les dispositifs considérés comme nécessaires pour tirer le meilleur parti de la résistance du métal en cas de collision : liaisons par soudure des éléments résistants de la charpente entre eux; constitution semi-tubulaire de la charpente, avec limitation des distances de flambement (les cloisons de compartiment formées de caissons creux y pourvoient); masques de choc aux deux bouts solidement appuyés au châssis et à la charpente de la toiture.

La construction est faite en acier doux; les tôles des faces ont une épaisseur de 4 mm, celles de la toiture de 2 mm, le châssis très puissant a ses membrures principales en emboutis de 6 mm d'épaisseur et à chaque extrémité un caisson de choc en acier moulé.

La tenue des voitures sous des compressions axiales a été très bonne.

On constate en particulier sur la figure 5 que

la paroi de bout a parfaitement joué son rôle de masque de choc et que sa déformation a bien préservé le reste de la charpente.

Sous une telle sollicitation, une caisse de voiture des anciennes constructions en bois tôle aurait certainement cédé sur la longueur de plusieurs compartiments par suite de l'écartement des liaisons de la charpente en bois du bout et des faces, et les projections vers l'intérieur des compartiments des pièces de bois éclatées et des éclafs de vitre auraient provoqué de graves blessures aux voyageurs.

Il en aurait été de même dans le cas de poinçonnage de la face représentée par la figure 4, alors que, sur la voiture métallique, ce poinçonnage est resté parfaitement localisé et pratiquement inoffensif pour les voyageurs.

C'est sans aucun doute grâce à l'emploi de voitures de construction métallique soudée que l'intégrité des charpentes des véhicules a été conservée et que les conséquences, en ce qui concerne les voyageurs, ont été ainsi réduites (1).

(1) La figure 1 montre les lamentables restes des voitures en bois pulvérisées lors d'une catastrophe ferroviaire survenue en France en 1881.

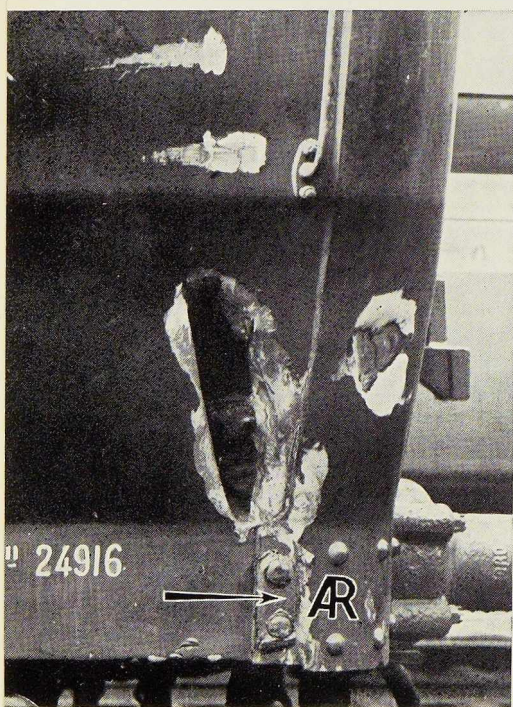


Fig. 4 et 5. Poinçonnage de la face de la voiture 1 (à gauche). Bout avant enfoncé de la voiture 9 (à droite). Pour les numéros des voitures, se reporter à la figure 2.

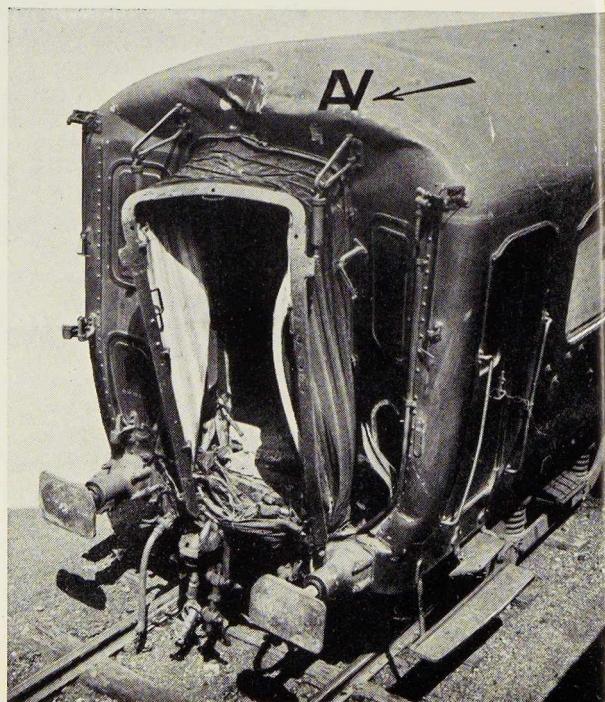


Fig. 1. Vue de nuit du pont Cologne-Deutz.

Photo H. Claasen.



J. J. Thiry,
Directeur adjoint
du Centre belgo-luxembourgeois
d'Information de l'Acier

La reconstruction en Allemagne de l'Ouest (1)

La reconstruction des villes et des ports, des établissements industriels et ouvrages d'art en Allemagne offre un champ d'expérience unique par son ampleur. L'organisation d'une foire du bâtiment et de l'urbanisme, en l'occurrence « Constructa » à Hanovre, du 3 juillet au 12 août 1951, devait rencontrer un succès complet et il en fut ainsi effectivement. Les neuf grandes halles de la foire furent entièrement occupées. Il s'est, en outre, tenu à Hanovre, au même moment, une exposition horticole très suivie.

Reconstruction des logements

Avant la réforme monétaire de 1948, toute reconstruction était impossible. Pendant les trois

(1) Extrait d'un rapport établi à la suite du voyage d'étude organisé par l'Institut national pour la Promotion de l'Habitation.

années qui ont suivi, une œuvre remarquable a été réalisée. Dans la plupart des villes les immeubles des banques, hôtels, compagnies d'assurances, grands magasins et théâtres sont, à l'heure actuelle, généralement reconstruits.

Les habitations qui, dans beaucoup de villes, étaient détruites jusqu'à concurrence de 80 %, sont réédifiées, plus lentement toutefois. A Brême par exemple, à l'heure actuelle, 43 % des logements sont déjà reconstruits.

La reconstruction se fait généralement sous forme de petites maisons individuelles, avec jardin de 1 à 5 ares, ou, comme à Hambourg, sous forme de logements en série, dans des immeubles de 3 à 4 étages, sans ascenseur ni chauffage central. Ces deux types de logements présentent cependant des désavantages qui sont, pour les premiers, les distances de plus en plus grandes à parcourir journallement par les ouvriers et em-

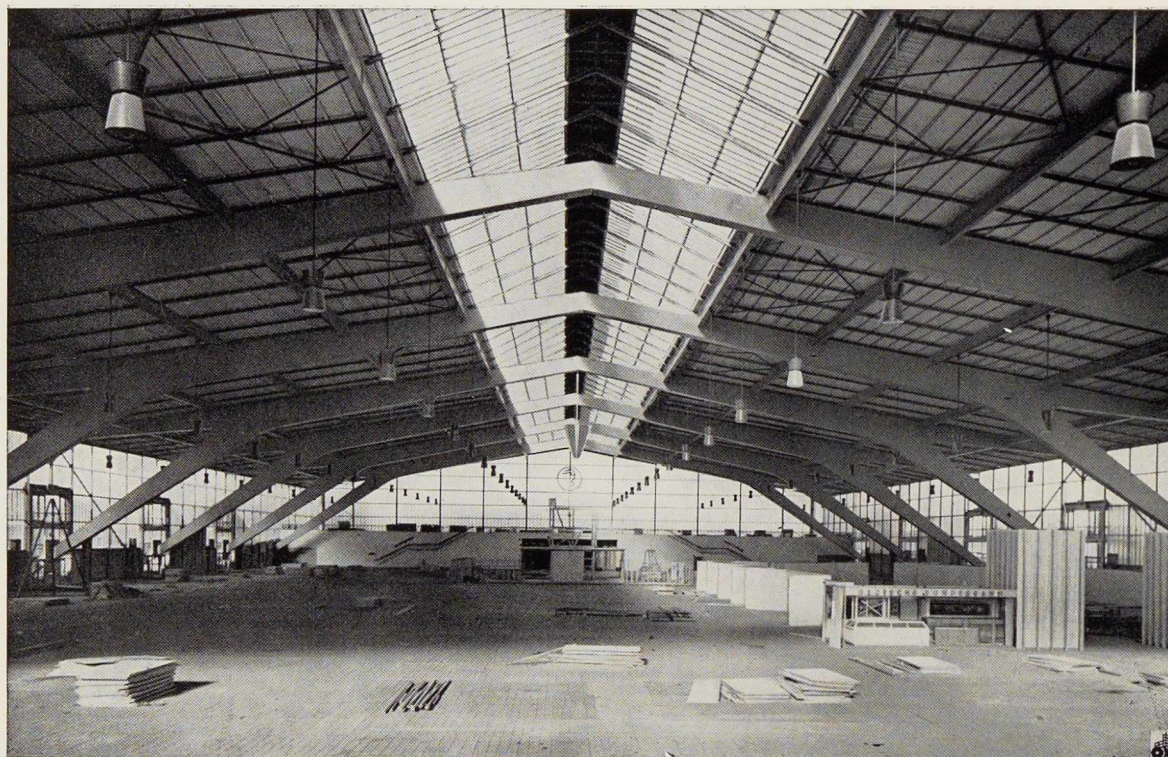


Photo H. Fehn.

Fig. 2. Halle de l'Europe de la Foire de Hanovre. Constructeur Eisler, Hanovre.

ployés, pour les seconds, le manque d'un jardin, manque qui n'est pas compensé par les avantages du confort moderne.

Dans la construction de ces logements, l'emploi de l'acier est très réduit, d'autant plus que l'acier était une matière rare en Allemagne pendant ces dernières années. Toutefois, à l'heure actuelle, on commence à utiliser des châssis de fenêtres en acier. Ces châssis sont généralement munis d'une bandelette en caoutchouc qui assure une étanchéité parfaite. Il en est de même pour les portes métalliques.

Certains constructeurs ont mis au point des charpentes métalliques légères préfabriquées.

Les immeubles à étages multiples constituent une exception rare : ceux érigés à Hambourg et décrits dans *L'Ossature Métallique* n° 3-1950 ont été réalisés à l'intention des troupes d'occupation britanniques, mais sont dès à présent habités par des civils allemands. L'aspect extérieur, la situation au grand air avec de larges espaces de verdure et enfin le confort intérieur font certaine-

ment de ces immeubles le type idéal de logement, tout au moins pour les célibataires, les personnes âgées, les ménages quelque peu aisés et ayant peu d'enfants et que leurs occupations obligent d'habiter à proximité des grands centres. Rappelons que la charpente métallique du bloc de 14 étages a pu être montée en 66 jours (fig. 3).

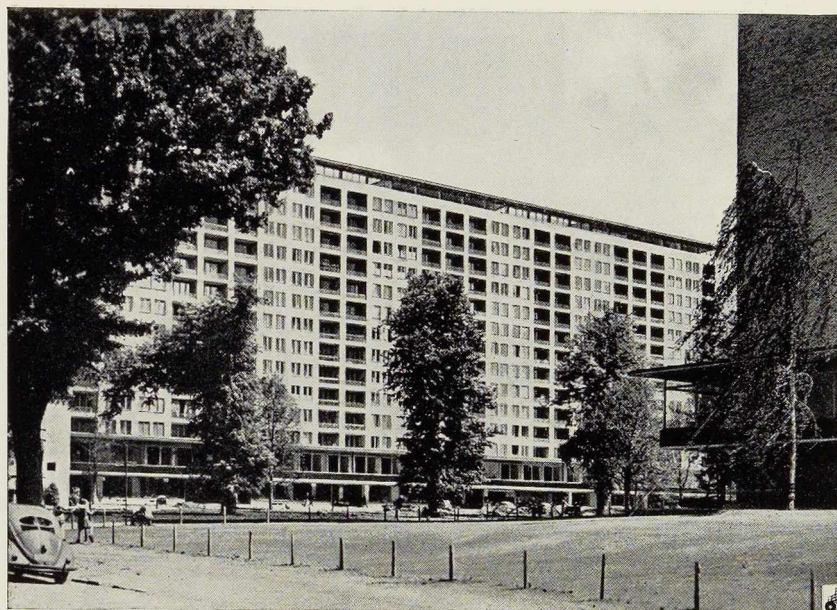
L'épargne faisant défaut, il n'est guère possible de construire des logements pour compte de particuliers. Pour les petits logements en série, soit maisons individuelles, soit maisons à appartements multiples, on cite généralement un loyer de 1 mark par m² et par mois. Ces logements ont généralement une surface de 40 à 60 m².

En dehors des gratte-ciel de Hambourg, la charpente métallique a été utilisée dans de nombreuses constructions importantes telles que le parlement de Bonn (voir *L'Ossature Métallique* n° 5-1951), la Chambre pour le Commerce et l'Industrie à Cologne, des grands magasins à Munich et à Mayence et ailleurs.

Les entrepreneurs allemands ont mis au point



Fig. 3. Immeuble à appartements de 14 étages, construit à Hambourg.



un procédé de réutilisation des briques provenant des immeubles détruits. A Hambourg, plus de 43 000 000 m³ de débris devaient être ou doivent encore être évacués. Après concassage, les déchets sont dépoussiérés, triés et réutilisés selon les calibres, soit pour la construction de routes, soit pour la confection d'un béton spécial « Schüttbeton ».

Avec une adjonction de 125 kg de ciment de qualité par m³ de débris de briques, on réalise un béton qui sert à l'édification de bâtiments allant jusqu'à 4 étages, sans armature aucune, les murs ayant une épaisseur de 30 cm. On utilise des coffrages spéciaux réalisés à l'aide de tubes et de treillis métalliques.

On fabrique aussi des briques nouvelles à l'aide de débris plus finement broyés; toutefois, les architectes se méfient de ces briques, en raison de la présence possible de suie.

Les constructions industrielles

Les bâtiments industriels sont en grande majorité réalisés en acier. On constate partout le triomphe de la poutre à âme pleine et du produit plat. La pénurie d'acier oblige d'ailleurs les constructeurs à rechercher des solutions ne demandant qu'un minimum de matière.

Nos lecteurs ont trouvé dans notre numéro 12-1949 une description du magnifique pont de Cologne-Deutz (fig. 1) et dans le n° 6-1950 celle du pont-rails Hohenzollern. Nous nous proposons de



Fig. 4. Exposition horticole Hanovre. Fer forgé Pfeifer et C^{ie}, Hanovre. Dans le fond, la Stadthalle construite en 1910 par l'architecte P. Bonatz et dont le dôme comporte une charpente en acier.

Photo Kipp-Sprüngli.



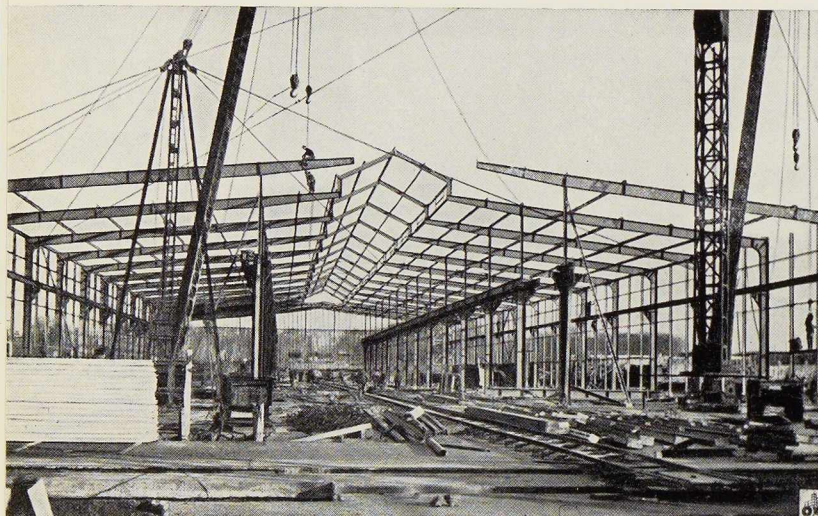


Fig. 5. Halle n° 8 de la Foire de Hanovre. Constructeur C. H. Jucho, Dortmund.

d'après les plans initiaux elle devait en occuper 125.000. La centrale électrique approvisionne en courant toute la Basse-Saxe. Une conduite de gaz non utilisée relie à l'usine la ville de Berlin. Une autre va à Magdebourg et fournit actuellement du gaz, malgré le rideau de fer.

Aux usines Volkswagen, situées à Wolfsburg, au nord de Brunswick, une partie des halls avait été bombardée. Ils viennent d'être reconstruits dans un délai de 6 mois. L'un d'eux, qui renferme les innombrables presses d'emboutissage, est à charpente métallique. Signalons que la façade de cette énorme usine a une longueur de 1.300 mètres.

Exposition « Constructa »

Cette exposition intéresse en premier lieu les architectes et les urbanistes. Néanmoins, l'Union des Constructeurs allemands de Ponts et Charpentes (Stahlbauverband) a pris une large par-

décire prochainement le pont suspendu de Cologne-Muhlheim.

A Hambourg, le port pétrolier qui avait été entièrement détruit, est reconstruit dans toute son étendue. Une partie du port proprement dit est également reconstruite et il règne déjà dans ce port une activité notable. Hambourg se plaint cependant d'avoir perdu la plus grande partie de son hinterland naturel, par suite de l'existence du rideau de fer. Les chantiers navals ont presque tous été détruits ou démantelés. Toutefois, trois chantiers sont dès maintenant en activité.

A la foire de Hanovre on remarque particulièrement la « Halle de l'Europe » dont les poutres de 80 mètres de portée sont réalisées en caissons soudés, d'un aspect très caractéristique (fig. 2, p. 408).

Nous comptons publier une description détaillée de cette charpente dans un prochain numéro de *L'Ossature Métallique*, de même que de la charpente du hall n° 8 (fig. 5).

Aux usines sidérurgiques Reichswerke, Watenstett-Salzgitter, qui furent créées de 1937 à 1939 et qui furent en très large partie démantelées, subsistent les immenses halls de laminoirs vides, des batteries de fours à coke, 4 hauts fourneaux, la centrale électrique et quelques établissements-annexes, dont celui produisant les plaques de construction « Ytong ». Cette matière est produite à l'aide de cendres provenant de la centrale électrique et de laitier de haut fourneau, avec addition de poudre d'aluminium.

Par suite de la rareté du charbon, deux hauts fourneaux seulement sont en activité. L'usine occupe actuellement 20.000 ouvriers alors que

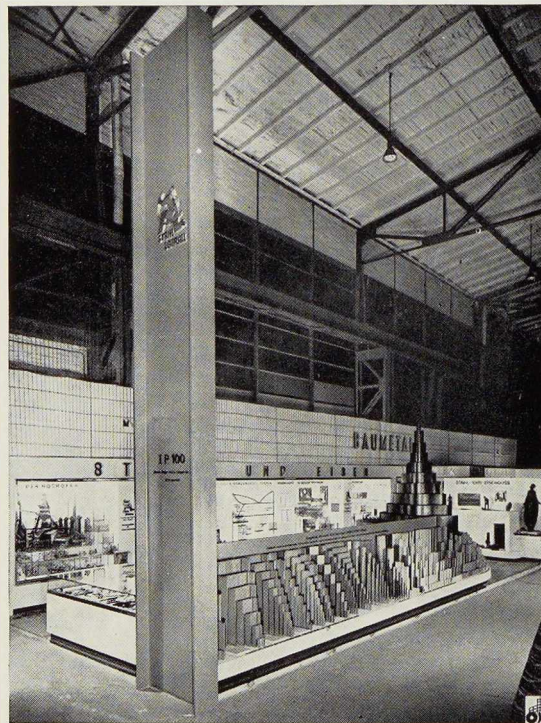


Fig. 6. Foire de Hanovre. Stand du Centre allemand d'Information de l'Acier, halle n° 9 « Matériaux de construction ».

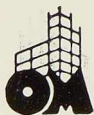
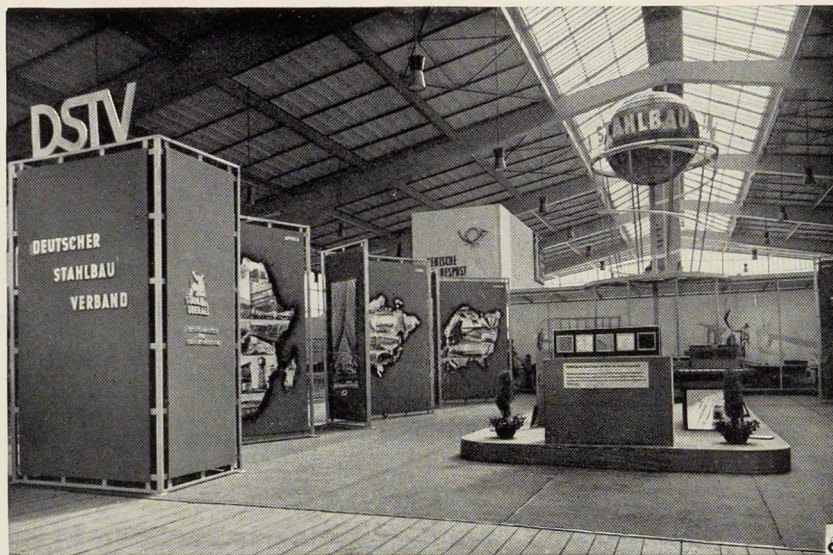


Fig. 7. Foire de Hanovre, Stand du « Stahlbauverband », Halle de l'Europe.



ticipation, en exposant notamment une vingtaine de maquettes de ponts, écluses et autres ouvrages d'art réalisés en Allemagne et ailleurs.

Parmi ces maquettes figure celle d'une passerelle à une seule poutre médiane. Cette passerelle est réalisée d'après le principe Haupt (voir *L'Ossature Métallique* n° 7/8-1948) sur le canal Rhin-Herne, avec une portée de 62 m.

De son côté, le Centre d'information de l'acier allemand, dans la halle 9, réservée aux matériaux de construction, exposait, d'un côté, un ensemble de tous les profilés, produits plats, barres et tréfilés, utilisés dans le bâtiment et montrait, d'autre part, par de nombreuses maquettes, l'emploi de l'acier dans la construction : poutrelles, ronds à béton, divers types de coffrage et de soutènement, charpentes préfabriquées, châssis métalliques, portes, chambranles, escaliers métalliques, tubes pour chauffage par radiation, etc. Enfin, à l'extérieur des halls étaient exposés des chalets métalliques préfabriqués, des échafaudages tubulaires, des hangars couverts de charpentes légères, etc.

Signalons aussi les couvertures de toitures, en tôle emboutie qui, munies d'une couche périodique de peinture, résistent parfaitement et sont d'un aspect avenant.

On peut prévoir que d'ici 5 à 10 ans, l'Allemagne de l'Ouest aura des routes et ouvrages d'art nou-

veaux, des ports munis d'installations modernes, des logements nouveaux, des installations industrielles nouvelles ou modernisées et disposera d'une puissance de travail et de production telle qu'on ne peut que souhaiter que réussissent les projets d'intégration actuellement à l'ordre du jour et qui devront assurer l'évolution d'une Europe unifiée.

J. J. T.

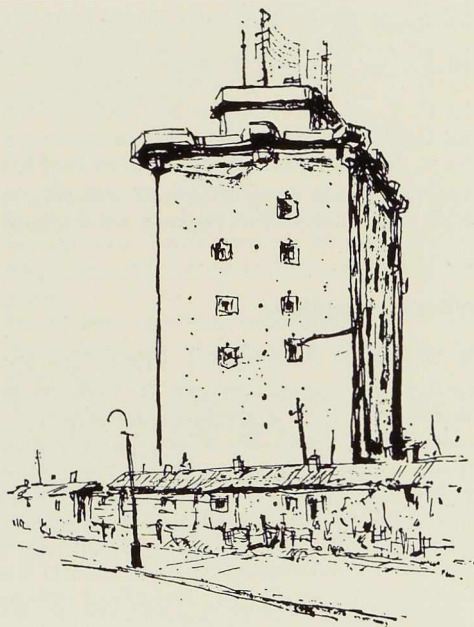
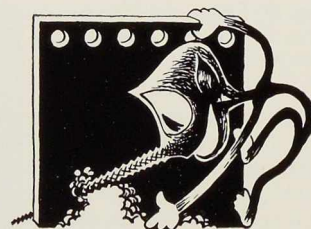


Fig. 8. Un des « Bunkers », seuls édifices restés debout dans une partie de Hambourg, et qui ont été transformés en logements.

CENTRE BELGE D'ÉTUDE DE LA CORROSION

CEBELCOR



Nous inaugurons, dans le présent numéro de *L'Ossature Métallique*, une nouvelle rubrique qui sera consacrée aux questions de corrosion. On sait l'importance de la perte de matière que la corrosion cause chaque jour à une humanité dont la civilisation matérielle s'appuie largement sur l'usage des métaux et principalement de l'acier : nous croyons que lutter contre cette « plaie » doit être une constante préoccupation pour l'homme moderne.

Sous cette rubrique, nous donnerons des résumés de travaux, d'essais et de conférences qui, nous l'espérons, présenteront pour nos lecteurs intérêt et utilité.

Le Centre belge d'Etude de la Corrosion (Cebelcor) fut officiellement constitué en association sans but lucratif, le 11 juillet dernier (1).

Il groupe des délégués de l'Etat, d'organismes publics ou privés, et de différentes branches de l'industrie, intéressés à la lutte contre la corrosion, ainsi que des personnalités scientifiques et techniques, belges et étrangères et des Centres de recherche.

Le C. B. L. I. A., Fabrimétal, l'Institut Belge de Normalisation, la Fédération des Industriels de Belgique, notamment, lui prêtent leur concours.

Le Conseil d'administration du Cebelcor est présidé par M. Paul De Groote. L'administrateur délégué est M. J. Lourtie, directeur du service technique à Fabrimétal.

Au cours de sa première séance, le Conseil d'administration a nommé M. M. Pourbaix directeur du Centre.

Un certain nombre de commissions techniques ont été créées, à l'occasion de problèmes déterminés posés par l'industrie. Les travaux et recherches sont entamés et conduits sous l'initiative des industriels, dont les délégués établissent, dans chaque commission, le programme d'action et les voies et moyens de réalisation.

Plusieurs de ces commissions sont déjà en fonctionnement, telles, par exemple :

La C. T. 1. — « Nickelage-Chromage-Cadmilage ».

La C. T. 4. — « Protection cathodique ».

La C. T. 5. — « Palplanches, pieux métalliques et accessoires ».

La C. T. 11. — « Aciers alliés ».

La C. T. 12. — « Procédés désincrusters ».

Les recherches et essais seront effectués sous la direction de M. Pourbaix, aussi bien en usine que dans les laboratoires d'universités ou d'organismes.

L'oxydation anodique

MM. Lacombe, Professeur à l'Ecole des Mines de Paris et Herenguel, Docteur ès Sciences, sont venus exposer, il y a quelques semaines, à la tribune de la Commission « Nickelage-Chromage-Cadmilage » (C. T. 1), les travaux qu'ils ont faits sur l'oxydation anodique de l'Al et de ses alliages.

Comme on le sait, l'oxydation anodique consiste à oxyder volontairement un métal en lui

faisant jouer le rôle d'anode dans le bain électrolytique : pour certains métaux, tel par exemple l'aluminium, la couche d'oxyde ainsi formée constitue « couche de passivation ».

Au cours de ces travaux, on s'aperçut que la pellicule d'oxyde obtenue révélait avec grande sincérité l'état de la surface métallique et donnait même des indications précises sur la structure physique et la composition chimique du métal sous-jacent. L'étude de cette pellicule devenait ainsi un instrument précieux pour l'étude des métaux, et les deux chercheurs mirent au point une méthode permettant de séparer la pellicule de

(1) Annexe au *Moniteur belge* du 4 août 1951, pp. 801 et suiv.



son support pour pouvoir l'examiner par transparence et la soumettre au microscope.

Une coupe normale à la surface métallique fait voir que cette pellicule est formée de filaments, véritables empilages de petits cristaux d'oxyde, qui lui donnent au microscope l'aspect d'une brosse ou d'une chevelure. Au contact du métal, les filaments ne sont pas très serrés, mais après avoir crû de 10 ou 20 μ ils forment une couverture compacte qui empêche l'O d'arriver au métal, et le phénomène tend à se bloquer. Pour obtenir des pellicules plus épaisses (on va jusqu'à 100 et 200 μ) on fait « claquer » (comme un diélectrique) la couche compacte en forçant le voltage ou l'on provoque une dissolution partielle et superficielle en réglant l'agressivité de l'électrolyte, la température du bain et la densité de courant.

La « fabrication », si l'on peut dire, des pellicules étant ainsi maîtrisée, celles-ci ont pu être étudiées en détail.

Tout d'abord, les propriétés optiques des pellicules dépendent de l'orientation des axes cristallographiques des cristaux de métal sur lesquels elles prennent naissance, et l'examen au polariscope permet de distinguer facilement les cristaux, ou tout au moins les groupes de cristaux d'orientations différentes.

D'autre part, quand le métal soumis à l'oxydation présente plusieurs phases, celles-ci peuvent être mises en évidence et localisées par le fait que l'intensité d'oxydation n'est pas la même pour toutes. En principe, un film d'oxydation anodique est d'épaisseur identique en tous ses points, ce qui fait que sa surface extérieure répète fidèlement la surface du métal. Si l'une des phases du métal est plus sensible à l'attaque de l'O, l'oxydation pénétrera davantage en profondeur et le film, grâce à son épaisseur constante pour un temps d'attaque déterminé, révélera cette oxydation préférentielle par une dépression à sa surface. Par exemple, une expérience fut faite sur un alliage Al-Mg qui d'après son diagramme d'équilibre devait présenter deux phases : le réseau de mailles montré par la pellicule anodique révéla que la phase oxydable (probablement Al_3Mg_5) s'était rassemblée entre les cristaux d'Al. Il est à noter en passant que dans un cas pareil, l'oxydation prend figure de corrosion intergranulaire et peut arriver à séparer les cristaux de métal les uns des autres : elle est alors dangereuse au point de vue des applications industrielles.

Somme toute le film anodique est un guide précieux entre les mains des chercheurs qui scrutent la structure intime des métaux et il n'est peut-être pas loin de permettre de « voir » la ségrégation mineure et de faire l'analyse chimique localisée d'une surface métallique.

Inhibiteurs de corrosion

Le Docteur Wachter, de la *Shell Development Co* à San Francisco, est venu parler sous l'égide de Cebelcor des essais et expériences faits aux U. S. A. sur les corps qui ajoutés au milieu corrodant inhibent son action.

L'action de ces inhibiteurs se fait soit par réaction chimique sur le métal, sur le milieu ou sur les premiers produits de corrosion formés, soit par polarisation des plages anodiques ou cathodiques du métal. Ce dernier mode d'action revient en somme à la formation d'un film gazeux protecteur empêchant le contact entre le métal et le milieu corrodant : c'est ainsi qu'agissent les chromates qui exagèrent la polarisation des plages anodiques.

Etant donné leurs différents modes d'action, les inhibiteurs sont spécifiques, et un inhibiteur bien adapté à un cas déterminé peut donner des résultats fort décevants dans un autre cas. Si des souillures superficielles, par exemple, empêchent l'inhibiteur d'arriver à certains points de la surface métallique, les différences de concentration peuvent créer des couples de corrosion analogues aux couples d'Evans par aération différentielle. De plus les inhibiteurs doivent remplir certaines conditions pour pouvoir être utilisés facilement : ils doivent agir en petite concentration non seulement par raison d'économie, mais aussi parce que leur présence en quantité notable peut être indésirable : par exemple dans les pipe-lines il ne faut pas modifier les qualités du pétrole ou de l'huile transportés, dans les adductions d'eau il ne faut communiquer à l'eau ni odeur, ni saveur.

On emploie comme inhibiteur de nombreux corps inorganiques :

- les chromates, très usités pour protéger l'acier inoxydable (Cr 12 %) contre SO_4H_2 ;
- les phosphates, agissent en très petite quantité et employés pour les adductions d'eau potable;
- les silicates, actifs surtout en eau chaude et employés comme protecteur mêlé aux détergents;
- les borates, d'action assez faible;
- les nitrates, qui exigent la présence d'un minimum de CaO;
- les nitrites, agissant facilement sur l'eau douce mais exigeant d'être très concentrés s'il y a présence d'ion Cl.

D'autres ont une action plus spécifique encore, tel par exemple H_2S qui protège le Cu contre NH_3 .

Dans certains cas l'eau elle-même peut jouer le rôle d'inhibiteur et le conférencier cite celui d'une conduite véhiculant de l'acide propionique à 100 %; il a suffi d'y mêler 1 % d'eau, c'est-à-dire



réduire la concentration de l'acide à 99 %, pour faire tomber le taux de corrosion à moins d'un millième de sa valeur.

Il existe aussi un grand nombre d'inhibiteurs organiques, comme le benzoate de Na employé pour la protection des installations de réfrigération, et ceux qu'on mêle aux huiles de graissage : pour ces derniers leur action semble due à une adsorption énergétique formant à la surface du métal une couche moléculaire protectrice écartant tout contact direct avec l'eau présente.

Lorsqu'on met en marche une installation industrielle comportant l'emploi d'un inhibiteur, il est bon de débiter avec de fortes concentrations (cinq ou dix fois plus que ne l'indiquent les expériences de laboratoire) car les souillures et impuretés que l'inhibiteur rencontrera forcément réagiront sur lui et en abaisseront rapidement la concentration : ce n'est qu'après un certain temps de marche qu'on pourra établir le régime et maintenir la concentration à la valeur minimum nécessaire pour obtenir le résultat cherché.

Nickelage brillant

A la tribune de la Commission « Nickelage-Chromage-Cadmilage » (C. T. 1), MM. Corbière et Strebelle ont exposé les avantages présentés par le Nickelage brillant, son exécution et son contrôle.

Le nickelage brillant est constitué d'un dépôt compact de cristaux très petits, il est plus dur que le dépôt obtenu ordinairement et quoique exigeant moins de finition, ou même pas du tout, il donne un bel aspect brillant, durable.

Le mode d'action du « brillant » ajouté au bain est mal connu : il est probable qu'il entrave la cristallisation du Ni, empêche les cristaux de se nourrir, de croître, et oblige ainsi le dépôt à se faire en multiples petits cristaux dont l'enchevêtrement cause la compacité et donne une surface brillante.

Le résultat obtenu dépend de l'état du métal soumis à l'électrolyse; il doit être rigoureusement propre et aussi poli que possible. C'est dire que ce procédé demande du soin et, pour se mettre à l'abri des négligences, on a aux Etats-Unis, mis au point une chaîne complète entièrement automatique où les objets à nickeler suspendus à des crochets en matière plastique, passent successivement au polissage, au dégraissage, au décapage, aux rinçages multiples, à l'électrolyse et au séchage.

En principe les bains employés pour le nickelage brillant sont de trois sortes : ceux auxquels on additionne un colloïde, ceux auxquels on ajoute un sel d'un métal étranger et ceux qui sont addi-

tionnés d'un corps organique tel que le phénol, le crésol, etc.

Les deux premiers types présentent le défaut qu'un excès d'addition peut être nuisible; trop de Pb donne un dépôt qui s'écaille, trop de Zn donne des raies noires, un excès de Fe donne des pustules, etc...

Un des bains les plus usités comporte du SO_4Ni , du $ClNi$ et de l'acide borique : l'électrolyse s'y fait à 45° sous 3 à 10 A/dm². Le brassage du bain pour faciliter le dégagement d'H et maintenir la teneur en brillant aux environs de la cathode est indispensable : il en est de même de l'ensachage des anodes dans des sacs de nylon pour éviter la chute des boues au fond de la cuve. Dans ces conditions, on obtient un dépôt de Ni de 8 à 10 μ /h.

Un procédé exigeant du soin et automatisé, nécessite évidemment des vérifications en cours de fabrication sous peine de voir sortir en bout de chaîne des produits à rebuter : le point principal à surveiller est l'épaisseur du dépôt et la constance de cette épaisseur sur toute la surface nickelée. Pour les dépôts sur acier, on a mis au point un petit appareil qui se présente sous la forme d'un crayon et permet au contremaître de s'assurer de l'épaisseur de la couche de Ni en n'importe quel point du dépôt. Il se compose d'un aimant permanent qu'on applique sur l'objet, auquel il adhère d'autant plus fort que la couche de Ni est faible. On retire ensuite l'aimant par l'intermédiaire d'un ressort taré et on lit sur une échelle l'importance de la déformation prise par le ressort au moment où l'aimant s'arrache du métal.

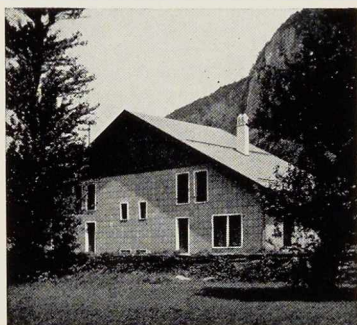
Palplanches et pieux métalliques

La C. T. 5 (Palplanches et pieux métalliques) a établi un questionnaire destiné à lui faire connaître les observations et l'opinion du plus grand nombre possible d'utilisateurs de palplanches. Ce questionnaire sera remis non seulement aux ingénieurs des Travaux Publics, des Voies Hydrauliques, mais aussi à ceux des Ports, aux ingénieurs-conseils et à tous les ingénieurs et entrepreneurs s'occupant de grands travaux.

En rassemblant les réponses qui seront données, la commission compte pouvoir se faire une idée exacte de ce qui est bien connu de tous et des points où des observations discordantes montrent le besoin d'une étude systématique.

A ceux de nos lecteurs que la question intéresse et qui n'auraient pas été touchés par la circulaire lancée par la C. T. 5, il sera envoyé bien volontiers un exemplaire du questionnaire s'ils veulent bien en faire la demande au Secréariat du Cebelcor, 21, rue des Drapiers, à Bruxelles.





Maisons métalliques

Procédés Guélain

Il y a quelque temps la Société d'Electro-Chimie, d'Electro-Métallurgie et des Aciéries Electriques d'Ugine a fait construire pour les ouvriers d'une de ses usines quatorze logements de dimensions diverses.

Les plans des logements et la distribution des pièces sont du type classique. L'originalité réside

dans les procédés de construction et l'organisation du chantier. Sur une fondation en béton banché est montée une ossature métallique en poteaux standard, constitués par rivetage ou soudure, à partir de 4 cornières de 35×35 entrecroisées par des plats présentant une section en forme de I à âme très haute. Tous les panneaux compris

entre deux poteaux qui ne comportent ni fenêtre ni porte sont contreventés par des cornières.

Les planchers sont constitués par des planches métalliques en tôle pliée de 12/10 mm d'épaisseur, reposant sur des solives espacées de 1,20 m et garnies de béton de pouzzolane. Le plafond est constitué en clouant des planches de plâtre sur des entretoises suspendues sur les ailes inférieures des solives ou encore et de préférence par un enduit en plâtre posé sur lattis fixé aux entretoises. Les parois extérieures sont formées de

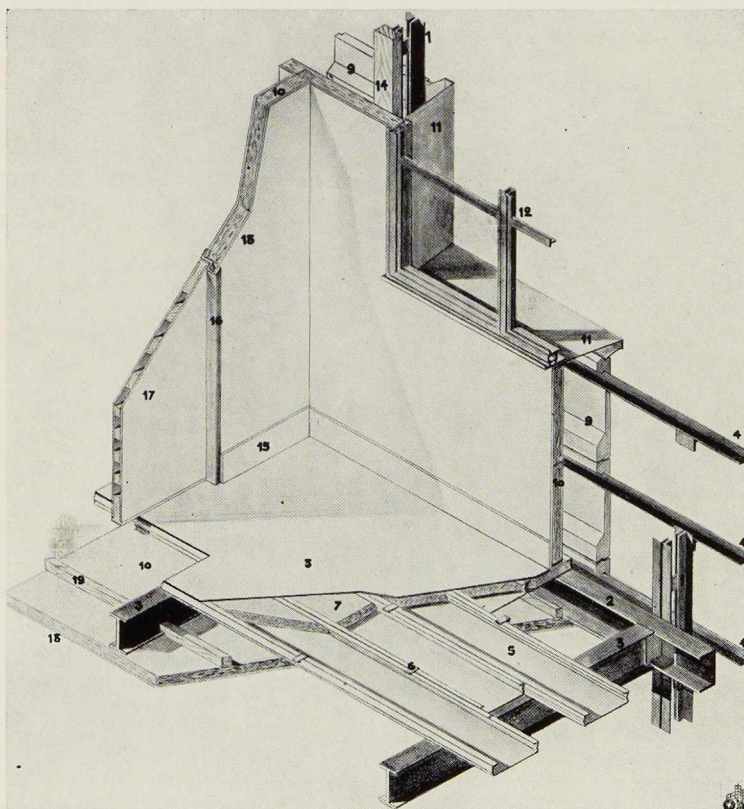


Fig. 2. Détails constructifs :

1. Poteau, 2. Sablière, 3. Solive,
4. Lattis, 5. Planche métallique,
6. Agrafe, 7. Béton de pouzzolane,
8. Sol, 9. Élément de façade, 10. « Norelith »,
11. Cadre de fenêtre,
12. Châssis, 13. Volet, 14. Fournure en bois,
15. Plinthe, 16. Huisserie, 17. Porte,
18. Enduit en plâtre, 19. Entretoise bois.



Fig. 3. Série de huit immeubles de douze logements exécutés en Savoie (France).
Vue d'un immeuble terminé.

dalles de ciment vibré de 4 cm d'épaisseur, à parements fins en gravillon lavé, accrochées sur une latte métallique ou de clins de mélèze doublés intérieurement d'une feuille d'aluminium. Dans l'un et l'autre cas, la face intérieure reçoit un revêtement de laine de verre projetée au pistolet, assurant un coefficient de conductibilité thermique $K = 0,54$. Ces parois sont terminées à l'intérieur par une cloison de doublage, identique aux cloisons de distribution.

Les fenêtres sont en menuiserie métallique

montée sur des cadres en tôle pliée de 2 mm d'épaisseur. Ossature, dalles de façade, charpente, cloisons, huisseries métalliques, fenêtres, cadres de tôle, contrevents, portes, faces de placards, canalisations ont été préfabriqués en atelier; la grande précision de l'ossature métallique permettait l'établissement de plans cotés, dont les tolérances n'excédaient pas le millimètre.

Le montage a été achevé en huit mois, les travaux d'aménagement du terrain (jardins, poulaillers) et d'adduction d'eau, ainsi que certaines finitions de peinture, ont exigé un délai supplémentaire de deux mois.

Les bâtiments, décrits dans cette note, ont été réalisés par la Société « Construction Rapide Française », qui met en œuvre les procédés Guélain. A l'heure actuelle cette société réalise d'autres immeubles analogues à ceux de la Société d'Ugine sur un organogramme de douze mois en tout.

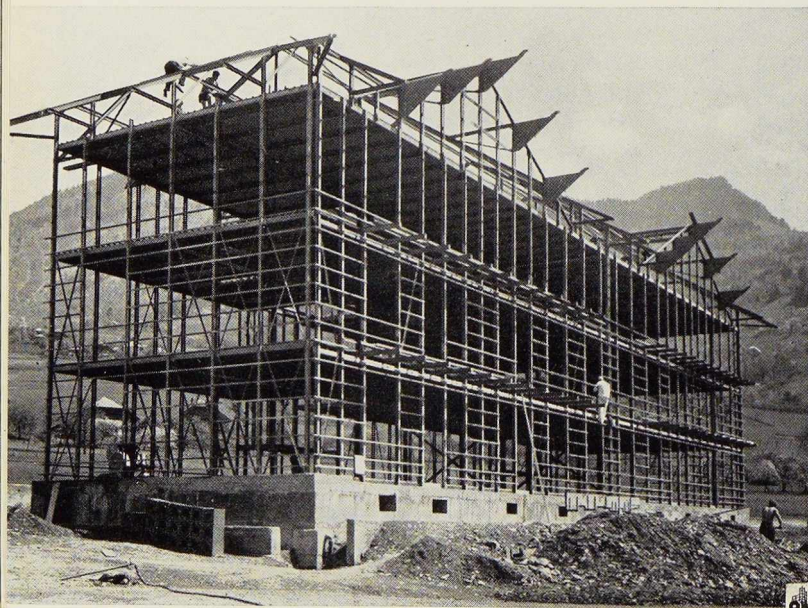


Fig. 4. Ossature métallique d'un immeuble, système Guélain, en cours de montage.

Harlan H. Edwards,
Ingénieur-Conseil

Nouvelle tribune à double étage au stade universitaire de Washington ⁽¹⁾

On vient d'agrandir au stade de l'Université de Washington à Seattle la tribune existante, en y ajoutant 15 000 places supplémentaires. Cette tribune présente des caractéristiques originales. Parmi celles-ci, il y a lieu de citer, notamment, la charpente métallique en porte-à-faux, de dimensions exceptionnelles ($126 \times 45,75$ m), assemblée par soudure.

Le projet est l'œuvre de la Société Strand & Sons, de Seattle. Par suite du caractère exceptionnel de l'ouvrage, des précautions spéciales ont été prises pour assurer la sécurité et la stabilité de la tribune dans toutes les circonstances. Pour réaliser cette œuvre, l'Université confia le contrôle des plans à la Firme Hardesty et Hanover,

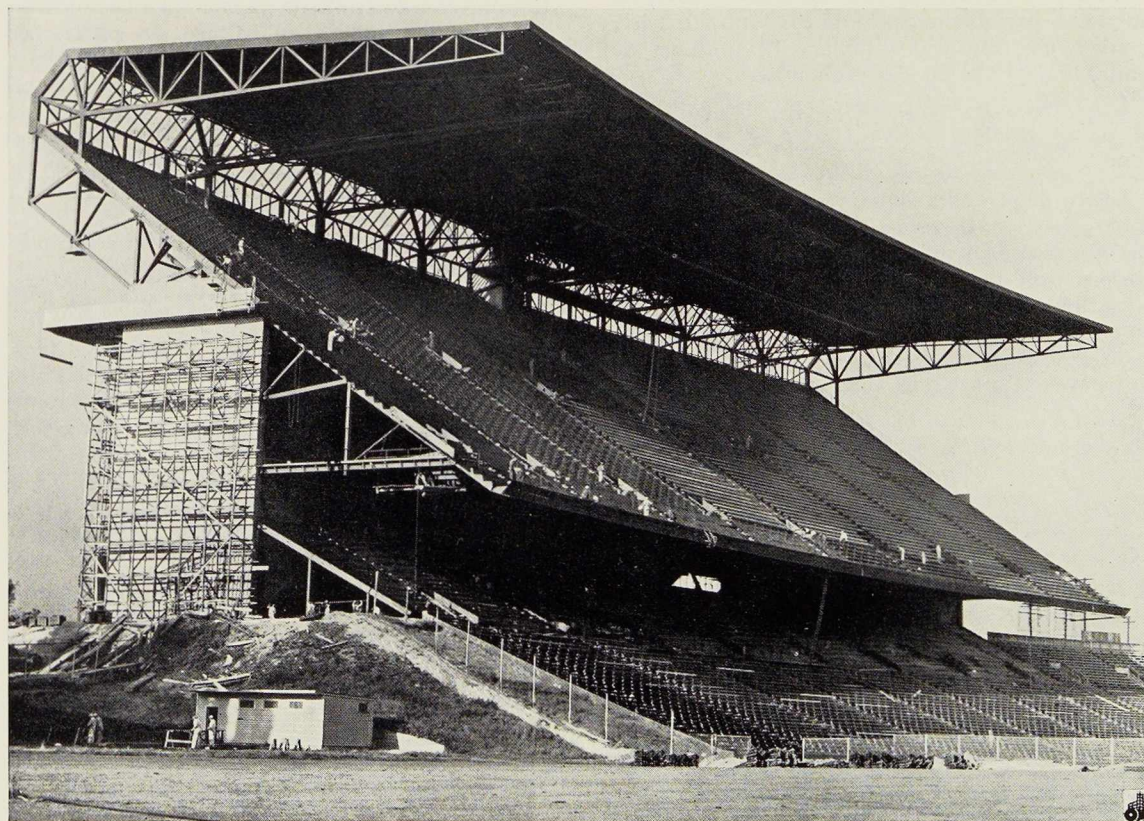
Ingénieurs-Conseils à New-York, et ordonna le contrôle des soudures par le procédé Magnaflux et le procédé des rayons Gamma.

La tribune est pourvue d'un joint de dilatation central de 6,25 cm, établi dans la longueur de 126 mètres et d'un contreventement calculé à la fois pour un vent de 112 km/h et l'effet possible d'un tremblement de terre.

En élaborant le programme de construction, quatre conditions ont été imposées :

1. Aucune des 15 000 places assises supplémentaires ne devait se trouver derrière les poteaux;

⁽¹⁾ Cet article est extrait d'une étude de M. Harlan H. Edwards, Ingénieur-Conseil, parue dans la revue américaine *Western Construction*.



2. Les spectateurs devaient être assurés d'une protection maximum contre les intempéries;

3. L'espace bâti devait être réduit au minimum;

4. Le nombre de colonnes d'appui devait être également réduit au minimum.

Ces conditions empêchaient d'adopter le type habituel de stade avec grand amphithéâtre en forme de « cuve ». D'autre part, en raison des dimensions des sections requises, la construction en béton armé devait être écartée. Une étude poussée du problème a conduit à adopter une ossature en acier, avec toiture en porte-à-faux, solution rendue possible par l'emploi de la soudure. L'ossature a été calculée par M. S. Ivarsson, Ingénieur-Conseil du Bureau d'Architecture Georges W. Stoddard et Associés.

Les conditions du projet ont pu, non seulement être observées, mais encore :

1. Des plats de goussets compliqués ainsi que la rivure ont été écartés;

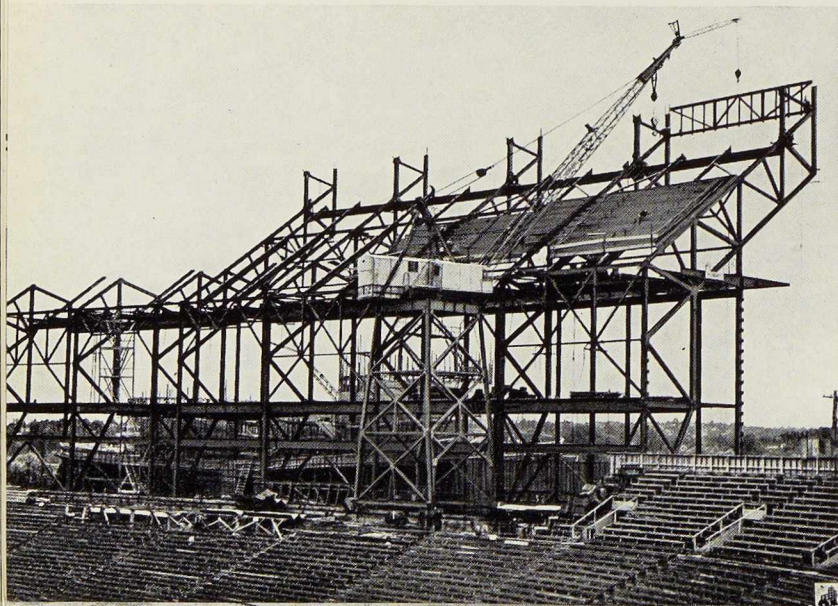
2. Il a été possible d'effectuer des joints 33 % plus forts que ceux recommandés par l'*American Welding Society* (A. W. S.).

3. La construction possède un aspect aérodynamique et, par ailleurs, près de 200 tonnes d'acier, coûtant environ 40 000 dollars (2 millions de francs belges) ont pu être économisées;

4. Le délai de construction a pu être réduit de plusieurs semaines; il s'est élevé à 150 jours environ.

La fin des travaux était prévue pour le 23 septembre 1950, jour du match Kansas-Washington : 26 000 places sur un total de 50 000 places du stade se trouvaient dans la tribune à double étage, côté Sud, tandis que 10 000 autres étaient situées en face, dans la section réservée aux étudiants. Sur les 36 000 sièges placés entre les deux buts, 20 000 se trouvaient ainsi sous abri.

Photos E. W. Kenyon, Jr.



Les sièges les plus élevés étaient situés à une distance de 51,25 m du terrain à la hauteur d'un bâtiment de 14 étages. Leur situation est appréciée par beaucoup de spectateurs parce qu'ils donnent une vue perspective du terrain permettant de mieux suivre les péripéties d'un match.

Les plans pour une extension future prévoient une nouvelle tribune pour 15 000 spectateurs, du côté opposé du terrain, ce qui portera le nombre total des places du stade à 80 000.

Les représentants de la presse et de la télévision ne sont pas oubliés : 58 sièges pour la presse sont prévus; ils sont situés dans des cabines suspendues à la toiture en porte-à-faux.

Le terrain se trouve partiellement sur un sol d'alluvions ayant été à l'origine la rive de la baie du lac Washington. Les fondations ont d'abord été prévues sur pieux en béton armé. Toutefois, le sous-traitant a trouvé sur place un approvisionnement suffisant en pieux métalliques en poutrelles H et comme ces pieux pouvaient porter une charge de 40 tonnes par pieu, il en est résulté une diminution de 30 % du nombre de pieux battus.

Dans les conditions de boue existantes sur le terrain, ceci a permis de gagner un mois environ sur le temps imparti au battage des pieux. Ces derniers ont été recouverts de plats métalliques soudés et ensuite enrobés dans une semelle en béton dont certaines atteignaient un cube de 110 mètres cubes environ. Une des caractéristiques les plus saillantes de l'ouvrage est constitué par les rampes d'accès en spirale double en béton armé.

Le contrat pour la charpente en acier comportait non seulement l'assemblage par soudure, mais également un travail difficile de tracé dû à la courbure du terrain.

L'atelier de construction de *Consolidated Western Steel Co* s'est acquitté de sa tâche d'une façon remarquable. En dépit du tracé irrégulier du terrain, l'acier était fabriqué et assemblé avec soin et mis en place avec précision.

La fabrication initiale se faisait à l'usine de Los Angeles, tandis que l'assemblage en éléments plus importants s'effectuait à l'atelier de Seattle de la *Pacific Car & Foundry Co*.

L'Université de Washington était représentée par John Paul Jones, Architecte chargé de la supervision et Charles C. May, Inspecteur des bâtiments et terrains. M. Gilbert Schaller était chargé de contrôler et surveiller les travaux de soudure.

Fig. 2. Ossature métallique de la tribune en cours de montage.

L. Baes,
Ingénieur A. I. Br.,
Professeur à l'Université Libre
de Bruxelles,

et

A. Lipski,
Ingénieur A. I. G.,
Ingénieur-Conseil

Un nouveau type de poutre présollicitée : La poutre « Preflex »

La poutre « Preflex » est une poutre métallique, droite ou non, enrobée de béton; l'enrobage est effectué en deux étapes, de manière à réaliser une forte précompression du béton de première étape, béton que l'application des charges tendra à solliciter par traction. Cette première étape de l'enrobage est exécutée alors que la poutre métallique est *préfléchie* fortement par des charges transversales agissant dans le sens des charges de service prévues. L'enlèvement ultérieur de ces charges assure la précompression du béton de la première étape.

La seconde étape de l'enrobage est ensuite exécutée, les charges transversales n'étant plus présentes (2).

A. Introduction

Dans tout problème de construction il faut que chaque poutre soumise à flexion satisfasse notamment et simultanément aux diverses conditions énumérées ci-après, dont certaines sont parfois contradictoires.

A chacune de ces conditions correspond, pour une distribution déterminée de la charge totale, une valeur de *charge ultime* au-delà de laquelle la condition n'est plus satisfaite.

Le constructeur doit se couvrir par rapport à chacune de ces charges ultimes par un coefficient de sécurité adéquat μ .

La valeur obtenue en divisant la charge ultime par le coefficient de sécurité correspondant donne la *charge-barrière* à ne pas dépasser au point de vue de la condition considérée

$$\text{Charge-barrière } B = \frac{F_{\text{ultime}}}{\mu}$$

La plus petite valeur parmi les charges-barrières constitue évidemment la charge de service admissible F_{admis} .

(1) Les photographies et documents qui illustrent cet article nous ont été obligeamment communiqués par la S. A. Preflex.

(2) La conception des principes de la poutre « Preflex » et des moyens d'exécution techniques actuels de la préflexion sont dus à l'Ingénieur A. Lipski.

Les conditions à satisfaire sont les suivantes :

α : Conditions relatives aux dangers de destruction éventuelle de la force portante de la pièce :

Rupture ou déformation exagérée (B_1); déroboement latéral d'ensemble ou de voilement (B_2); rupture ou désordres de fatigue (B_3); entrée en résonance (B_4).

β : Conditions relatives aux circonstances de service même de la pièce :

Dépassement de la limite d'élasticité (B_5); raideur relative (B_6) ou absolue (B_6'); dégradation mineure locale (B_7).

A toutes ces conditions, qui se couvrent en principe par des coefficients de sécurité μ , il faut ajouter des exigences relatives, à l'aspect des ouvrages, à leur *encombrement* en hauteur limitée, à un *minimum* de poids propre, à une *économie globale* maximum de l'ensemble de la construction, etc.

Dans l'état actuel de la construction des bâtiments à étages multiples et des ponts, la condition de *hauteur minimum d'encombrement* est souvent prépondérante, toutes les autres étant d'ailleurs satisfaites.

Il y a donc en général dans un problème de poutre fléchie, et abstraction faite des conditions exceptionnelles (B_3) et (B_4), *cinq charges-barrières* dont la plus petite sera la charge totale de service :

$$B_1 = \frac{\text{charge de rupture ou charge ultime}}{\mu_1 \text{ ultime}}$$

$$B_2 = \frac{\text{charge de déroboement latéral}}{\mu_2 \text{ déroboement}}$$

$$B_3 = \frac{\text{charge de franchiss. de la limite d'élasticité}}{\mu_5 \text{ élasticité}}$$

$$B_6 = \text{charge faisant atteindre la } f/l \text{ limite}$$

$$B_6' = \text{charge faisant atteindre la } f \text{ limite}$$

$$B_7 = \frac{\text{charge de dégradation mineure}}{\mu_7 \text{ dégradation mineure}}$$



a) Poutres en acier non enrobées

On peut facilement montrer qu'en fait, pour les poutres en acier fléchies, ce sont les charges-barrières B_5 relatives au franchissement de la limite d'élasticité et B_6 ou $B_{6'}$ relatives à la raideur qui sont à prendre en considération.

Presque toujours, dès que la hauteur d'encombrement est assez limitée, c'est la charge-barrière B_6 ou $B_{6'}$, de raideur qui est déterminante, de sorte que dans ces cas l'on n'épuise pas, et de loin, les résistances qu'offre la matière mise en œuvre; c'est un très gros handicap.

b) Poutres en acier enrobées de béton ordinaires

En étudiant l'enrobage on peut éliminer le problème du dérobement latéral B_2 et augmenter très efficacement les charges-barrières de raideur B_6 ou $B_{6'}$.

Mais surgit alors tout spécialement la condition relative aux « dégradations mineures B_7 » qui n'étaient pas en jeu pour les poutrelles non enrobées.

La dégradation mineure relative aux poutres enrobées ordinaires est la fissuration de l'aile inférieure du béton (côté convexité) au point que bien souvent on n'enrobe même pas l'aile inférieure, ce qui fait perdre une possibilité intéressante de raideur et peut avoir d'autres inconvénients.

La fissuration du béton de l'aile convexe est la condition qui bride jusqu'ici gravement l'intérêt de l'emploi de poutres enrobées.

Pour se couvrir à ce sujet la tension de l'aile tirée doit être limitée à 12 kg/mm^2 au lieu de 14 kg/mm^2 que permettrait l'acier A. 37 pour une poutre enrobée.

Dans ces conditions, l'utilisation d'un acier de qualité supérieure à celle de l'A. 37 pour poutres enrobées n'offre aucun intérêt.

B. Principes fondamentaux relatifs aux poutres « Preflex »

Ces poutres ont pour but de supprimer les insuffisances inhérentes aux poutrelles non enrobées et celles inhérentes aux poutrelles enrobées ordinaires. Elles valorisent toute la zone d'utilisation des aciers tels que le A. 52 ou supérieur, associés à des bétons de haute qualité.

Par rapport à une même poutre métallique enrobée ordinaire :

B_1 n'est guère modifiée;

La question du dérobement latéral ne se pose ni pour l'une ni pour l'autre (B_2);

B_5 est fortement augmentée;

B_6 et $B_{6'}$ sont fortement augmentées;

B_7 (fissuration) est *considérablement augmentée* et tout justifie l'intérêt très considérable de l'emploi de poutrelles en acier A. 52 et même d'aciers plus résistants au lieu de A. 37.

La charge de service est très fortement augmentée, ainsi que la raideur et la fissuration n'est pas à craindre.

Le système s'avère donc plein d'intérêt et de promesses.

Phases de la fabrication :

Phase I : Préflexion et blocage

Une poutre métallique en acier de qualité (A 52 par ex.) est soumise à flexion par des charges transversales équivalentes aux charges de service prévues et dans le sens même dans lequel agiront ces dernières.

Les flèches subies par la poutre ainsi sollicitée sont évidemment à ce moment très importantes, puisque l'enrobage de béton n'est pas présent — elles peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de $15/1000$ de la portée.

La poutre métallique est bloquée d'une manière quelconque dans sa forme ainsi très fortement fléchie.

Phase II : Bétonnage d'une semelle en béton enrobant toute l'aile convexe de la poutre ainsi bloquée.

Ce béton enrobe en général entièrement toute la semelle sollicitée par traction et la partie contiguë de l'âme. L'adhérence du béton au métal est éventuellement complétée par des butées adéquates fixées aux endroits appropriés.

Phase III : Débloccage de la poutre préparée par la phase II

Cette phase est exécutée lorsque le durcissement du béton est jugé suffisant. A ce moment, le béton s'oppose à l'accourcissement complet des fibres préallongées de la semelle enrobée.

Il s'établit un nouvel état d'équilibre comportant :

1. Le maintien dans l'aile enrobée des $\frac{2}{3}$ environ des tensions maxima de traction qu'y avait créées la phase I;

2. Le maintien d'environ la moitié de la forte flèche créée par la phase I;

3. La création dans la semelle en béton de tensions préalables de compression — tensions assez élevées. Ce béton est donc *précomprimé*.



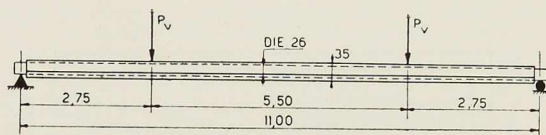


Fig. 1. Schéma de la disposition des charges sur les poutres d'essais de 11 mètres de portée.

Cette phase termine la fabrication de la poutre proprement dite.

Si la poutre est utilisée telle quelle, sans plus, il est évident que lorsqu'on réappliquerait les charges maxima de service par rapport à la poutre dans son état « Preflex » non porteuse d'autre chose que son propre poids, le béton enrobant la semelle serait décomprimé, à partir des tensions de compression acquises à la fin de la fabrication, jusqu'à une tension nulle; donc élimination de toute possibilité de fissuration; d'autre part, la flèche à charge égale sera réduite de moitié environ par rapport à la poutre métallique nue.

Phase IV : Achèvement de l'enrobage

En général la phase III ne sera pas la phase finale; il y a une quatrième phase qui consiste en l'achèvement de l'enrobage de l'âme et de la seconde semelle (côté concave) au profil justifié par les dispositions d'ensemble du projet, dans lequel la présence de ce béton s'impose souvent pour constituer le platelage d'un pont ou un hourdis.

Ce béton sera lui aussi exécuté avec grand soin. Sa présence augmentera très considérablement le module et le moment d'inertie de la section finale de la poutre préfléchie.

Il en résulte une très forte diminution des flèches sous l'effet des charges de service, par rapport à celles subies par une poutre de même section, enrobée en une seule fois, sans préflexion. La très grande sécurité vis-à-vis de la fissuration de l'aile convexe du béton reste acquise. Ces faits apparaîtront numériquement à la description des résultats des essais effectués en mars, mai et juin 1951 donnés ci-après.

Les résultats recherchés sont acquis.

Les problèmes énoncés ci-devant sont résolus et l'emploi d'un acier de qualité se révèle fructueux.

Toutes les insuffisances antérieures concernant les poutres enrobées ou non et relatives à la raideur, au danger de fissuration, à la petitesse des charges de service admissibles, sont vaincues complètement pour les poutres enrobées réalisées avec préflexion.

C. Résultats d'essais comparatifs effectués sur une poutre enrobée ordinaire (poutre témoin) et sur une poutre enrobée semblable, mais fabriquée sur le procédé « Preflex »

a) La « poutre témoin » non préfléchie (Fig. 1 et 2)

Cette poutre est constituée par une poutre D.I.E.26 de 11 mètres de portée, enrobée de béton suivant les procédés habituels (1).

La charge de service a été calculée conformément à la norme belge (A.B.S. — Publication n° 13 — 1937), en négligeant le béton tendu, en attribuant à m la valeur classique 15 et en adoptant comme tension de traction dans l'aile inférieure de la poutre 12 kg/mm².

La charge totale de service calculée ainsi est $F_{tot} = 7\ 560$ kg.

Compte tenu de la présence du poids propre (4 560 kg) la surcharge utile de service est donc $F_u = 3\ 000$ kg.

Cette poutre a été soumise à un premier essai le 19 mars 1951, effectué au moyen de deux vérins hydrauliques, sous lesquels étaient placés les dynamomètres à déformations élastiques.

Les vérins créaient deux charges localisées (P_v) placées symétriquement à une distance des appuis égale au 1/4 de la portée (fig. 1); dans ces conditions, les efforts tranchants maxima et les moments fléchissants maxima sont les mêmes que si la charge totale $2 P_v$ était uniformément répartie, et la flèche f au milieu de la poutre est de 10 % supérieure à celle que produirait la même charge, mais uniformément répartie.

La raideur mesurée au cours de l'essai a été de :

$$p_0 = \frac{2 P_v}{f} = 0,612 \text{ tonne par mm de flèche.}$$

La première fissure s'est produite très nettement avant que ne fut atteinte la charge de service — la fissure s'est en effet produite à 6 290 kg (poids mort compris), soit 83 % seulement de la charge totale de service, de sorte que

(1) L'acier utilisé est un acier A. 52 à haute limite élastique ayant les caractéristiques suivantes :

$$R_r : 53,30 \text{ kg/mm}^2 \quad R_e : 37,46 \text{ kg/mm}^2$$

$$A : 30,15 \% \quad E_a : 20\ 500 \text{ kg/mm}^2$$

Le béton mis en œuvre a donné aux essais classiques les hautes résistances suivantes (sur cubes de 20 cm de côté)

$$R_{72 \text{ jours}} : 680 \text{ kg/cm}^2 \text{ (semelle inférieure).}$$

$$R_{61 \text{ jours}} : 728 \text{ kg/cm}^2 \text{ (semelle supérieure).}$$

$$E_b : 591\ 000 \text{ kg/cm}^2.$$

Le coefficient d'équivalence ne vaut que

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 3,47.$$

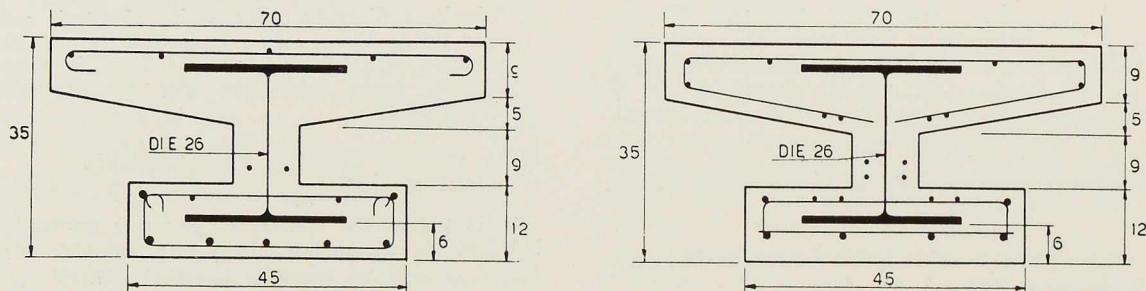


Fig. 2 et 3. Sections des poutrelles enrobées du type ordinaire et du type « Preflex ».

seulement 58 % de la charge *utile* de service étaient atteints à ce moment.

La fissure en question ne s'est pas refermée lorsqu'on a diminué la charge de 1 000 kg. Par contre, lorsqu'on a remis la même charge on a constaté l'apparition de dix nouvelles fissures qui, elles aussi, sont restées visibles après l'enlèvement de la surcharge.

L'essai a été poursuivi jusqu'à une charge utile très peu supérieure à la charge utile de service F_u .

Après l'enlèvement total de la charge, on a constaté qu'au bout de 45 minutes d'attente les onze fissures qui s'étaient produites dans l'aile inférieure du béton restaient nettement visibles; elles ne se sont d'ailleurs plus refermées dans la suite.

CONCLUSION

Le danger de fissuration du béton de l'aile inférieure de la poutre non préfléchée est *manifeste*.

La charge-barrière B_7 est nettement inférieure à la charge de service prévue et c'est donc en fait elle qui serait déterminante.

Ces essais ont été poursuivis les 24 et 29 mai et le 6 juin 1951. La figure 4 montre les résultats obtenus lors de ces essais. La partie T_0 - T_1 correspond au poids propre de la poutre augmenté du poids des appareils; T_1 , T_2 , T_3 aux premiers essais et T_3 - T_V - T_4 aux essais du 6 juin.

On remarque notamment :

Un peu en-dessous de la charge totale de fissuration ($P_{tot.} = 6,260$ tonnes) s'amorce un changement de direction de la courbe nettement marqué au point T_V , à environ 1 tonne au-dessous de la charge totale de service $F_{tot.} = 7,560$ tonnes.

Les fissures ne sont pas seulement une dégradation mineure locale; elles sont le signal d'une *perte appréciable de raideur de l'ensemble de la poutre* et cependant la poutrelle proprement dite

et le béton comprimé sont encore à ces moments parfaitement élastiques.

Le petit palier T'' - T''' correspond à un arrêt de l'essai, la tuyauterie d'alimentation de l'un des vérins ayant présenté une fuite; il a fallu arrêter l'essai et le reprendre peu après.

La pente moyenne de la partie T' - T_2 est l'expression de la raideur de la poutre après fissuration; elle est évidemment intermédiaire entre la pente de ON_1 (raideur de la poutrelle nue) et la pente OO_1 (raideur de la zone élastique de la poutrelle enrobée).

A la fin de l'essai du 24 mai on a fait tomber la charge à 0, il est resté une flèche O_1 - T_3 de 19 mm qui ne s'est pas modifiée entre le 24 mai et le 6 juin.

Le 6 juin 1951, on a repris la montée continue de charge-diagramme T_3 - T_V - T_4 .

Dans la zone du point T_V le diagramme s'incurve très nettement; cela provient assurément du fait que l'aile inférieure de la poutrelle commence progressivement à dépasser la limite d'élasticité de l'acier et à subir les allongements correspondants.

A partir de la région du point T_V (flèche $f_v = 150$ mm), il suffit d'un très faible accroissement de la charge des vérins pour provoquer un très grand accroissement de la flèche — le diagramme s'allonge considérablement; cela provient des grands allongements de l'aile inférieure de la poutrelle enrobée.

On a atteint la charge ultime — sans atteindre la rupture du béton de l'aile supérieure de la poutre.

L'essai a été arrêté au point T_4 — à une charge totale $F_{tot.} = 33,840$ tonnes, soit une charge dans les deux vérins $2 P_v = 28,480$ tonnes.

A ce moment la flèche totale était énorme : $f_{tot.} = 328$ mm (30 % de la portée).

Les fissures dans l'aile inférieure du béton



Le 19 mars 1951 et les jours suivants	Tensions atteintes	
	Au cours de l'essai, sous charge totale de 21 090 kg.	Maintenues pendant 49 jours sous charge totale de 19 290 kg.
Béton de l'aile inférieure — compression	46,1 kg/cm ²	68,5 kg/cm ²
Béton de l'aile supérieure — compression	180,8 kg/cm ²	160,8 kg/cm ²
Acier-fibres inférieures de l'aile inférieure — traction	29,18 kg/mm ²	28,38 kg/mm ²
Acier-fibres supérieures de l'aile supérieure — compression	13,00 kg/mm ²	12,40 kg/mm ²

TABLEAU I. — Tensions atteintes dans les divers éléments de la poutre présollicitée.

étaient au nombre de 81, dont 34 avaient gagné l'âme; sur ce nombre 10 avaient gagné le dessous de l'aile supérieure du béton sans cependant l'intéresser jusqu'aux bords latéraux. Les 11 fissures qui étaient apparues le 19 mars 1951 ont atteint une ouverture dans le bas de 5 mm.

La face supérieure du béton est absolument intacte et aucun indice de glissement relatif du béton par rapport à la semelle supérieure de la poutrelle n'a pu être décelé. On rappelle que cette poutre témoin n'est munie d'aucune butée d'adhérence.

Cet essai n'a été arrêté que parce que l'effort exercé par les vérins commençait à prendre une obliquité dangereuse par rapport à l'axe déformé de la poutre et que de toute façon la charge technique ultime était atteinte.

La poutre a été bloquée à la forme atteinte à la fin de l'essai.

b) La poutre « Preflex » (Fig. 1 et 3)

Au point de vue de ses dimensions et des matières mises en œuvre, cette poutre est pratiquement identique à la poutre témoin. Les essais de résistance des cubes de béton à l'âge de l'essai de la poutre ont donné des résultats inférieurs (577 et 618 kg/cm²) à ceux relatifs aux cubes de béton de la poutre témoin (680 et 728 kg/cm², respectivement) (1).

La charge utile de service (au delà du poids mort, calculée en supposant que la tension sur l'aile inférieure de la poutrelle atteint 24 kg/mm² et compte tenu de la préflexion et de l'enrobage est

$$F_u = 10\,000 \text{ kg.}$$

La poutre étant ainsi achevée, fut, après durcissement du béton de l'âme et de l'aile supé-

rieure, soumise le 19 mars 1951 à un premier essai (2).

La raideur mesurée sur la poutre achevée était à ce moment de

$$\rho_3 = \frac{2 P_v}{f} = 0,650 \text{ tonne par mm de flèche;}$$

c'est-à-dire $\frac{1,4}{1\,000}$ de la portée pour la charge utile de 10 tonnes.

Au cours de ce premier essai, on a atteint la charge totale de 21 090 kg, donc une charge utile au delà du poids mort, de 16 530 kg, soit 1,65 de la charge utile de service.

La poutre a été laissée sous la charge totale de 19 290 kg pendant 49 jours.

(1) Les phases de fabrication furent les suivantes :

Phase I : Préflexion de la poutrelle nue, jusqu'à une flèche au milieu de 139 mm au moyen de deux charges $2 \times P$, créant dans la section à mi-longueur une tension de traction de 28,20 kg/mm².

La raideur constatée sur la poutrelle nue était de

$$\rho_1 = \frac{2 P_v}{f} = 0,412 \text{ tonne par mm de flèche.}$$

Phase II : Enrobage de la semelle tendue (inférieure) par un béton de qualité.

Phase III : Déblochage

Dans le cas réalisé, il est resté après ce relâchement une flèche de 74 mm.

Pendant les 22 premiers jours suivant le déblocage, on a pu constater une diminution supplémentaire de la flèche de 9 mm (flèche passée de 74 à 65 mm). Après cela la flèche s'est stabilisée, restant inchangée.

Les calculs ont montré qu'à ce moment (aile inférieure seule enrobée) la raideur était

$$\rho_2 = \frac{2 P_v}{f} = 0,205 \text{ tonne par mm de flèche.}$$

Il est intéressant de noter que cette précompression a été maintenue pendant 90 jours.

Phase IV : Enrobage de l'âme et de la semelle supérieure de la poutrelle.

Cet enrobage a été effectué sur la poutre gardant la forme qu'elle avait acquise après le déblocage.

(2) A ce moment : le béton de l'aile inférieure (134 jours) donnait sur cubes 577 kg/cm² environ, le béton de l'aile supérieure (70 jours) donnait sur cubes 618 kg/cm² environ.



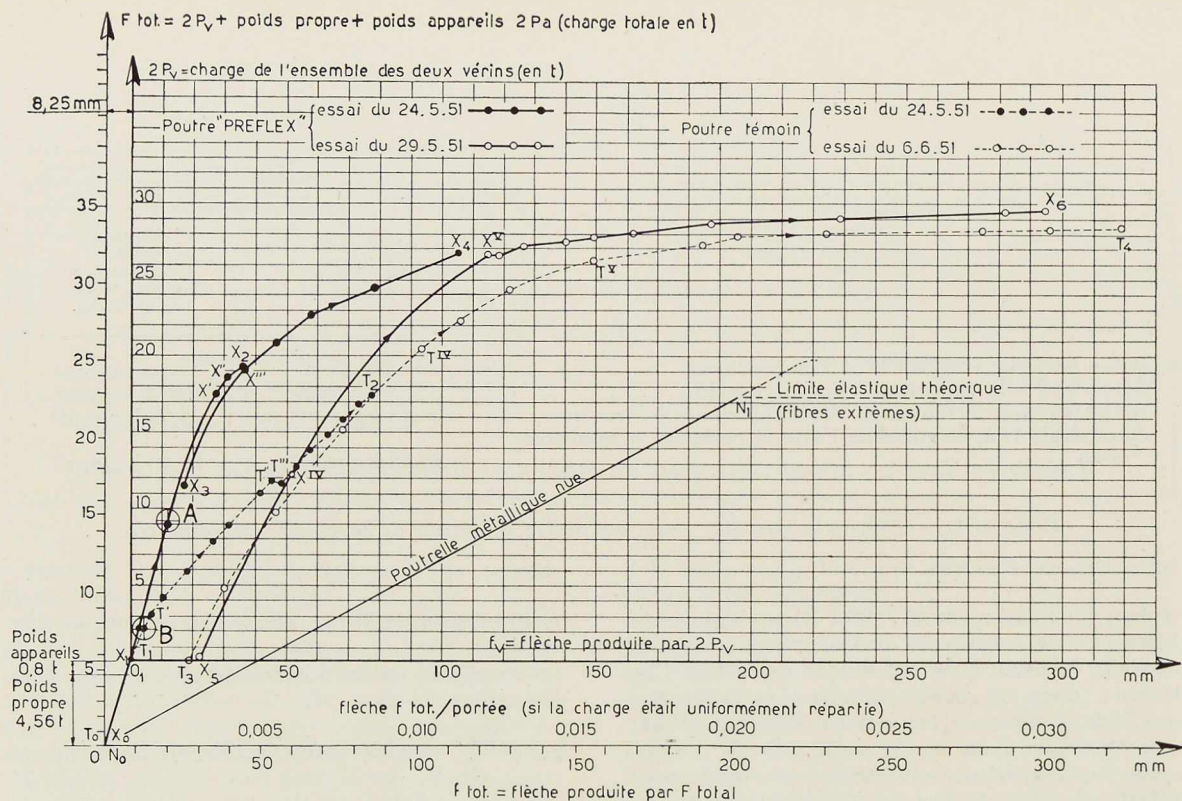


Fig. 4. Diagramme Sollicitations-Déformations.

A : charge de service de la poutre « Preflex »; B : charge de service de la poutre témoin.

Les tensions atteintes au cours de cet essai et puis pendant les 49 jours sous charge sont données au tableau I ci-contre.

Aucune fissure ne s'est produite dans l'aile inférieure du béton.

La figure 4 donne les résultats de ces essais poursuivis les 24 mai, 29 mai et 6 juin 1951.

Les diagrammes qui correspondent à cette poutre sont : X_0 - X_1 - X' - X'' - X_2 , dont la partie X_0 - X_1 correspond à la zone du poids propre et du poids des appareils, et la partie X_1 - X_2 à la première montée de charge effectuée le 24 mai, X_2 - X_3 , première descente de charge effectuée le 24 mai;

X_3 - X''' - X_4 ; deuxième montée de charge du 24 mai, la poutre est restée bloquée en X_4 jusqu'au 29 mai;

X_4 - X_5 ; deuxième descente de charge effectuée au début de l'essai du 29 mai;

X_5 - X^{IV} - X_6 ; troisième montée de charge effectuée le 29 mai 1951.

La montée reste quasi rectiligne de X_1 à X' , en dépassant fortement la charge de service.

La première fissuration de l'aile inférieure du béton s'est produite à la charge totale de 23,960 tonnes (*) (point X'') c'est-à-dire à la charge utile — $F_u = 19,400$ tonnes.

Or, la charge totale de service prévue est

$F_{tot, service} = 14,560$ tonnes, de sorte que la première fissuration s'est produite pour une charge totale 1,645 fois la charge totale de service prévue et pour 1,94 fois la charge utile de service.

La fissuration s'étant nettement produite (4 fissures — point X_2), on a provoqué une descente de charge jusqu'au point X_3 . On a constaté qu'en X_3 les quatre fissures s'étaient refermées et n'étaient plus visibles même à la loupe.

La descente X_2 - X_3 accuse l'absence de flèche permanente jusque la charge totale de 23,960 tonnes, tandis que la poutre témoin accusait une flèche de 19,760 mm après la descente T_2 - T_3 .

Tout comme pour la poutre témoin, un coude se marque très nettement un peu avant la première fissure. Mais ici ce coude témoigne d'une chute de raideur sensiblement simultanée sans doute du béton tendu et du métal tendu (direction moyenne X''' - X_4 sensiblement parallèle à la direction moyenne T^{IV} - T_v).

Le béton qui, dans la poutre témoin ne pou-

(1) Il faut remarquer que la première fissuration a comporté deux fissures, qui se sont produites au droit de deux trous de 35 mm de diamètre réservés à mi-hauteur de la semelle inférieure de la poutrelle. La fissuration a donc été quelque peu prématurée et il y a plutôt lieu de la considérer comme produite à 24,730 tonnes (point X''), quand deux nouvelles fissures se sont produites ailleurs qu'aux trous.



	<i>Poutre témoin</i>	<i>Poutre PREFLEX</i>	<i>Rapports</i>
Charge totale de service prévue $F_{tot. serv.}$	7,560 tonnes	14,560 tonnes, sécurité de 2,40 par rapport à la charge ultime	1,92
Charge utile correspondante	3,000 tonnes	10,000 tonnes, sécurité de 3,04 avant d'atteindre la charge ultime au delà du poids propre	3,33
Charge totale de 1 ^{re} fissuration (expérimentale)	6,290 tonnes (0,83x $F_{tot. serv.}$)	23,960 tonnes (1,65x $F_{tot. serv.}$)	3,81
Charge utile correspondante	1,730 tonnes (0,58 F utile)	19,400 tonnes (1,94 F utile)	11,22
Flèche totale à la charge totale de service prévue pour la poutre PREFLEX (14,560 t) dans l'hypothèse de charge uniformément répartie	37,6 mm. soit 3,42/1000 de la portée	18,6 mm. soit 1,69/1000 de la portée	0,495
Flèche due à la charge utile correspondante	31,1 mm. soit 2,83/1000 de la portée	12,1 mm. soit 1,1/1000 de la portée	0,390
Charge ultime $F_{ult.}$ atteinte sans aucun signe de faiblesse des parties comprimées du béton.	33,840 tonnes	34,970 tonnes	1,03
Flèche maximum atteinte à laquelle l'essai a été arrêté	328 mm. soit 30/1000 de la portée	303 mm. soit 27,5/1000 de la portée	
Nombre de fissures des parties tirées du béton à la flèche maximum en question	81 à la Ch. $F_{ult.}$ dont 34 ont gagné l'âme et 10 le bas de l'aile supérieure	17 à la Ch. $F_{ult.}$ dont 6 ont gagné l'âme et aucune le bas de l'aile supérieure	

TABLEAU II. — Comparaison des essais des deux poutres.

vait suivre *sans se fissurer* les allongements du métal jusqu'à sa tension de service de 12 kg/mm² parvient, au contraire, dans la « Preflex », à suivre le métal nettement jusqu'à sa limite élastique qui est supérieure à 37 kg/mm².

A la fin de l'essai du 24 mai on a bloqué la

poutre « Preflex » dans la position représentée par le point X_4 ($2 P_v = 26,780$ t).

Les vérins étant enlevés, la poutre avait repris un peu de sa flèche entre le 24 et le 29 mai parce que certaines cales en bois avaient subi un écrasement assez fort. Néanmoins il a fallu que la

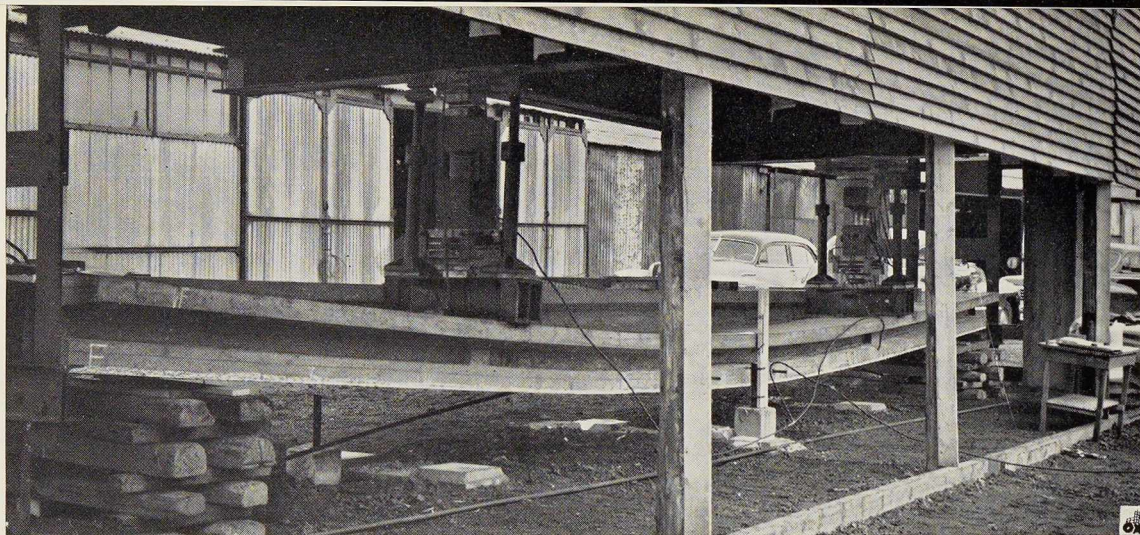


Fig. 5. Poutre sollicitée au maximum de l'effort des vérins à la fin de l'essai du 29 mai (34,97 t).

charge des vérins soit portée à 20,760 tonnes pour que les cales se libèrent.

On a ensuite ramené la charge des vérins à zéro (Point X_5 du diagramme).

Cela accuse une flèche O_1-X_5 de 22,68 mm au niveau de l'origine O_1 .

Cette flèche est à peine supérieure à O_1-T_3 que marquait la poutre témoin après avoir supporté la charge de vérins T_2 de 17,600 tonnes.

On a ensuite (le 29 mai 1951) commencé la troisième montée de charge des vérins.

L'essai a alors été poursuivi avec de nombreuses lectures depuis X^v jusqu'en X_6 . Cette zone est celle des très grandes déformations. Comme pour la poutre témoin le diagramme montre très nettement qu'en X_6 on était parvenu à la charge ultime, en ce sens qu'une très petite augmentation de la charge provoquait une très grande augmentation de la flèche. Ici aussi il n'y avait aucun signe de faiblesse de l'aile supérieure.

Dans cette zone, à même flèche, la charge de la « Preflex » reste à tout moment un peu supérieure à celle de la poutre témoin (différence en plus de 1,130 tonnes).

Donc, même à la charge utile et bien que l'aile inférieure de béton soit complètement fissurée, la poutre « Preflex » se souvient jusqu'à la fin de ce qu'elle a été préfléchie.

Cependant au point de vue technique on dira que les charges ultimes de deux poutres sont pratiquement les mêmes.

Comme pour la poutre témoin, c'est la très grande valeur de la flèche et l'inclinaison relative très forte de l'effort de chaque vérin par rapport à la déformée qui ont justifié l'arrêt de l'essai.

D'ailleurs la charge ultime étant atteinte, il n'y aurait plus eu qu'une augmentation très grande des flèches, sans plus.

La figure 5 montre l'aspect de la poutre à la fin de l'essai du 29 mai 1951.

La charge totale maximum atteinte était $F_{\text{tot. max.}} = 34,970 \text{ t}$, la charge totale des vérins, donc au delà du poids propre et du poids des appareils était donc $2 P_{v. \text{max.}} = 29,610$ tonnes. La flèche totale atteinte était $f_{\text{tot. max.}} = 303 \text{ mm}$, soit $\frac{27,5}{1.000}$ de la portée, valeur considérable, à

partir de laquelle on peut déclarer que les conditions techniques de fonctionnement de la poutre sont largement dépassées.

Le nombre de fissures a été de 17 en tout (contre 81 dans la poutre témoin). La première fissure qui a gagné l'âme en béton en s'élevant dans celle-ci, s'est marquée à la charge totale de 31,860 tonnes (aspect filiforme-cheveu).

Par la suite, quelques autres fissures filiformes se sont produites dans l'âme du béton.

Aucune fissure n'a pénétré dans la table supérieure en béton qui reste tout à fait intacte.

À la fin de l'essai quatre des premières fissures de l'aile inférieure du béton étaient ouvertes, dans le bas, de 3 millimètres environ.

Aucun indice de glissement du béton par rapport à la poutrelle métallique n'a été relevé.

Comparaison

Les essais décrits ci-avant donnent les éléments de comparaison suivants :

1. Pour les deux poutres, pour une flèche totale de plus de 300 mm, soit environ 30/1 000 de la portée on avait atteint la charge portante ultime.

Cette charge est à considérer comme celle à partir de laquelle la poutre n'est plus apte à remplir son rôle technique (fig. 5).

Mais à la flèche considérable indiquée, la poutre



n'est nullement rompue — la partie comprimée du béton est intacte.

Cela représente un *élément de sécurité absolument remarquable*.

2. La préflexion n'augmente guère la charge portante ultime, mais elle *valorise remarquablement la charge d'utilisation de la poutre*.

Dans la zone d'utilisation, tout le diagramme est déplacé vers le haut, donnant partout, à même flèche, une charge fortement accrue.

3. La préflexion donne une charge totale de service prévue de l'ordre de deux fois supérieure à celle que donnerait la pièce non préfléchie. A cette charge la poutre préfléchie est *parfaitement élastique*.

4. La poutre préfléchie présente à cette charge totale de service prévue une *sécurité de 1,65* par rapport à la charge de *première fissuration*, alors que la poutre non préfléchie est fissurée à 0,83 de la charge totale de service prévue.

5. La poutre préfléchie donne une charge utile de service (au delà du poids propre) de *plus de trois fois* celle de la pièce non préfléchie.

6. La poutre préfléchie a présenté une *raideur remarquable dans la zone d'utilisation*, ce qui permet de satisfaire tous les desiderata possibles à ce sujet.

Conclusions.

La poutre « Preflex » du genre décrit dans le présent texte est une association rationnelle entre deux matériaux de qualité :

1° Une poutrelle en acier du type A. 52 (ou similaire);

2° Un enrobage de béton de résistance élevée.

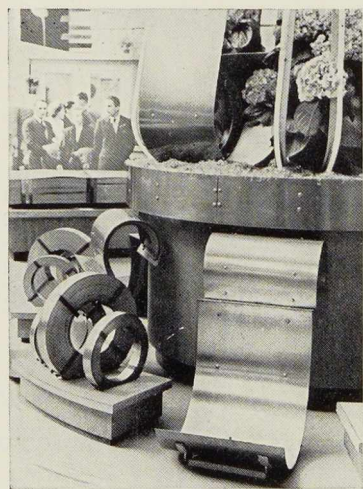
Dans cette association, la limite élastique élevée du premier matériau et l'importante résistance du second sont, toutes deux, *entièrement mises à profit* grâce à l'élimination pratique de deux barrières gênantes par excellence :

1. Les flèches trop grandes ou l'insuffisance de raideur;

2. La fissuration du béton tiré.

Si le premier matériau apporte pratiquement, à lui tout seul, toute la *résistance* désirable, le deuxième matériau lui, tout en protégeant le premier contre la corrosion par exemple, lui apporte en même temps la *raideur* qui lui manquait; le deuxième matériau apporte sa contribution en mettant en valeur sa *forte résistance propre en compression*, sans pour cela se fissurer dans les zones tendant à devenir convexes.

L. B. & A. L.



Enquête SUR LES PRODUITS PLATS

Le Comité Scientifique de la Foire de Liège nous a sollicités pour organiser une journée du Produit Plat à la prochaine Foire qui se tiendra à Liège du 26 avril au 11 mai 1952. Cette journée est fixée au 8 mai 1952.

Afin de nous documenter davantage, nous voudrions demander aux lecteurs de **L'Ossature Métallique** quelles sont, à leur avis, les possibilités d'emploi futur et les chances d'utilisation nouvelle de la tôle et de la bande, laminées à chaud ou à froid. Nous saurions gré à nos lecteurs de bien vouloir répondre à l'une ou l'autre des questions suivantes :

a) Connaissez-vous des emplois de tôles ou de bande où celles-ci ont remplacé :

- Un autre produit sidérurgique,
- Un produit concurrent, tel que bois, béton, aluminium, bakélite, etc.

b) Quels sont les avantages et désavantages de ce changement de matériau?

c) Voyez-vous d'autres possibilités d'utilisation des produits plats?

d) Quels moyens de propagande suggérez-vous pour assurer le succès de ces nouvelles utilisations?

e) Avez-vous à faire des suggestions techniques concernant la transformation des produits plats?

Les réponses doivent être adressées avant le 1^{er} novembre 1951 au Centre d'Information de l'Acier, 154, avenue Louise, à Bruxelles.

L'Ossature Métallique offre, pour 1952, un abonnement gratuit aux dix correspondants dont les réponses présenteront le plus d'intérêt.

V. Roisin,
Ingénieur A. I. Br.,
Docteur en Sciences appliquées,

A. Sariban,
Ingénieur A. I. Br.,
Docteur en Sciences appliquées,

S. Zaczek,
Ingénieur A. I. Br.

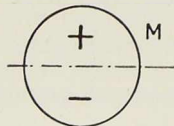
Pratique des poutres continues quelconques

1° Introduction

La présente note a pour but de présenter l'application de la méthode de H. Cross à la résolution des poutres continues quelconques. L'idée principale consiste dans l'introduction de plusieurs variables dans la résolution du problème et vu la convergence du système, dans l'utilisation des propriétés des séries convergentes. Il est ainsi possible d'obtenir des solutions pratiquement immédiates pour une série importante de poutres allant de la poutre à 3 appuis jusqu'à la poutre à 10 appuis. Pour les poutres d'ordre supérieur, nous avons développé une méthode générale qui permet de calculer les poutres de N à $2N - 3$ travées en partant de la connaissance des poutres de 1 à $N - 1$ travées. De ce fait, le problème des poutres continues est résolu dans toute sa généralité et ce indépendamment de la symétrie, des inerties et des longueurs des travées.

Dans notre article « Contribution à l'étude des lignes d'influence dans les systèmes hyperstatiques par un emploi simple d'une généralisation de la méthode de H. Cross » paru dans le n° 6-1950 de la *Technique des Travaux*, nous avons rappelé suffisamment les principes de la méthode de H. Cross, c'est pourquoi nous les supposons connus dans la présente note. Cependant, il nous paraît utile de définir les conventions de signes qui seront adoptées.

Les moments fléchissants sont dits positifs quand la courbure de la pièce fléchie est dirigée vers le haut; c'est-à-dire, le côté convexe vers le haut et le côté concave vers le bas, ce qui peut se représenter schématiquement par :



Les efforts tranchants sont dits positifs dans une section quand, lors d'une coupure, la lèvre gauche tend à se déplacer vers le bas par rapport à la lèvre droite; ce qui peut se représenter schématiquement par (fig. 1)



Fig. 1. Représentation schématique des efforts tranchants.

Les couples agissant sur les nœuds sont dits positifs lorsqu'ils tendent à faire tourner les nœuds dans le sens des aiguilles d'une montre. Dans le cas contraire ils seront dits négatifs. On remarque alors qu'à l'extrémité gauche d'une barre, le signe du moment fléchissant est le même que le signe du couple tandis qu'à l'extrémité droite les signes sont contraires (fig. 2).

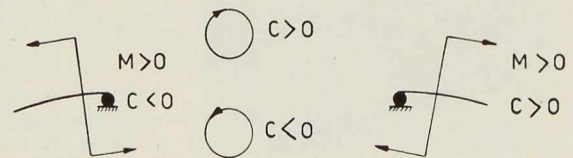


Fig. 2. Représentation schématique des moments fléchissants.

Dans le cas de colonnes ou barres inclinées de plus de 45° sur l'horizontale, on considère leur extrémité supérieure comme extrémité droite. Ainsi on les assimile à des poutres horizontales en les regardant de la droite vers la gauche.



2° Résolution algébrique d'une poutre continue quelconque

Cette résolution sera conduite à l'aide du tableau général donné au cours de la présente note et constitué suivant la méthode décrite ci-dessous.

Pour faciliter l'exposé en raisonnant directement sur un cas concret, proposons-nous de calculer les moments aux appuis d'une poutre continue à trois travées, les appuis extrêmes pouvant être soit des encastrements soit des appuis simples, les inerties et longueurs des barres n'étant pas définies. Considérons cette poutre soumise uniquement à un couple unitaire positif, appliqué immédiatement à droite du nœud 2 de la barre 2-3 de manière à ce que le moment

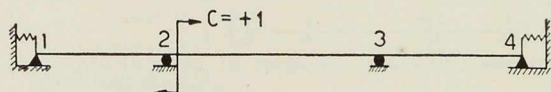


Fig. 3. Poutre soumise à un couple unitaire à droite du nœud 2.

au droit de l'appui 2 soit un moment unitaire positif (fig. 3). Appelons : a, b, c, d , les coefficients de partage et t, t', t'' et t''' , les coefficients de transmission aux nœuds 2 et 3, seuls nœuds à libérer (fig. 4).

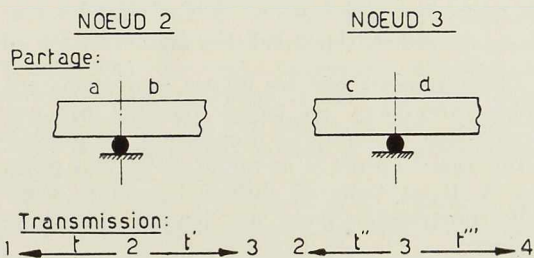


Fig. 4. Coefficients de partage et de transmission aux nœuds 2 et 3.

A partir de ces coefficients supposés indéterminés, nous pouvons chiffrer les moments aux appuis de la poutre par un Cross normal qui se présentera comme ci-après :

Noeuds			Noeuds à libérer				A ne pas libérer	
			2		3		1	4
Barres			2-1	2-3	3-2	3-4	1-2	4-3
Partage μ			a	b	c	d		
Transmission ρ			t	t'	t''	t'''		
Opér.	N. lib.	Couple l						
0				+1				
1	2	-1	-a	-b	-b.t'		-a.t	
2	3	+b.t'		b.t'.c.t''	b.t'.c	b.t'.d		b.d.t'.t''
3	2	-b.t'.c.t''	-a.b.c.t'.t''	-b ² .c.t'.t''	-b ² .c.t' ² .t''		-a.b.c.t'.t''	
4	3	b ² .c.t' ² .t'' ²		b ² .t' ² .c ² .t'' ²	b ² .c ² .t' ² .t''	b ² .c.d.t' ² .t''		b ² .t' ² .c.d.t''.t''
5	2	-b ² .c ² .t' ² .t''	-a.b.c.t' ² .t'' ²	-b ³ .t' ² .c ² .t'' ²	-b ³ .c ² .t' ³ .t'' ²		-a.b ² .c ² .t'.t' ² .t'' ²	
6	3	b ³ .c ² .t' ³ .t'' ²			b ³ .c ² .t' ³ .t'' ²	b ³ .c ² .t'' ² .d		

Sommons à chaque nœud les couples partiels, nous obtenons en tenant compte du signe, la valeur des moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_1 &= -a \cdot t (1 + b \cdot c \cdot t' \cdot t'' + b^2 \cdot c^2 \cdot t'^2 \cdot t''^2 + \dots) \\ M_2 &= a (1 + b \cdot c \cdot t' \cdot t'' + b^2 \cdot c^2 \cdot t'^2 \cdot t''^2 + \dots) \\ M_3 &= -b \cdot d \cdot t' (1 + b \cdot c \cdot t' \cdot t'' + b^2 \cdot c^2 \cdot t'^2 \cdot t''^2 + \dots) \\ M_4 &= -b \cdot d \cdot t' \cdot t''' (1 + b \cdot c \cdot t' \cdot t'' + b^2 \cdot c^2 \cdot t'^2 \cdot t''^2 + \dots) \end{aligned}$$

Or on constate que ces quatre expressions ont entre parenthèses un terme constitué par une progression géométrique décroissante de premier terme égal à l'unité et de raison $bc t' t''$ plus petite que 1. Il est facile de chiffrer la somme d'une telle progression pour un nombre infini de termes.

Ainsi on trouve la valeur exacte des moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_1 &= -a \cdot t \left(\frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''} \right) = -a \cdot t \cdot \xi \\ M_2 &= a \left(\frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''} \right) = a \cdot \xi \\ M_3 &= b \cdot d \cdot t' \left(\frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''} \right) = b \cdot d \cdot t' \cdot \xi \\ M_4 &= -b \cdot d \cdot t' \cdot t''' \left(\frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''} \right) = -b \cdot d \cdot t' \cdot t''' \cdot \xi \end{aligned}$$

avec $\xi = \frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''}$

3° Explication du tableau général I

Ce tableau constitué suivant la méthode décrite ci-dessus donne la valeur des moments aux appuis de poutres continues quelconques sollicitées successivement par un moment unitaire positif à chacun de leurs nœuds.

Lorsqu'on se trouvera dans le cas de poutres à travées symétriques, le coefficient de transmission aura toujours une valeur unique t sauf pour les appuis extrêmes où il peut valoir 0 dans le cas d'un appui simple. De même, du fait de la symétrie, les coefficients de partage valent 0,5 sauf dans le cas d'un appui simple à une travée d'extrémité où ils vaudront a et b .

Dans le cas de poutres à inertie constante, le coefficient de transmission vaudra 0,5 sauf pour les appuis extrêmes où il vaudra 0 dans le cas d'un appui simple.

4° Emploi du tableau général I

Pour expliquer l'emploi du tableau, considérons l'exemple suivant : soit à calculer les moments

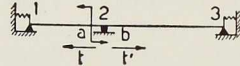
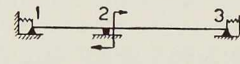
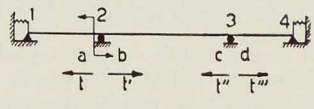
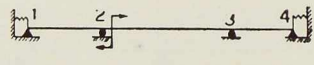
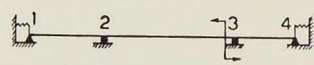
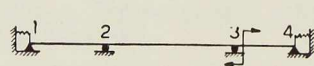
Schémas de sollicitation	Moments aux appuis
	$M_1 = a \cdot t$ $M_2 = b$ $M_3 = -b \cdot t'$
	$M_1 = -a \cdot t$ $M_2 = a$ $M_3 = b \cdot t'$
	$M_1 = a \cdot t \cdot \xi$ $M_2 = 1 - a \cdot \xi$ $M_3 = -b \cdot d \cdot t' \cdot \xi$ $M_4 = b \cdot d \cdot t' \cdot t''' \cdot \xi$ avec $\xi = \frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''}$
	$M_1 = -a \cdot t \cdot \xi$ $M_2 = a \cdot \xi$ $M_3 = b \cdot d \cdot t' \cdot \xi$ $M_4 = -b \cdot d \cdot t' \cdot t''' \cdot \xi$
	$M_1 = -a \cdot c \cdot t \cdot t'' \cdot \xi$ $M_2 = a \cdot c \cdot t' \cdot \xi$ $M_3 = d \cdot \xi$ $M_4 = -d \cdot t''' \cdot \xi$
	$M_1 = a \cdot c \cdot t \cdot t'' \cdot \xi$ $M_2 = -a \cdot c \cdot t' \cdot \xi$ $M_3 = 1 - d \cdot \xi$ $M_4 = d \cdot t''' \cdot \xi$

Tableau général I pour la résolution immédiate des poutres quelconques à deux et trois travées

aux appuis d'une poutre continue répondant au schéma de la figure 5.

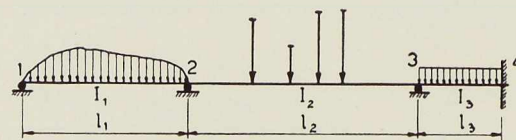


Fig. 5.

Chiffrons en premier lieu les valeurs des coefficients de partage et de transmission. Puis calculons les valeurs des moments à libérer en considérant chaque barre comme dégrafée de l'ensemble (nœuds communs bloqués). Enfin multiplions par les valeurs des moments à libérer, les valeurs correspondantes trouvées dans les libérations unitaires et renseignées dans le tableau général I.



Ainsi, l'ordonnance des opérations sera la suivante :

- a) Calcul des coefficients de partage;
- b) Calcul des coefficients de transmission;
- c) Calcul des moments d'encastrement parfait;
- d) Dans les formules générales données au tableau, remplacement des coefficients par leurs valeurs chiffrées en *a* et *b*;
- e) Multiplication des moments unitaires par les moments d'encastrement parfait trouvés en *c*;
- f) Sommation en chaque nœud des divers moments qui y coexistent.

Le tableau général I permet cette résolution simple pour les poutres de deux et de trois travées. Pour les poutres d'ordre supérieur, on pourrait raisonner de même, mais il est plus facile de pousser la résolution de ces poutres par la méthode décrite ci-dessous.

5° Résolution par la méthode des « Poutres de Remplacement »

a) Exposé de la méthode

Soit à calculer une poutre dont le nombre de travées est supérieur à celui pour lequel tous les cas de sollicitation unitaire ont été traités dans le tableau. Supposons, pour fixer les idées que l'on doive chiffrer les moments aux appuis d'une poutre à quatre travées connaissant les formules pour les poutres de une à trois travées et que l'état de sollicitation soit celui représenté à la figure 6.

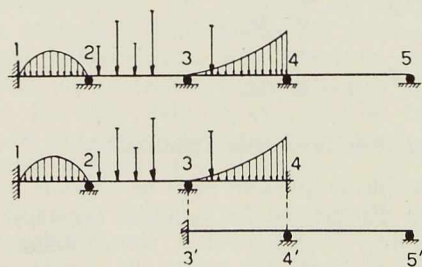


Fig. 6. Cas d'une poutre à 4 travées dans le cas général.

Pour résoudre ce problème avec les résultats que nous possédons, nous allons en premier lieu remplacer l'avant-dernier appui de la poutre par un encastrement parfait. Maintenant, il est facile de calculer les moments aux appuis 1, 2, 3, 4 appartenant à une poutre à trois travées. Mais l'appui 4 n'est pas un encastrement parfait, il

faut donc le libérer. Cela peut se faire en bloquant par exemple le nœud 3 et en considérant une poutre à deux travées 3'-4' et 4'-5' dont l'appui 3' est un encastrement parfait. Ensuite, on va libérer l'appui 3 dans la poutre à trois travées 1-2-3-4 en bloquant le nœud 4 et ainsi de suite. Finalement, il ne reste plus qu'à sommer en chaque nœud les moments partiels obtenus. Remarquons que ces successions d'opérations reviennent indirectement à faire un Cross dont la convergence est très rapide et dans lequel il suffit de libérer deux nœuds et ce indépendamment de leur nombre.

Cette méthode a reçu le nom de « Méthode des Poutres de Remplacement » en raison du développement des libérations sur des ensembles fictifs de travées consécutives, isolés dans la poutre proposée.

Les opérations algébriques s'ordonnent de la manière suivante :

1° Chiffrons en premier lieu les coefficients de transmission et de partage pour la poutre à trois travées 1-2-3-4 dont l'appui 4 est constitué par un encastrement parfait.

2° Faisons de même pour la poutre à deux travées 3'-4'-5' l'appui 3' étant considéré comme un encastrement parfait.

3° Chiffrons les moments aux appuis de la poutre 1-2-3-4 sous les charges sollicitantes, ce qui peut se résoudre instantanément à l'aide du tableau général I. On obtient ainsi :

$$M_1^*, M_2^*, M_3^*, M_4^*.$$

4° On calcule les valeurs des moments aux appuis de la poutre 3'-4'-5' pour un couple de moment unitaire positif appliqué immédiatement à gauche de l'appui 4' de la travée 3'-4'. Ceci se trouve dans le tableau général I.

5° On calcule les valeurs des moments aux appuis de la poutre 1-2-3-4 pour un couple de moment unitaire positif appliqué immédiatement à droite de l'appui 3 de la travée 3-4. Ceci se trouve dans le tableau général I.

6° Il suffit finalement d'organiser convenablement les calculs en tableau suivant l'exemple ci-dessous.

Sur la première ligne on marque le nom des deux poutres qui remplacent celle que l'on doit calculer.

Sur la seconde ligne on indique les nœuds respectifs de ces poutres.

Sur la troisième ligne on écrit les valeurs unitaires des moments aux appuis, valeurs calculées aux 4° et 5°.

POUTRES			1-2-3-4				3'-4'-5'			
NŒUDS			1	2	3	4	3'	4'	5'	
Valeurs unitaires de moments aux appuis pour une libération en 3 et 4'			M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M' ₃	M' ₄	M' ₅	
Valeur des M*			M ₁ *	M ₂ *	M ₃ *	M ₄ *				
Oper.	D. libéré	M à libérer								
1	4'	M ₄ *						M' ₃ ·M ₄ *	M' ₄ ·M ₄ *	M' ₅ ·M ₄ *
2	3	M' ₃ ·M ₄ *	M ₁ (M ₄ *·M' ₃)	M ₂ (M ₄ *·M' ₃)	M ₃ (M ₄ *·M' ₃)	M ₄ (M ₄ *·M' ₃)				
3	4'	M ₄ (M ₄ *·M' ₃)						M' ₃ (M ₄ ·M ₄ *·M' ₃)	M' ₄ (M ₄ ·M ₄ *·M' ₃)	M' ₅ (M ₄ ·M ₄ *·M' ₃)
4	3	M' ₃ ² ·M ₄ *·M ₄	M ₁ (M' ₃ ² ·M ₄ *·M ₄)	M ₂ (M' ₃ ² ·M ₄ *·M ₄)	M ₃ (M' ₃ ² ·M ₄ *·M ₄)	M ₄ (M' ₃ ² ·M ₄ *·M ₄)				
5	4'	M' ₃ ² ·M ₄ ² ·M ₄ *						M' ₃ (M' ₃ ² ·M ₄ ² ·M ₄ *)	M' ₄ (M' ₃ ² ·M ₄ ² ·M ₄ *)	M' ₅ (M' ₃ ² ·M ₄ ² ·M ₄ *)
6	3	M' ₃ ³ ·M ₄ ² ·M ₄ *	M ₁ (M' ₃ ³ ·M ₄ ² ·M ₄ *)	M ₂ (M' ₃ ³ ·M ₄ ² ·M ₄ *)	M ₃ (M' ₃ ³ ·M ₄ ² ·M ₄ *)	M ₄ (M' ₃ ³ ·M ₄ ² ·M ₄ *)				
7	4'	M' ₃ ³ ·M ₄ ³ ·M ₄ *						M' ₃ (M' ₃ ³ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)	M' ₄ (M' ₃ ³ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)	M' ₅ (M' ₃ ³ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)
8	3	M' ₃ ⁴ ·M ₄ ³ ·M ₄ *	M ₁ (M' ₃ ⁴ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)	M ₂ (M' ₃ ⁴ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)	M ₃ (M' ₃ ⁴ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)	M ₄ (M' ₃ ⁴ ·M ₄ ³ ·M ₄ *)				

Nœuds de liaison à ne pas sommer

Exemple de calcul d'une poutre continue par la méthode préconisée.

Sur la quatrième ligne on pose les valeurs des M qu'on a calculé au 3° et on souligne le moment à libérer.

Dans trois colonnes prévues à cet effet à gauche du tableau, on indique le numéro de l'opération, le nœud libéré et le moment à libérer.

La suite des opérations se comprend d'elle-même. Celles-ci peuvent d'ailleurs être arrêtées comme dans un Cross normal lorsque l'on juge la précision suffisante. Cependant on peut également à l'aide de ce procédé, étendre aisément le tableau général I à des poutres d'un très grand nombre de travées, car cette fois encore on a affaire à une somme de termes d'une série convergente dont la résolution est aisée.

Ainsi en nous reportant au cas de l'exemple envisagé, on obtient :

$$\begin{aligned}
 [M_1] &= M_1^* + M_1 \cdot M_4^* \cdot M'_3 (1 + M'_3 \cdot M_4 + M'_3 \cdot M_4^2 + M'_3 \cdot M_4^3 + \dots) \\
 &= M_1^* + M_1 \frac{M_4^* \cdot M'_3}{1 - M'_3 \cdot M_4} \\
 [M_2] &= M_2^* + M_2 \frac{M_4^* \cdot M'_3}{1 - M'_3 \cdot M_4}
 \end{aligned}$$

$$[M_3] = M_3^* + M_3 \frac{M_4^* \cdot M'_3}{1 - M'_3 \cdot M_4}$$

$$[M_4] = M_4^* \frac{M_4^*}{1 - M'_3 \cdot M_4}$$

$$[M_5] = M'_5 \frac{M_4^*}{1 - M'_3 \cdot M_4}$$

b) Première remarque importante

Le problème que l'on vient de résoudre permet d'écrire directement les formules générales pour les poutres à quatre et à cinq travées et ce lorsque la première poutre de remplacement 1-2-3-4 est seule chargée.

En effet, les formules établies peuvent s'écrire :

$$[M_1] = M_1^* + M_1 \cdot \pi \cdot M_4^* \cdot M'_3$$

$$[M_2] = M_2^* + M_2 \cdot \pi \cdot M_4^* \cdot M'_3$$

$$[M_3] = M_3^* + M_3 \cdot \pi \cdot M_4^* \cdot M'_3$$

$$[M_4] = M_4^* \cdot \pi \cdot M_4^*$$

$$[M_5] = M'_5 \cdot \pi \cdot M_4^*$$

$$\text{avec } \pi = \frac{1}{1 - M'_3 \cdot M_4}$$



Remarquons que les M simples correspondent aux moments dus à l'application d'un couple unitaire immédiatement à droite du nœud 3 de la poutre de remplacement 1-2-3-4 et que les M' correspondent à l'application d'un couple unitaire immédiatement à gauche du nœud 4' de la barre 3'-4' de la poutre de remplacement 3'-4'-5'. Or si au lieu de prendre comme seconde poutre de remplacement une poutre à deux travées on avait pris une poutre à trois travées, on obtiendrait des M_3' , M_4' , M_5' et M_6' , mais les calculs généraux ne seraient modifiés que par l'adjonction d'une colonne relative au nœud 6', dont le coefficient M_6' du à la libération d'un couple de moment $+1$ appliqué immédiatement à gauche du nœud 4' de la barre 3'-4' serait multiplié par les mêmes valeurs que M_5' . Par conséquent, on déduit directement les formules pour la poutre à cinq travées chargée entre ses nœuds 1 et 4.

$$\begin{aligned} [M_1] &= M_1^* + M_4^* \cdot M_1 \cdot M_3' \cdot \lambda \\ [M_2] &= M_2^* + M_4^* \cdot M_2 \cdot M_3' \cdot \lambda \\ [M_3] &= M_3^* + M_4^* \cdot M_3 \cdot M_3' \cdot \lambda \\ [M_4] &= M_4^* \cdot M_4 \cdot \lambda \\ [M_5] &= M_4^* \cdot M_4' \cdot \lambda \\ [M_6] &= M_4^* \cdot M_6' \cdot \lambda \end{aligned}$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{1}{1 - M_3^* \cdot M_4}$$

Les M' sont dus dans ce cas à une libération unitaire du nœud 4' de la barre 3'-4' de la poutre 3'-4'-5'-6'.

Naturellement, ces formules ne sont bonnes que lorsque la sollicitation ne dépasse pas le nœud 4. Remarquons que lorsqu'elle dépasse ce nœud, on les transforme rapidement par symétrie. En effet, dans ce cas, c'est la fin de la poutre qui devient la première poutre de remplacement et le début la seconde.

c) Seconde remarque importante : Formules générales

Des formules que l'on vient d'écrire, on peut tirer directement les expressions générales donnant les moments aux appuis d'une poutre continue à $2N-3$ travées ou $2n-2$ appuis en partant de la connaissance de la poutre à $N-1$ travées ou n appuis.

En effet supposons connus les moments aux appuis d'une poutre à n appuis, et ce sous des sollicitations extérieures lui appliquées. Désignons par $M_1, M_2, \dots, M_{n-1}, M_n$, les moments aux différents appuis de cette poutre sous un couple

de moment unitaire positif appliqué au nœud $n-1$ de la barre ($n-1, n$).

Soit à chiffrer les moments aux appuis de la poutre à $2n-2$ appuis.

1° Supposons en premier lieu que seule la partie 1 à n de la poutre soit chargée. Nous considérons comme poutres de remplacement deux poutres à n appuis (fig. 7).

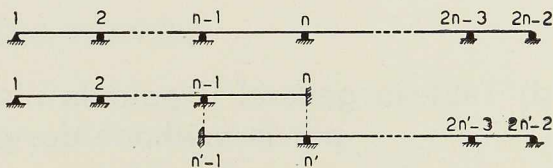


Fig. 7. Poutres de remplacement.

Appelons $M_1^*, M_2^*, \dots, M_n^*$, les moments qui naissent aux appuis de la première poutre de remplacement, supposée d'ailleurs seule chargée, sous l'effet des charges appliquées.

Désignons par $M'_{n-1}, M'_n, \dots, M'_{2n-3}$, les moments aux appuis de la seconde poutre de remplacement sous l'effet d'un couple de moment unitaire positif appliqué immédiatement à gauche du nœud n' de la barre ($n'-1, n'$). En se reportant à la théorie précédente, on voit que l'on peut écrire directement les valeurs des moments aux appuis de la poutre proposée :

$$\begin{aligned} [M_1] &= M_1^* + M_1 \cdot \Delta \cdot M_n^* \cdot M'_{n-1} \\ [M_2] &= M_2^* + M_2 \cdot \Delta \cdot M_n^* \cdot M'_{n-1} \\ &\dots \dots \dots \\ [M_{n-2}] &= M_{n-2}^* + M_{n-2} \cdot \Delta \cdot M_n^* \cdot M'_{n-1} \\ [M_{n-1}] &= M_{n-1}^* + M_{n-1} \cdot \Delta \cdot M_n^* \cdot M'_{n-1} \\ [M_n] &= M_n^* \cdot M'_n \cdot \Delta \\ [M_{n+1}] &= M_n^* \cdot M'_{n+1} \cdot \Delta \\ &\dots \dots \dots \\ [M_{2n-3}] &= M_n^* \cdot M'_{2n-3} \cdot \Delta \\ [M_{2n-2}] &= M_n^* \cdot M'_{2n-2} \cdot \Delta \end{aligned}$$

$$\text{avec } \Delta = \frac{1}{1 - M_n^* \cdot M'_{n-1}}$$

2° Supposons en second lieu que la poutre à $2N-3$ travées ou $2n-2$ appuis à étudier ne soit chargée que sur sa partie n à $2n-2$. Par le même raisonnement on trouve les moments aux appuis, mais dans ce cas la première poutre de remplacement devient la poutre ($n', 2n'-2$) et la seconde poutre de remplacement : 1 à n .



Ce qui donne finalement :

$$\begin{aligned}
 [M_1] &= M_1 \cdot M_{n-1}' \cdot \Delta \\
 [M_2] &= M_2 \cdot M_{n-1}' \cdot \Delta \\
 &\dots \dots \dots \\
 [M_{n-2}] &= M_{n-2} \cdot M_{n-2}' \cdot \Delta \\
 [M_{n-1}] &= M_{n-1} \cdot M_{n-1}' \cdot \Delta \\
 [M_n] &= M_n' + M_{n-1}' \cdot M_n' \cdot \Delta \\
 [M_{n+1}] &= M_{n+1}' + M_{n-1}' \cdot M_{n+1}' \cdot \Delta \\
 &\dots \dots \dots
 \end{aligned}$$

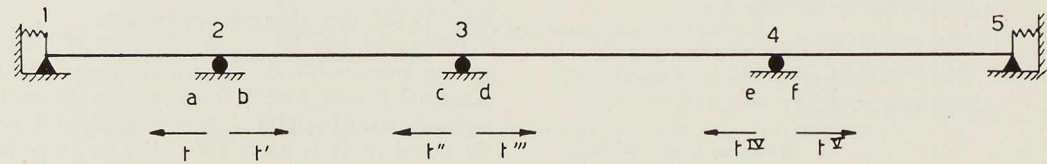
$$\begin{aligned}
 [M_{2n-3}] &= M_{2n-3}' + M_{n-1}' \cdot M_{2n-3}' \cdot M_n \cdot \Delta \\
 [M_{2n-2}] &= M_{2n-2}' + M_{n-1}' \cdot M_{2n-2}' \cdot M_n \cdot \Delta \\
 &\text{avec } \Delta = \frac{1}{1 - M_{n-1}' \cdot M_n}
 \end{aligned}$$

Ainsi se trouve résolu le problème dans toute sa généralité puisque les poutres de remplacement sont quelconques d'inertie et de longueur de même qu'au point de vue des conditions d'appui aux extrémités.

d) Tableau général II pour la résolution des poutres de 4 à 9 travées par la méthode des poutres de remplacement

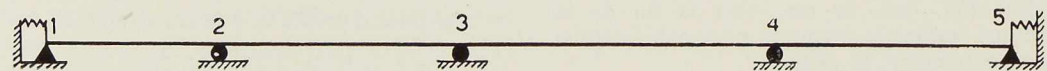
LA POUTRE À QUATRE TRAVÉES

1° Travées chargées simultanément ou séparément : 1-2, 2-3 et 3-4.



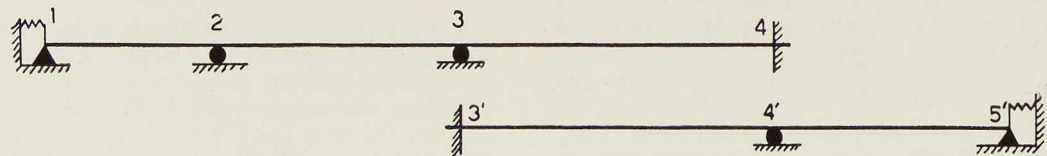
$$\begin{aligned}
 [M_1] &= M_1' + M_4' \cdot M_1 \cdot M_3' \cdot \pi & [M_3] &= M_3' + M_4' \cdot M_3 \cdot M_3' \cdot \pi & [M_5] &= M_4' \cdot M_5' \cdot \pi \\
 [M_2] &= M_2' + M_4' \cdot M_2 \cdot M_3' \cdot \pi & [M_4] &= M_4' \cdot M_4 \cdot \pi
 \end{aligned}$$

2° Travées chargées simultanément ou séparément : 3-4 et 4-5.



$$\begin{aligned}
 [M_1] &= M_3' \cdot M_1 \cdot \pi & [M_3] &= M_3' \cdot M_3 \cdot \pi & [M_5] &= M_5' + M_3' \cdot M_4 \cdot M_5' \cdot \pi \\
 [M_2] &= M_3' \cdot M_2 \cdot \pi & [M_4] &= M_4' + M_3' \cdot M_4 \cdot M_4' \cdot \pi
 \end{aligned}$$

3° Les poutres de remplacement.

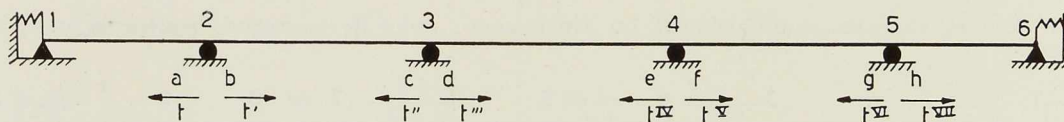


4° Remarque. — Dans ces formules, les M étoilés représentent les moments aux appuis d'une des deux poutres de remplacement (dans le premier cas 1-2-3-4, dans le second 3'-4'-5') sous l'effet des charges sollicitantes. Ces moments se déterminent à l'aide des formules du tableau général I. Les autres termes valent :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= a \cdot c \cdot t \cdot t'' \cdot \xi & M_3 &= 1 - d \cdot \xi & M'_3 &= e \cdot t \cdot \xi \\
 M_2 &= -a \cdot c \cdot t'' \cdot \xi & M_4 &= d \cdot t''' \cdot \xi & M'_4 &= f & M_5 &= -f \cdot t \cdot \xi \\
 \text{et } \xi &= \frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''} & & & \pi &= \frac{1}{1 - M'_3 \cdot M_4} = \frac{1}{1 - d \cdot e \cdot t''' \cdot t' \cdot \xi}
 \end{aligned}$$

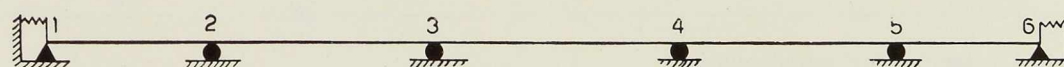
LA POUTRE À CINQ TRAVÉES

1° Travées chargées simultanément ou séparément : 1-2, 2-3, 3-4.



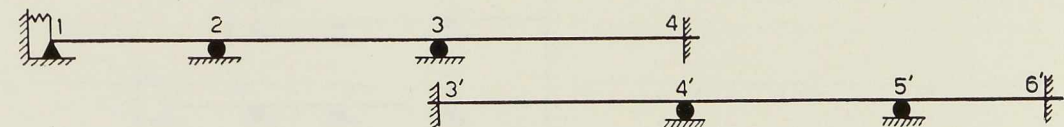
$$\begin{aligned}
 [M_1] &= M_1^* + M_4^* \cdot M_1 \cdot M'_3 \cdot \lambda & [M_3] &= M_3^* + M_4^* \cdot M_3 \cdot M'_3 \cdot \lambda & [M_5] &= M_4^* \cdot M'_5 \cdot \lambda \\
 [M_2] &= M_2^* + M_4^* \cdot M_2 \cdot M'_3 \cdot \lambda & [M_4] &= M_4^* \cdot M'_4 \cdot \lambda & [M_6] &= M_4^* \cdot M'_6 \cdot \lambda
 \end{aligned}$$

2° Travées chargées simultanément ou séparément : 3-4, 4-5, 5-6.



$$\begin{aligned}
 [M_1] &= M_3^* \cdot M_1 \cdot \lambda & [M_3] &= M_3^* \cdot M_3 \cdot \lambda & [M_5] &= M_5^* + M_3^* \cdot M'_5 \cdot M_4 \cdot \lambda \\
 [M_2] &= M_3^* \cdot M_2 \cdot \lambda & [M_4] &= M_4^* + M_3^* \cdot M'_4 \cdot M_4 \cdot \lambda & [M_6] &= M_6^* + M_3^* \cdot M'_6 \cdot M_4 \cdot \lambda
 \end{aligned}$$

3° Les poutres de remplacement.

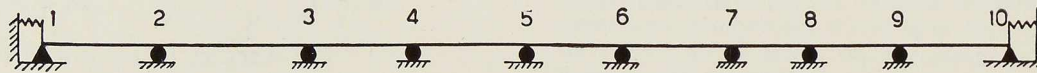


4° Remarque. — Dans ces formules, les M étoilés représentent les moments aux appuis d'une des deux poutres de remplacement sous l'effet des charges sollicitantes. Ces moments se déterminent à l'aide du tableau général I. Les autres termes valent :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= a \cdot c \cdot t \cdot t'' \cdot \xi & M_4 &= d \cdot t''' \cdot \xi & M'_5 &= -f \cdot h \cdot t \cdot \xi' \\
 M_2 &= -a \cdot c \cdot t'' \cdot \xi & M'_3 &= t^{IV} \cdot e \cdot \xi' & M'_6 &= f \cdot h \cdot t^V \cdot t^{VII} \cdot \xi' \\
 M_3 &= 1 - d \cdot \xi & M'_4 &= 1 - e \cdot \xi' & & & \lambda &= \frac{1}{1 - M'_3 \cdot M_4} \\
 \text{et } \xi &= \frac{1}{1 - b \cdot c \cdot t' \cdot t''} & \xi' &= \frac{1}{1 - f \cdot g \cdot t \cdot t^{VI}} & & & &
 \end{aligned}$$

LES POUTRES DE SIX À NEUF TRAVÉES

1° Travées chargées simultanément ou séparément : 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-6.



$$[M_1] = M_1^* + M_1 \cdot M_6^* \cdot M_5' \cdot \gamma$$

$$[M_5] = M_5^* + M_5 \cdot M_6^* \cdot M_5' \cdot \gamma$$

$$[M_8] = M_6^* \cdot M_8' \cdot \gamma$$

$$[M_2] = M_2^* + M_2 \cdot M_6^* \cdot M_5' \cdot \gamma$$

$$[M_6] = M_6^* \cdot M_6' \cdot \gamma$$

$$[M_9] = M_6^* \cdot M_9' \cdot \gamma$$

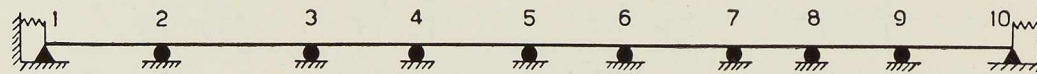
$$[M_3] = M_3^* + M_3 \cdot M_6^* \cdot M_5' \cdot \gamma$$

$$[M_7] = M_6^* \cdot M_7' \cdot \gamma$$

$$[M_{10}] = M_6^* \cdot M_{10}' \cdot \gamma$$

$$[M_4] = M_4^* + M_4 \cdot M_6^* \cdot M_5' \cdot \gamma$$

2° Travées chargées simultanément ou séparément : celles de la seconde poutre de remplacement.



$$[M_1] = M_1 \cdot M_5^* \cdot \gamma$$

$$[M_5] = M_5 \cdot M_5^* \cdot \gamma$$

$$[M_8] = M_8^* + M_8' \cdot M_5^* \cdot M_6 \cdot \gamma$$

$$[M_2] = M_2 \cdot M_5^* \cdot \gamma$$

$$[M_6] = M_6^* + M_6' \cdot M_5^* \cdot M_6 \cdot \gamma$$

$$[M_9] = M_9^* + M_9' \cdot M_5^* \cdot M_6 \cdot \gamma$$

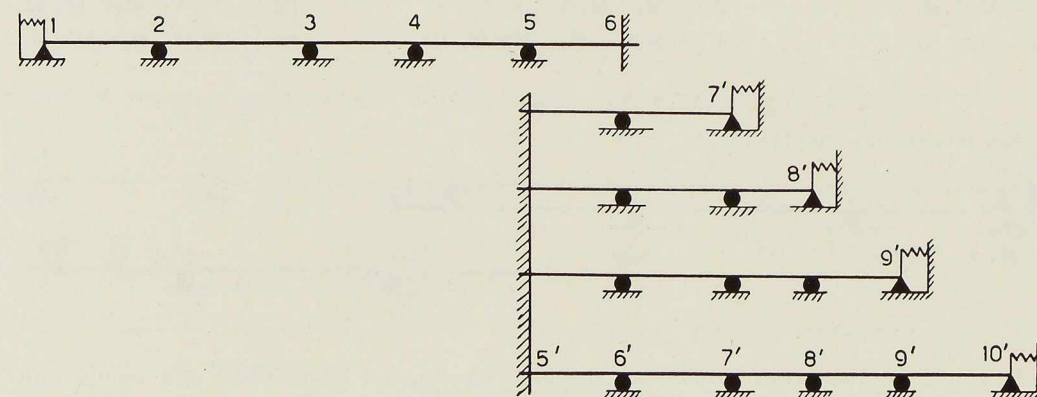
$$[M_3] = M_3 \cdot M_5^* \cdot \gamma$$

$$[M_7] = M_7^* + M_7' \cdot M_5^* \cdot M_6 \cdot \gamma$$

$$[M_{10}] = M_{10}^* + M_{10}' \cdot M_5^* \cdot M_6 \cdot \gamma$$

$$[M_4] = M_4 \cdot M_5^* \cdot \gamma$$

3° Les poutres de remplacement :



4° *Remarque.* — La première poutre de remplacement aura toujours cinq travées tandis que la seconde aura deux, trois, quatre ou cinq travées suivant le cas à étudier.

$$x = \frac{1}{1 - M_6 \cdot M_5'}$$



e) Tableau particulier du tableau II

Le moment d'inertie est constant dans chaque travée, mais peut varier d'une travée à l'autre.

POUTRE À DEUX TRAVÉES

$M_1 = \frac{1}{2} a$ $M_2 = b$ $M_3 = -\frac{1}{2} b$	$M_1 = -\frac{1}{2} a$ $M_2 = a$ $M_3 = \frac{1}{2} b$

POUTRE À TROIS TRAVÉES

$M_1 = \frac{2a}{4-b \cdot c}$ $M_3 = -\frac{2b \cdot d}{4-b \cdot c}$ $M_2 = 1 - \frac{4a}{4-b \cdot c}$ $M_4 = \frac{b \cdot d}{4-b \cdot c}$	$M_1 = -\frac{2a}{4-b \cdot c}$ $M_3 = \frac{2b \cdot d}{4-b \cdot c}$ $M_2 = \frac{4a}{4-b \cdot c}$ $M_4 = -\frac{b \cdot d}{4-b \cdot c}$
$M_1 = -\frac{ac}{4-b \cdot c}$ $M_3 = \frac{4d}{4-b \cdot c}$ $M_2 = \frac{2a \cdot c}{4-b \cdot c}$ $M_4 = -\frac{2d}{4-b \cdot c}$	$M_1 = \frac{a \cdot c}{4-b \cdot c}$ $M_3 = 1 - \frac{4d}{4-b \cdot c}$ $M_2 = -\frac{2a \cdot c}{4-b \cdot c}$ $M_4 = \frac{2d}{4-b \cdot c}$

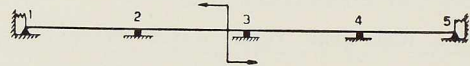
POUTRE À QUATRE TRAVÉES

Posons :

$$\xi = \frac{4}{4-b \cdot c}$$

$$\pi = \frac{4}{4-\xi \cdot d \cdot e} = \frac{4-b \cdot c}{4-b \cdot c-d \cdot e}$$

$M_1 = \frac{1}{2} a \cdot \xi \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e \right)$ $M_2 = 1 - a \cdot \xi \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e \right)$ $M_3 = -\frac{1}{2} b \cdot d \cdot \xi \left(1 - \frac{1}{4} e \cdot \pi (1 - d \cdot \xi) \right)$ $M_4 = \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot d \cdot f$ $M_5 = -\frac{1}{8} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot d \cdot f$	$M_1 = -\frac{1}{2} a \cdot \xi \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e \right)$ $M_2 = \xi \cdot a \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e \right)$ $M_3 = \frac{1}{2} b \cdot d \cdot \xi \left(1 - \frac{1}{4} e \cdot \pi (1 - d \cdot \xi) \right)$ $M_4 = -\frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot d \cdot f$ $M_5 = \frac{1}{8} \xi \cdot \pi \cdot b \cdot d \cdot f$



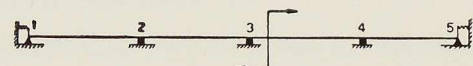
$$M_1 = -\frac{1}{4} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_3 = \xi \cdot d \left(1 - \frac{1}{4} e \cdot \pi \cdot (1 - d \cdot \xi)\right)$$

$$M_4 = -\frac{1}{2} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot f$$

$$M_5 = \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot f$$



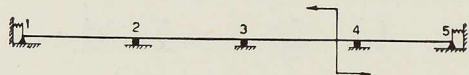
$$M_1 = \frac{1}{4} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_2 = -\frac{1}{2} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_3 = (1 - \xi \cdot d) \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot f$$

$$M_5 = -\frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot d \cdot f$$



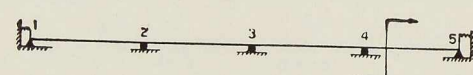
$$M_1 = \frac{1}{8} \xi \cdot \pi \cdot a \cdot c \cdot e$$

$$M_2 = -\frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot a \cdot c \cdot e$$

$$M_3 = \frac{1}{2} \pi \cdot e \cdot (1 - d \cdot \xi)$$

$$M_4 = f \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot e \cdot d\right)$$

$$M_5 = -\frac{1}{2} f \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot e \cdot d\right)$$



$$M_1 = -\frac{1}{8} \xi \cdot \pi \cdot a \cdot c \cdot e$$

$$M_2 = \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot a \cdot c \cdot e$$

$$M_3 = -\frac{1}{2} \pi \cdot e \cdot (1 - d \cdot \xi)$$

$$M_4 = e - \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot e \cdot d \cdot f$$

$$M_5 = \frac{1}{2} f \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \pi \cdot e \cdot d\right)$$

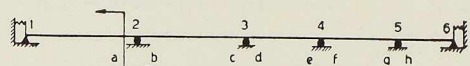
POUTRE À CINQ TRAVÉES

Posons :

$$\xi = \frac{4}{4 - b \cdot c}$$

$$\xi' = \frac{4}{4 - f \cdot g}$$

$$\lambda = \frac{4}{4 - \xi \cdot \xi' \cdot e \cdot d} = \frac{(4 - b \cdot c)(4 - f \cdot g)}{(4 - b \cdot c)(4 - f \cdot g) - 4 c \cdot d}$$



$$M_1 = \frac{1}{2} \xi \cdot a \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e\right)$$

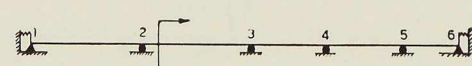
$$M_2 = 1 - a \cdot \xi \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_3 = -\frac{1}{2} \xi \cdot b \cdot d \left(1 - \frac{1}{4} \xi' \cdot \lambda \cdot e \cdot (1 - d \cdot \xi)\right)$$

$$M_4 = \frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot b \cdot d (1 - e \cdot \xi')$$

$$M_5 = -\frac{1}{8} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot d \cdot f \cdot h$$

$$M_6 = \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot d \cdot f \cdot h$$



$$M_1 = -\frac{1}{2} \xi \cdot a \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e\right)$$

$$M_2 = a \cdot \xi \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e\right)$$

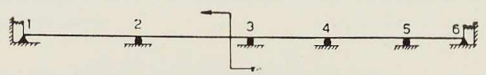
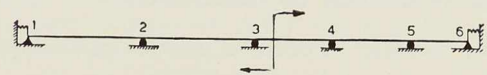
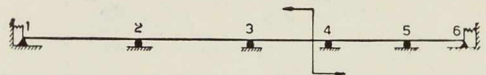
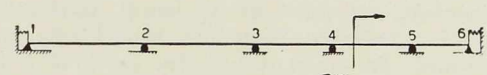
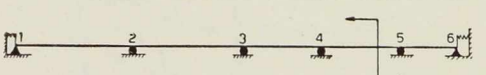
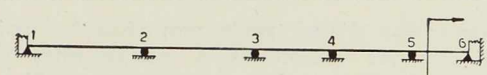
$$M_3 = \frac{1}{2} \xi \cdot b \cdot d \left(1 - \frac{1}{4} \xi' \cdot \lambda \cdot e \cdot (1 - d \cdot \xi)\right)$$

$$M_4 = -\frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot b \cdot d (1 - e \cdot \xi')$$

$$M_5 = \frac{1}{8} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot d \cdot f \cdot h$$

$$M_6 = -\frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot b \cdot d \cdot f \cdot h$$



 $M_1 = -\frac{1}{4} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$ $M_2 = \frac{1}{2} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$ $M_3 = d \cdot \xi \left(1 - \frac{1}{4} \xi' \cdot \lambda \cdot e (1 - d \cdot \xi) \right)$ $M_4 = -\frac{1}{2} \xi \cdot \lambda \cdot d (1 - e \cdot \xi')$ $M_5 = \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot f \cdot h$ $M_6 = -\frac{1}{8} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot f \cdot h$	 $M_1 = \frac{1}{4} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$ $M_2 = -\frac{1}{2} \xi \cdot a \cdot c \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$ $M_3 = 1 - d \cdot \xi \left(1 - \frac{1}{4} \xi' \cdot \lambda \cdot e (1 - d \cdot \xi) \right)$ $M_4 = \frac{1}{2} \xi \cdot \lambda \cdot d (1 - e \cdot \xi')$ $M_5 = -\frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot f \cdot h$ $M_6 = \frac{1}{8} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot f \cdot h$
 $M_1 = \frac{1}{8} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e$ $M_2 = -\frac{1}{4} \xi' \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e$ $M_3 = \frac{1}{2} \xi \cdot \lambda \cdot e (1 - d \cdot \xi)$ $M_4 = 1 - e \cdot \left(1 - \frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot d (1 - e \cdot \xi') \right)$ $M_5 = -\frac{1}{2} \xi \cdot f \cdot h \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot d \cdot e \right)$ $M_6 = \frac{1}{4} \xi \cdot f \cdot h \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$	 $M_1 = -\frac{1}{16} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e \cdot g$ $M_2 = \frac{1}{8} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e \cdot g$ $M_3 = -\frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot e \cdot g (1 - d \cdot \xi)$ $M_4 = \frac{1}{2} \xi \cdot e \cdot g \left(1 - \frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot d (1 - e \cdot \xi') \right)$ $M_5 = \xi \cdot h \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \cdot f \cdot g \right)$ $M_6 = -\frac{1}{2} \xi \cdot h \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \cdot f \cdot g \right)$
 $M_1 = -\frac{1}{8} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e$ $M_2 = \frac{1}{4} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e$ $M_3 = -\frac{1}{2} \xi \cdot \lambda \cdot e (1 - d \cdot \xi)$ $M_4 = e \cdot f \left(1 - \frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot d (1 - e \cdot \xi') \right)$ $M_5 = \frac{1}{2} \xi \cdot f \cdot h \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$ $M_6 = -\frac{1}{4} \xi \cdot f \cdot h \left(1 + \frac{1}{4} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \right)$	 $M_1 = \frac{1}{16} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e \cdot g$ $M_2 = -\frac{1}{8} \xi^2 \cdot \lambda \cdot a \cdot c \cdot e \cdot g$ $M_3 = \frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot e \cdot g (1 - d \cdot \xi)$ $M_4 = -\frac{1}{2} \xi \cdot e \cdot g \left(1 - \frac{1}{4} \xi \cdot \lambda \cdot d (1 - e \cdot \xi') \right)$ $M_5 = 1 - h \cdot \xi \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \cdot f \cdot g \right)$ $M_6 = \frac{1}{2} \xi \cdot h \left(1 + \frac{1}{16} \xi \cdot \xi' \cdot \lambda \cdot d \cdot e \cdot f \cdot g \right)$

Remarque importante. — Dans le cas où les appuis extrêmes sont des appuis simples, les moments correspondants sont nuls, sans modification des expressions donnant les moments aux autres appuis. Il reste bien entendu que pour tous ces différents cas, les coefficients de partage a, b, c, d, \dots , ont les valeurs correspondantes au cas considéré.

6° Les coefficients de transmission

a) Cas général : Poutre d'inertie quelconque

En appliquant à l'appui n d'une poutre continue un couple de moment M_n , on fait apparaître au droit de l'appui $n+1$ un moment M_{n+1} . Dans le cas où la travée $(n, n+1)$ n'est pas chargée, le rapport M_n/M_{n+1} est appelé coefficient de transmission de n vers $n+1$.

La valeur de ce coefficient dépend de la loi de variation du moment d'inertie et de la nature des appuis intéressant la travée.

Pour déterminer cette valeur, considérons une poutre AB simplement appuyée à ses extrémités A et B. En lui appliquant un couple de moment unitaire en A, on peut chiffrer quels sont les angles formés par la tangente à la déformée avec l'horizontale, α_{AA} en A et α_{BA} en B, sous cette sollicitation unitaire. De même, sous l'influence d'un couple de moment unitaire appliqué à la poutre en B, les déformations angulaires aux appuis seront caractérisées par les angles α_{AB} en A et α_{BB} en B (fig. 8).

Le théorème de réciprocité de Maxwell veut que :

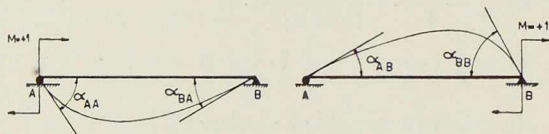


Fig. 8.

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} = \beta.$$

Dans le cas d'une travée non chargée, mais soumise à ses extrémités à des couples de moments M_A en A et M_B en B, les déformations angulaires en A et B doivent être :

$$\varphi_A = M_A \cdot \alpha_{AA} - M_B \cdot \beta,$$

$$\varphi_B = M_B \cdot \alpha_{BB} - M_A \cdot \beta.$$

De ces deux équations, on tire les valeurs des moments M_A et M_B en fonction des angles de déformation.

$$M_A = \frac{\varphi_A \cdot \alpha_{BB} + \varphi_B \cdot \beta}{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2} = \varphi_A \frac{\alpha_{BB}}{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2} + \varphi_B \frac{\beta}{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2},$$

$$M_B = \frac{\varphi_B \cdot \alpha_{AA} + \varphi_A \cdot \beta}{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2} = \varphi_B \frac{\alpha_{AA}}{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2} + \varphi_A \frac{\beta}{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2}.$$

Le coefficient de transmission de A vers B sera donc :

$$\rho_{AB} = \frac{M_B}{M_A} = \frac{\varphi_B \cdot \alpha_{AA} + \varphi_A \cdot \beta}{\varphi_B \cdot \beta + \varphi_A \cdot \alpha_{BB}}$$

et de même, le coefficient de transmission de B vers A vaudra :

$$\rho_{BA} = \frac{M_A}{M_B} = \frac{\varphi_B \cdot \beta + \varphi_A \cdot \alpha_{BB}}{\varphi_B \cdot \alpha_{AA} + \varphi_A \cdot \beta}.$$

Dans les applications que nous visons (libération d'un nœud à la fois pendant que les autres sont bloqués), il faut annuler la valeur φ_B (encastrement parfait) pour le calcul du coefficient de transmission de A vers B, et de ce fait, on peut écrire :

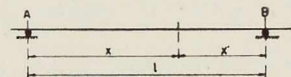


Fig. 9.

$$\rho_{AB} = \frac{\beta}{\alpha_{BB}} = \frac{\int_0^l x \cdot x' \frac{dx}{I_x}}{\int_0^l x'^2 \frac{dx}{I_x}}.$$

De même pour la transmission de B vers A, on aura ($\varphi_A = 0$)

$$\rho_{BA} = \frac{\beta}{\alpha_{AA}} = \frac{\int_0^l x \cdot x' \frac{dx}{I_x}}{\int_0^l x'^2 \frac{dx}{I_x}}.$$

b) Cas des travées symétriques

Si la poutre considérée est symétrique par rapport à un axe passant par son milieu, on aura nécessairement :

$$\alpha_{AA} = \alpha_{BB} = \alpha$$

$$\rho_{AB} = \rho_{BA} = \frac{\beta}{\alpha} = \frac{\int_0^l x \cdot x' \frac{dx}{I_x}}{\int_0^l x'^2 \frac{dx}{I_x}}.$$

c) Cas des poutres à inertie constante

Dans ce cas particulier, le plus courant d'ailleurs en pratique, les formules se simplifient fortement, et toutes réductions faites on trouve :

$$\rho_{AB} = \rho_{BA} = \frac{1}{2}.$$

Naturellement dans le cas d'une transmission vers un appui simple le coefficient de transmission devient nul :

$$\rho_{AB} = 0.$$

d) Remarque importante

Nous avons réuni en tableaux les valeurs des coefficients de transmission relatifs à toute une série de cas de poutres à inertie variable.



7° Les degrés d'encastrement et les coefficients de partage

a) Les poutres à inertie variable

Si on applique un couple extérieur C à un nœud A auquel aboutissent plusieurs barres angulairement solidaires, ce couple va être équilibré par des couples de réaction naissant dans toutes les barres aboutissant au nœud A.

On peut exprimer chacun de ces couples par une fraction du couple C appliqué. Par exemple pour la barre AB, on écrira :

$$M_{AB} = \mu_{AB} \cdot C.$$

μ_{AB} est appelé le coefficient de partage de la barre AB au nœud A.

Or on sait que

$$\mu_{AB} = \frac{\varepsilon_{AB}}{\sum \varepsilon_A}$$

expression dans laquelle :

ε_{AB} est le degré d'encastrement de la barre AB sur le nœud A;

$\sum \varepsilon_A$ est la somme des degrés d'encastrement de toutes les barres aboutissant au nœud A.

On sait également que le degré d'encastrement est l'inverse de l'angle formé par la tangente à la déformée avec l'horizontale en A, provoqué par un couple de moment unitaire appliqué en A (fig. 10).

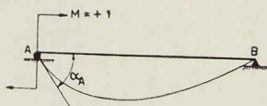


Fig. 10.

$$\varepsilon_{AB} = \frac{1}{\alpha_A}.$$

On remarque que l'appui A (extrémité pour laquelle on détermine le degré d'encastrement) doit être considéré comme une articulation, tandis que l'appui B garde ses caractéristiques (articulation, encastrement élastique ou parfait).

Examinons les deux cas extrêmes :

α L'appui B est constitué par un encastrement parfait (fig. 11)

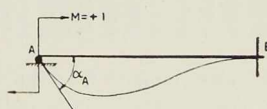


Fig. 11.

Pour calculer l'angle α_A on décompose le système initial en deux.

En premier lieu, on envisage une poutre à

deux articulations sollicitée par un couple de moment unitaire en A : $M = 1$ (fig. 12).

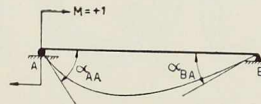


Fig. 12.

On sait que

$$\alpha_{AA} = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx$$

$$\alpha_{BA} = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx.$$

En second lieu, on applique en B un couple de moment M_B tel que l'angle provoqué en B par ce couple soit égal et de signe contraire à l'angle α_{BA} provoqué en B par le couple unitaire appliqué en A. Cela peut s'écrire :

$$\alpha_{BA} = -M_B \cdot \alpha_{BB}.$$

Ainsi on a réalisé la condition de l'encastrement parfait caractérisé par une déformation angulaire nulle.

L'angle α_A est alors égal à la somme des angles provoqués en A sous l'influence de $M = 1$ en A et M_B en B.

On obtient :

$$\alpha_A = \alpha_{AA} + M_B \cdot \alpha_{AB}.$$

En combinant ces deux dernières relations, on trouve facilement :

$$M_B = \alpha_{AA} - \frac{\alpha_{AB} \cdot \alpha_{BA}}{\alpha_{BB}}.$$

Grâce au théorème de réciprocité de Maxwell, on peut écrire :

$$\alpha_{AB} = \alpha_{BA} = \beta.$$

De ce fait :

$$\alpha_A = \alpha_{AA} - \frac{\beta^2}{\alpha_{BB}} = \frac{\alpha_{AA} \cdot \alpha_{BB} - \beta^2}{\alpha_{BB}}.$$

Comme

$$\alpha_{BB} = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx$$

et

$$\beta = \alpha_{BA} = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx$$

l'équation peut être encore écrite sous la forme :

$$\alpha_A = \frac{\int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx - \left(\int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx \right)^2}{E \cdot l^2 \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx}$$



De même on peut démontrer que :

$$\alpha_B = \frac{\alpha_{BB} \cdot \alpha_{AA} - \beta^2}{\alpha_{AA}}$$

ou

$$\alpha_B = \frac{\int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx - \left(\int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx \right)^2}{E \cdot l^2 \int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx}$$

Dans le cas où la travée est symétrique on aura :

$$\int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx = \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx$$

c'est-à-dire

$$\alpha_{AA} = \alpha_{BB} = \alpha$$

ou

$$\alpha_A = \alpha_B = \frac{\alpha^2 - \beta^2}{\alpha}$$

ou

$$\alpha_A = \alpha_B = \frac{\left(\int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx \right)^2 - \left(\int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx \right)^2}{E \cdot l^2 \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx}$$

§) L'appui B est constitué par une articulation (fig. 13)

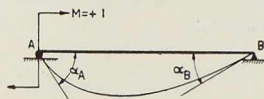


Fig. 13.

Dans ce cas, on a directement :

$$\alpha_A = \alpha_{AA} = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx$$

$$\alpha_B = \alpha_{BB} = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx.$$

Et pour une travée symétrique :

$$\alpha_A = \alpha_B = \alpha = \frac{1}{E \cdot l^2} \int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx.$$

A partir des angles α_A et α_B on peut écrire que le degré d'encastrement vaut :

$$\varepsilon_{AB} = \frac{1}{\alpha_A},$$

$$\varepsilon_{BA} = \frac{1}{\alpha_B}.$$

On explicite cette expression dans les deux cas suivants :

Cas I : Les appuis A et B sont des encastremets parfaits :

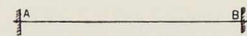


Fig. 14a.

$$\alpha_{AB} = \frac{1}{\alpha_A} = \frac{\alpha_{BB}}{\alpha_{AA} \cdot \alpha_{BB} - \beta^2}$$

$$= E \cdot l^2 \frac{\int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx}{\int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx \int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx - \left(\int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx \right)^2}$$

$$\varepsilon_{BA} = \frac{1}{\alpha_B} = \frac{\alpha_{AA}}{\alpha_{AA} \cdot \alpha_{BB} - \beta^2}$$

$$= E \cdot l^2 \frac{\int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx}{\int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx \int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx - \left(\int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx \right)^2}.$$

Ce qui donne dans le cas d'une travée symétrique :

$$\varepsilon_{AB} = \varepsilon_{BA} = \frac{1}{\alpha_A} = \frac{\alpha}{\alpha^2 - \beta^2}$$

$$= E \cdot l^2 \frac{\int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx}{\left(\int_0^l \frac{x^2}{I_x} dx \right)^2 - \left(\int_0^l \frac{x \cdot x'}{I_x} dx \right)^2}.$$

Cas II : L'appui A est un encastrement parfait et l'appui B un appui simple (fig. 14b).

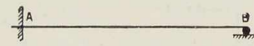


Fig. 14b.

$$\varepsilon_{AB} = \frac{1}{\alpha_A} = \frac{1}{\alpha_{AA}} = \frac{E \cdot l^2}{\int_0^l \frac{x'^2}{I_x} dx}.$$

b) Les poutres à inertie constante

En remplaçant dans les formules précédentes les intégrales par leurs valeurs calculées, on trouve :

Cas I

$$\varepsilon_{AB} = \varepsilon_{BA} = \frac{4 E \cdot I}{l}.$$

Cas II

$$\varepsilon_{AB} = \frac{3 E \cdot I}{l}.$$

c) Remarque

Dans les tableaux reportés à la fin de cet article, on donne les valeurs les plus usuelles du degré d'encastrement de poutres à moment d'inertie variable.

V. R., A. S. et S. Z.

(A suivre.)



CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant les mois de juin et juillet 1951

		Production acier lingot en tonnes		
		Belgique	Luxembourg	Total
Juin	1951	436 380	262 940	699 320
Juillet	1951	390 331	260 988	651 319
Janv.-juillet 1951		2 863 310(*)	1 770 124	4 633 434
Jan.-juill. 1950		1 968 039	1 302 076	3 270 115

(*) Chiffre corrigé.

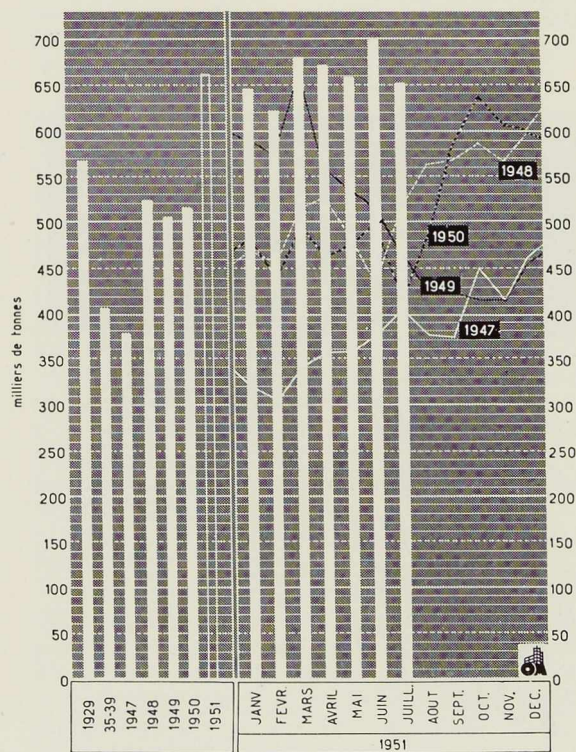


Fig. 1. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises.

La production de juin constitue un record tant en Belgique qu'au Luxembourg et se chiffre au total à presque sept cent mille tonnes. Pendant le premier semestre, la Belgique a produit 2 472 979 tonnes et le Luxembourg 1 509 136 tonnes, soit au total 3 982 115 tonnes, ce qui fait apparaître une cadence annuelle de près de 8 millions de tonnes.

Le recul de juillet est dû aux congés annuels. Il existe encore de sérieuses difficultés d'approvisionnement en matières premières, particulièrement en ce qui concerne le minerai français.

L'effervescence qui avait régné depuis un an sur les marchés de l'acier, s'est atténuée. Il n'est pas moins vrai que la fermeté semble devoir se maintenir. On constate tout au plus une tendance à la stabilisation des prix à l'exportation, aux environs de 6 600 à 6 750 francs f.o.b. Anvers.

Hadir-Differdange a passé commande pour l'installation d'un train à feuillards et bandes à tubes, jusqu'à 550 mm de largeur. A la même usine se poursuit la construction d'une nouvelle centrale électrique.

Marché intérieur

L'accord intervenu entre Fabrimétal et la Sidérurgie, applicable aux différents compartiments du marché industriel, facilite les transactions.

D'une façon générale, les commandes enregistrées par les constructeurs ont diminué de volume. Les ateliers s'occupant de charpentes et de réservoirs ont noté certains ordres pour la défense nationale. L'activité est bonne dans le domaine des machines-outils et les secteurs pouvant exécuter des commandes militaires. La Défense Nationale a notamment passé commande de 3 750 camions.

Les délais de livraison sont assez favorables et donnent de moins en moins lieu à récrimination.

Les expéditions de Fabrimétal ont atteint, en mai, 156 877 tonnes et en juin, 167 076 tonnes. Ces totaux comprennent notamment :

	Mai	Juin
Produits de la tôle	27 445	29 910
Tréfilés, étirages, etc.	43 567	46 034



Accessoires métalliques	8 867	8 909
Ponts et charpentes	14 174	16 347
Matériel de chemin de fer et tramway	4 330	5 821

Marché extérieur

On sait que nos usines se sont, pendant toute la période haussière, imposé une prudente mesure dans l'acceptation des commandes. Il en résulte que nos délais de livraison sont toujours plus courts que ceux des autres pays exportateurs et notre acier reste très recherché.

Le contingent à fournir à la Grande-Bretagne pendant le troisième trimestre a été fixé à 75 000 tonnes. Par la suite, un supplément d'environ 25 000 tonnes a été négocié. D'autre part, l'accord belgo-autrichien, établi pour un an, prévoit 15 000 tonnes de produits sidérurgiques à fournir par l'Union Economique.

Le Comité Acier de la Commission Economique pour l'Europe, réuni à Genève fin juillet, a recommandé l'adoption de mesures propres à accroître la production de minerai en Europe et ailleurs. Celle-ci devrait dépasser en 1953, de 7 à 12 millions de tonnes d'une teneur moyenne de 40 %, la production initialement prévue.

Le même Comité a approuvé un rapport soumis par le Groupe d'Experts de la Ferraille, rapport qui préconise diverses mesures à prendre afin d'assurer un approvisionnement plus étendu de mitrailles. On sait que la pénurie de mitrailles constitue, à l'heure actuelle, un problème universel d'une acuité particulière.

Le Groupe d'Experts suggère :

1. Une politique des prix susceptible d'encourager le ramassage de toutes les quantités disponibles;
2. Une publicité appropriée en vue d'un ramassage intensif et des instructions à donner dans les entreprises publiques, les établissements militaires et certaines entreprises privées, afin de récupérer tous outillages hors d'usage;
3. Une réglementation des stocks.

Ces suggestions sont déjà suivies dans la plupart des pays. Aux Etats-Unis, notamment, une vaste campagne de publicité a été entreprise en faveur du ramassage des ferrailles (fig. 2).

Fig. 2. Appel de la Bethlehem Steel Co., en faveur du ramassage des mitrailles, appel qui mérite d'être suivi chez nous également.

La sidérurgie dans le monde

Etats-Unis

La production du premier semestre est estimée à environ 47 millions de tonnes métriques, contre environ 42,5 millions de tonnes, pour le premier semestre 1950. En juin, un nouveau record a été établi avec 8 250 000 tonnes. Néanmoins, la pénurie est extrême et des restrictions de plus en plus sévères sont appliquées à la consommation civile. Il semble que pour le mois d'août 90 % de la production seront soumis au contrôle et que 30 % (certains disent 15 %) seulement seront réservés aux usages non essentiels. En ce qui concerne l'industrie automobile son approvisionnement pour le mois de juin a été limité à 75 % de la moyenne d'une période de référence s'étendant de janvier à août 1950. En juillet, le pourcentage ne devait comporter que 65 %. Un certain chômage règne dans les usines d'automobiles. L'Office de Mobilisation estime que 3 000 000 de personnes se trouvent en chômage momentané, par suite des mesures de reconversion.

Une restriction spéciale serait imposée à l'in-



by
**SELLING
YOUR
IRON and STEEL
SCRAP
TODAY!**

Let's lay it right on the line. There's a national shortage of readily-available scrap—a shortage so severe that many of the nation's greatest steel mills are feeling the pinch. For scrap is a necessary—yes, *essential*—ingredient in the making of new steel, and the mills have only a very small supply.

★ If, around your plant, there's some iron and steel scrap . . . sell it! The scrap dealer will pay you good prices . . . possibly the highest prices you ever received.

★ But you'll benefit in other ways, too. In cleaning out that heap of old, rusting boilers, tanks, rails, gears, obsolete machines, you tidy up the place and help make room for something else.

★ And you're doing your part toward raising steel production. Increased production aids everybody—for, with more steel being made, there's more available for product manufacture.

Look around the plant today, won't you? Be on the watch for scrap; call the dealer and get it in circulation. Scrap has a job to do—a big job. You can help start it on its way!

BETHLEHEM STEEL COMPANY, BETHLEHEM, PA.

BETHLEHEM STEEL

FOR NAMES OF LOCAL SCRAP DEALERS, CONSULT THE YELLOW CLASSIFIED PAGES OF THE TELEPHONE DIRECTORY



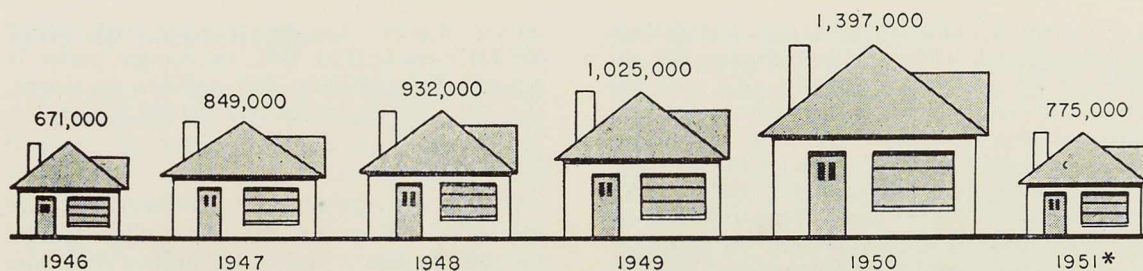


Fig. 3. Développement de la construction d'habitations aux Etats-Unis, fermes agricoles non comprises.

dustrie du bâtiment. Tout emploi de plus de 25 tonnes d'acier dans ce domaine serait sujet à une autorisation gouvernementale. La revue *Steel* signale l'accroissement rapide de constructions de maisons aux U.S.A. de 1946 à 1950 (fig. 3). Le mouvement s'arrête en 1951, par suite des restrictions de crédit appliquées par les autorités et la limitation des matériaux de construction, en premier lieu les métaux. D'après la même revue, la construction d'une maison réclame une quantité moyenne de plus de 4 000 kg d'acier (clous, installation de chauffage, cuisine, bain, canalisations, châssis, etc.).

A partir du 1^{er} juillet, les exportations d'acier sont placées sous licence. Le contingent d'exportation pour le troisième trimestre a été fixé à 479 150 tonnes. Quant aux importations, elles se sont élevées, au cours du 1^{er} trimestre 1951, à 1 126 000 tonnes comportant :

En provenance de France . . .	315 000 tonnes
En provenance de l'U. E. B. L. . .	301 000 tonnes
En provenance d'Allemagne Occ. . .	294 000 tonnes
En provenance de l'Angleterre . . .	82 000 tonnes
En provenance de Hollande . . .	80 000 tonnes

On s'attend à de nouvelles demandes d'augmentation de salaire de la part des syndicats, pour novembre prochain, ce qui pourrait entraîner des majorations de prix des aciers. Entre temps, on constate sur le marché gris, une baisse des cotations extrêmes.

Angleterre

La production se poursuit à une allure d'environ 16 millions de tonnes annuelles, soit à un niveau légèrement inférieur à celui d'il y a un an. Le Gouvernement étudie un plan de rationnement de l'acier qui entrerait en vigueur fin 1952. Entre temps, des mesures provisoires sont prises pour donner la priorité aux besoins militaires et aux besoins civils essentiels.

Après des pourparlers prolongés entre la Corporation nationale et la *British Iron and Steel*

Federation, celle-ci s'est finalement résolue à admettre que la Corporation prenne la responsabilité de la politique générale et du financement, notamment en ce qui concerne les approvisionnements en matières premières. Depuis, on annonce la formation d'une société de transport de minerais, pour l'exploitation d'une flotte devant mieux assurer les approvisionnements.

Par ailleurs, à la demande de l'E. C. A., le Gouvernement américain avait décidé, dès le mois de juin, d'affecter, à titre d'essai, huit ou neuf navires américains au transport de minerai de fer nord-africain vers la Grande-Bretagne, à un taux de frêt de \$ 6-7, inférieur aux taux commerciaux d'alors.

En juin, la Corporation a procédé à une hausse générale des prix des aciers d'environ £ 5 à la tonne. On s'attend aussi à une hausse des prix à l'exportation, du moins pour les produits légers.

Aux aciéries Abbey Works, le train de laminoir à chaud, l'un des plus modernes d'Europe, est entré en activité.

France

La production évolue comme suit :

	France	Sarre
Mai	813 000	207 000 tonnes
Juin	832 000	219 000 tonnes

Les commandes en note, Sarre comprise, atteignent un total de 4 millions de tonnes pour l'intérieur et 1,5 million pour l'exportation.

L'approvisionnement du marché intérieur laisse à désirer et, le 9 juillet, s'est réunie à Paris l'Association des Utilisateurs de Produits sidérurgiques pour protester au sujet de l'importance des tonnages d'acier exportés et pour réclamer des mesures en faveur du marché national. Par la suite, on a annoncé la création d'un Comité mixte ayant pour charge d'examiner périodiquement les problèmes communs.

A Denain, la mise au point des installations de laminage est achevée. L'usine occupe 500 ouvriers, mais ne travaille encore qu'à un seul poste. Elle passera bientôt à deux postes et pourra alors produire 1 600 tonnes par jour, ce qui soulagera le marché de la tôle fine en France. Rappelons que Denain ne comporte qu'un train dégrossisseur à quatre cages, donnant des rouleaux de tôles de 15/10^e de mm et plus. Ces rouleaux sont envoyés au train finisseur à six cages, installé à Montataire, pour être réduit, par relaminage à froid, jusqu'à 4/10^e de mm d'épaisseur.

A la Société des Forges de Gueugnon, on active les installations de laminage à froid des tôles inoxydables. La production de ces tôles a déjà augmenté de 50 %. Une autre installation pour le laminage de bandes d'acier inoxydable est prévue et devra fonctionner en même temps que le nouveau train continu de Sollac.

Allemagne

La production de mai a atteint 1 121 317 tonnes, celle de juin 1 187 378 tonnes. Une ordonnance gouvernementale permet l'augmentation des prix des aciers, en tenant compte du renchérissement qui résulte de l'importation de charbon américain. Une majoration d'environ 50 DM par tonne est prévue, à partir du 15 août. Mais on s'attend également à une hausse des salaires et déjà les majorations de prix prévues semblent insuffisantes.

On sait que l'Allemagne doit livrer à l'Amérique un tonnage d'acier égal à 40 % du tonnage de charbon reçu. L'Allemagne, de son côté, serait désireuse de fournir des produits de fabrication métallique plutôt que des aciers laminés.

A la Chambre basse, le Plan Schumann a obtenu en première lecture une large majorité, subordonnée cependant à la suppression de l'Autorité de la Ruhr, du contrôle sur l'industrie minière et sidérurgique par les Alliés, ainsi que de toute limitation de production.

Pologne

Une nouvelle usine est en construction à Czenstochowa. L'aciérie Martin produira sous peu, et le laminoir sera terminé au courant de l'année. D'ici 1955, d'autres installations : cokerie, hauts-fourneaux, aciéries et laminoirs s'ajouteront. On construit une cité pour 10 000 ouvriers.

Suède

Ce pays a produit en 1950, 1,4 million de

tonnes d'acier. Les importations ont atteint 600 000 tonnes. D'ici 1955, on compte porter la capacité de production à 2 millions de tonnes, et réduire les importations à 200 000 tonnes.

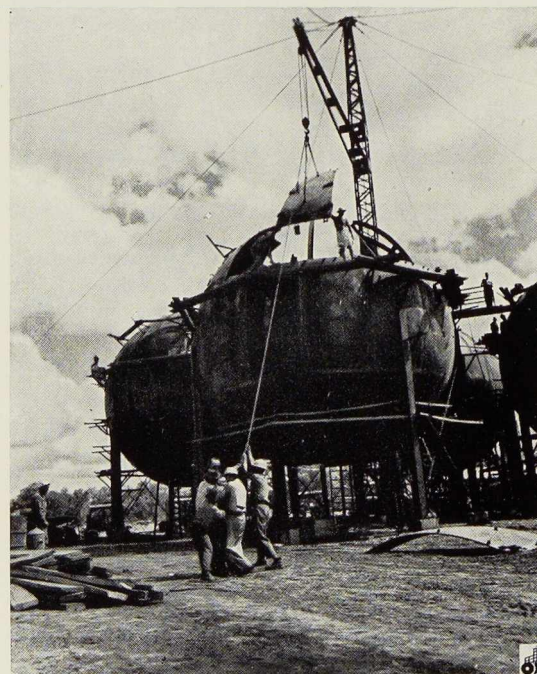
Mandchourie

D'après des chiffres publiés à Moscou, la production aurait atteint, en 1950, 450 000 tonnes. En 1936, le pays a produit un million de tonnes d'acier.

Construction de réservoirs sphériques système Horton

Suite à la note parue à ce sujet dans le n° 5-1951 de *L'Ossature Métallique* on nous prie d'insérer la rectification suivante :

Nous apprenons que la S. A. des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman qui achève pour le moment la construction de la majorité des tanks pour la raffinerie que l'*Anglo-Iranian Oil Company* construit en commun avec un groupe belge, sous la dénomination de la Société Industrielle Belge des Pétroles, vient de recevoir commande de deux *Horton Spheres* de 11,70 m de diamètre (semblables à ceux reproduits sur le cliché ci-dessous).



Foire de Léopoldville

Le samedi 11 août 1951 a eu lieu, en présence de M. Dequae, Ministre des Colonies, M. Coppé, Ministre des Affaires Economiques, M. de Thibault, Vice-Gouverneur Général du Congo, ainsi que de nombreuses personnalités belges et coloniales, l'inauguration de la Foire de Léopoldville.

La Foire s'étendait sur un vaste terrain que l'on avait aménagé en bordure du boulevard Albert 1^{er}, et constituera dans l'avenir un quartier de résidence qui sera très apprécié des Coloniaux.

Dix hectares de terrain ont été déboisés et nivelés; de larges avenues ont été tracées, des pavillons édifiés et décorés, des jardins dessinés. Inutile de dire le travail que l'amener d'eau, la force électrique, les installations de téléphone, etc., ont nécessité, ainsi que l'édification des 20.000 m² de pavillons à ossature métallique, venant de nos principaux constructeurs belges: Baume et Marpent, Travhydro, Nobels-Pelman, etc. Tout ce matériel a dû être amené par bateaux, chemin de fer et même par avions, ce qui représente un trafic considérable.

La Foire couvre une superficie de 28.000 m² et ses 580 stands se subdivisent en 295 stands belges, 205 stands congolais et 80 stands étrangers.

Au cours de l'inauguration, des allocutions ont été prononcées par M. de Thibault, Vice-Gouverneur Général et Président du Comité d'honneur de la Foire, et M. Cornélis, Directeur Général des Affaires Economiques du Congo Belge et Président du Comité Exécutif de la Foire.

M. de Thibault a souligné notamment l'importance du marché congolais pour la Belgique. « Les besoins du Congo sont immenses » a déclaré le Vice-Gouverneur Général, « puissent le commerce et l'industrie belges faire les efforts nécessaires pour les satisfaire et pour consolider indestructiblement les liens unissant la Belgique et le Congo ».

De son côté, M. Cornélis a rendu hommage au dévouement des membres du Comité Exécutif: « Volonté, ténacité, enthousiasme, coordination des efforts métropolitains et congolais, a-t-il ajouté, ont marqué cette entreprise; une véritable course contre le temps fut ainsi gagnée. »

Les industries belges et luxembourgeoises les plus diverses exposaient. Soulignons, en ordre principal, l'imposante participation des Membres de Fabrimétal qui, avec ses 180 exposants, groupait le matériel qui intéresse au plus haut point notre Colonie.

La sidérurgie belgo-luxembourgeoise était représentée par notre Centre et nous avons pu présenter un ensemble d'agrandissements représen-

tant les principales nouvelles installations de nos différentes usines. Nous avons agrémenté notre stand de quelques maquettes de ponts, bateaux, locomotives, etc.

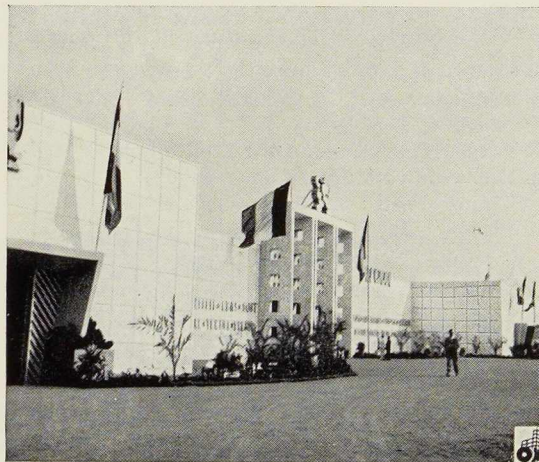


Photo La Lanterne.

Fig. 5. Vue générale du pavillon de Belgique à la Foire de Léopoldville.

Nous avons pour voisin Ucométal qui, avec son beau stand spécialement conçu pour les expositions d'outre-mer, a attiré particulièrement l'attention des visiteurs. Ce Comptoir représente Cockerill, La Providence et Sambre et Moselle.

De nombreuses personnalités du monde industriel belge se sont rendues au Congo, à l'occasion de la Foire. Citons notamment M. G. Velter, Directeur Général de Fabrimétal, un des promoteurs de l'importante participation de l'industrie belge à la manifestation de Léopoldville, et M. Em. Greiner, Directeur du C. B. L. I. A., représentant l'industrie sidérurgique belge et luxembourgeoise, et qui a fait les honneurs de son stand aux personnalités officielles.

Lancement du pétrolier à moteur « Bornes »

Au mois de décembre 1950, la *Sociedade Portuguesa de Navios Tarques* (Soportata) de Lisbonne a confié à la Société Cockerill la commande d'un troisième pétrolier à moteur, sistership de l'*Alvelos*, qui a déjà été fourni au mois de mai 1950.

Ces trois navires sont nommés d'après des montagnes portugaises et de telle façon que le nom

du premier navire commence avec la lettre A (*Alvélos*), celui du deuxième avec la lettre B (*Bornes*) et celui du troisième avec la lettre C (*Cercal*).

C'est le samedi 30 juin 1951 que le lancement du *Bornes* a eu lieu.

Voici les caractéristiques principales du *Bornes* :

- Longueur totale : 163,72 m = 537' 2".
- Longueur entre perpendiculaires : 153,01 m = 502' 0".
- Largeur hors membres : 21,01 m = 68' 11".
- Creux de côté : 11,58 m = 38' 0".
- Tirant d'eau : 9,073 m = 29' 9 3/16".
- Classe : Lloyd's Register + 100 A. 1.

Le *Bornes* aura un tonnage brut d'environ 11 040 tonnes et un port en lourd de 16 580 tonnes. La cargaison liquide, qui est répartie dans 10 tanks centraux et 12 tanks latéraux, comporte 22.853 m³. Pour la cargaison en vrac il y a 1.350 m³ de capacité.

Les cloisons longitudinales et transversales sont faites en tôles pliées soudées (*corrugated plates*) sans les renforts de cloison habituels (1).

Lancement du pétrolier à moteur « Bia »

La coque du pétrolier à moteur *Bia* est construite pour compte du Chantier naval « Göta-verken » de Göteborg (Suède). La pose de la quille eut lieu le 17 janvier 1951.

Le lancement de ce navire a eu lieu le 19 juillet 1951, au chantier naval Cockerill à Hoboken.

Dix jours après le lancement de cette coque, celle-ci a été remorquée à Göteborg pour achèvement.

Le *Bia* a les caractéristiques suivantes :

Longueur totale	164,67 m.
Longueur entre perpendiculaires	156,00 m.
Largeur hors membres	20,12 m.
Creux de côté	11,96 m.
Tirant d'eau	9,22 m.

Le port en lourd sera de 17 500 tonnes.

Cours de perfectionnement pour ingénieurs dans le domaine de la soudure

L'Institut Belge de la Soudure (I. B. S.) organise en octobre 1951 un cycle de cours et de travaux pratiques à l'intention des ingénieurs

(1) Voir *L'Ossature Métallique*, no 1-1949.

désireux de se spécialiser dans la connaissance approfondie des opérations de soudure.

Cet enseignement comportera des cours théoriques et des travaux pratiques en atelier. Tous renseignements sur ce cours peuvent être obtenus en s'adressant à l'I. B. S., 21, rue des Drapeaux, à Bruxelles.

Précontrainte — Prestressing

Sous ce titre, vient de paraître un périodique international sur la Précontrainte, dont le but est d'ouvrir une tribune aux spécialistes de tous les systèmes suivant lesquels ce nouveau mode de construction est appliqué.

Dans l'éditorial de la nouvelle revue M. G. Magnel, Professeur à l'Université de Gand, Membre de l'Académie royale de Belgique, souligne que l'idée de la précontrainte ne s'applique pas seulement au béton mais à d'autres matériaux et notamment aux charpentes métalliques de grandes portées.

Congrès International de la Soudure

L'Institut International de la Soudure (I. I. S.) a tenu à Londres et à Oxford du 14 au 21 juillet 1951, sa quatrième session annuelle sous la forme d'un congrès international auquel ont participé les représentants de 17 nations.

Les commissions techniques de l'I. I. S. ont consacré trois journées de travail à la solution des problèmes techniques et scientifiques que soulève l'application industrielle de la soudure.

Les travaux des Commissions ont été suivis de séances publiques au cours desquelles des communications ont été présentées sur le soudage des ponts et charpentes, les développements récents de la soudure en Grande-Bretagne, le soudage des alliages légers, les possibilités de la précontrainte des constructions métalliques, etc.

A la séance plénière du 20 juillet à Oxford, les présidents des commissions ont présenté chacun un rapport sur les travaux de celles-ci.

A la suite de la réunion internationale de 1951, le Comité de Direction de l'I. I. S. a désigné comme Président le Professeur M. E. Jaeger (Pays-Bas), tandis que M. P. Goldschmidt, Président sortant, était nommé Président Fondateur Permanent de l'I. I. S. Le Congrès international était suivi de nombreuses visites de centres industriels britanniques.

L'Ossature Métallique publiera dans son prochain numéro un compte rendu détaillé des travaux du Congrès.



ECHOS ET NOUVELLES

Le nouveau pont de Namur

Les travaux de construction du nouveau pont sur la Meuse, entre la ville de Namur et la commune de Jambes, ont été adjugés à la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur, suivant un contre-projet étudié par celle-ci.

La superstructure métallique, du type à poutres à âme pleine, aura une longueur totale de 188 mètres, et comportera une travée centrale de 138 mètres de longueur et deux culasses de 25 mètres de longueur chacune. Le tablier métallique qui sera recouvert d'un revêtement en béton, donnera passage à une chaussée de 12 mètres et à deux trottoirs de 2,5 m chacun. Le tirant d'air du pont en son point maximum est de 10 mètres.

La S. A. des Ateliers de Construction de Jambes a confié les travaux de terrassement, de remblayage, de béton armé, etc., à la firme Dumon & Vander Vin, qui doit construire sur chaque rive un appui principal et un ancrage-contrepois en béton armé constitué de blocs de 24 mètres de long, 9 mètres de large et 14 mètres de profondeur. Ces deux appuis principaux reposent sur des pieux dont l'établissement a été confié à la S. A. Pieux Franki de Liège.

Les travaux de terrassement et le fonçage des pieux sont très avancés sur la rive namuroise (boulevard Isabelle-Bruneel) et ont commencé sur la rive jamboise.

Reconstruction du pont tournant de Smet de Naeyer à Ostende

On procède actuellement à Ostende à la mise du tablier du nouveau pont tournant de Smet de Naeyer. Cet ouvrage, d'une longueur de 59 mètres entre culées a été reconstruit par la S. A. des Ateliers Métallurgiques de Nivelles. La largeur du pont est de 9 mètres et le tonnage utilisé est de 300 tonnes. Les travaux ont été effectués sous la direction de M. T'Jampens, Ingénieur en chef, Directeur des Ponts et Chaussées.

Fig. 6. Vue du pont de Smet de Naeyer à Ostende, en cours de montage.

Photo R. Kaiser.

Construction de ponts-rails de 41 m à Heist-sur-Mer

La réalisation de la nouvelle ligne de chemin de fer de Zeebrugge à Knokke-sur-Mer a nécessité la construction de 6 ponts métalliques dont 5 sont fournis par les Etablissements D. Steyaert-Heene, à Eecloo.

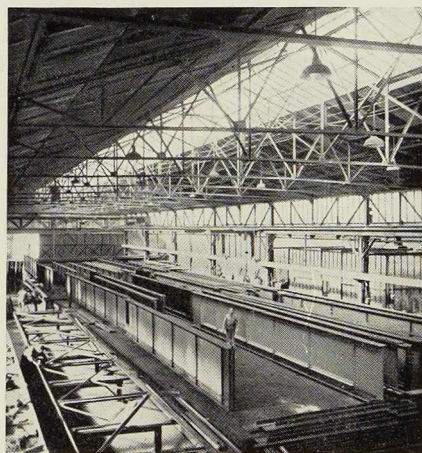
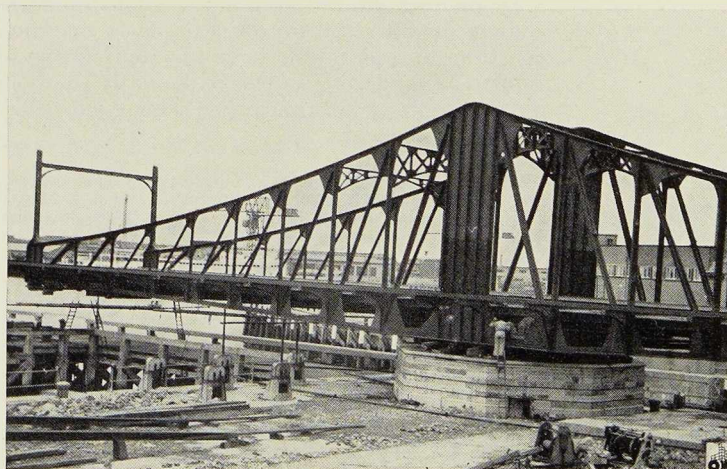


Fig. 7. Eléments de poutres de 41 mètres de longueur des ponts de Heist en voie d'expédition.

Les deux ponts de Heist comprennent chacun 14 poutres de 41 m de long; cet ouvrage a nécessité le forage de plus de 400.000 trous et la pose en atelier d'environ 130.000 rivets de 7/8" placés tous à la presse pneumatique.



Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.) Vol. X

Un volume de 236 pages format 17×24 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Verlag Leeman, Zurich, 1950. Prix : 15 francs suisses (10 francs suisses pour les membres de l'A. I. P. C.).

Le 10^e volume des Mémoires de l'A. I. P. C. contient 11 communications techniques et scientifiques dont 5 en français, 1 en allemand et 5 en anglais (avec résumés dans les trois langues).

Les titres des communications intéressant la construction métallique sont les suivantes :

Résistance intrinsèque des cordons de soudure d'angle (A. Goelzer).

Poutres à faible résistance au cisaillement, reposant sur une assise élastique (A. Holmberg).

Possibilités des ponts soudés de section triangulaire, avec tablier supérieur (Th. C. Kavanagh).

Essais poussés jusqu'à la ruine, sous moment constant d'assemblages soudés de poutrelle H de 1 mètre (A. Lazard).

Méthode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur résistance à la torsion (Ch. Massonnet).

Les processus d'amortissement dans les ponts suspendus (A. Selberg).

Calcul des poutres Vierendeel (F. Stüssi).

Utilisation maximum de la matière dans les constructions (R. Vallette).

Pratique du soudage

par D. SÉFÉRIAN

Un ouvrage de 255 pages, format 12×19 cm, illustré de 130 figures. Edité par Sfelt, Paris, 1951. Prix : 390 francs français.

Le manuel du D^r Séférian, personnalité bien connue dans les milieux français de la soudure, constitue un guide utile pour tous ceux qui pratiquent le soudage. L'auteur y donne la solution de nombreux problèmes qui se posent journellement aux soudeurs.

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 154, avenue Louise, à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 heures à midi).

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke (Nouvelles méthodes de calcul de portiques)

par A. STRASSNER

Un volume de 154 pages, format 18×26 cm, illustré de 214 figures, 5^e édition. Edité par W. Ernst & Sohn, Berlin, 1951. Prix : 22,50 D.M.

L'Ingénieur Strassner vient de publier une nouvelle édition remaniée de son ouvrage bien connu sur le calcul des portiques.

Ce livre comprend quatre divisions :

1. Théorie et calcul des poutres et portiques continus.

2. Moyens employés pour le calcul des constructions continues.

3. Exemples de calcul.

4. Constructions en arcs continus.

Cette dernière division constitue une importante addition à la table des matières des éditions précédentes.

Le nouvel ouvrage de M. Strassner rencontrera certainement la faveur des ingénieurs de bureaux d'études appelés à calculer les constructions à angles rigides.

Galvanizing (Galvanisation), 3^e édition

par M. BABLICK

Un volume relié de 502 pages, format 14×21 cm, illustré de 306 figures. Edité par E. & F. N. Spon Ltd., Londres, 1950. Prix : £ 3.10.0 (envoyé par le British Council).

La troisième édition de l'ouvrage sur la galvanisation du spécialiste autrichien Heinz Bablick, traduit en anglais par C. A. Bentley, constitue un véritable traité de protection de l'acier contre la corrosion. L'auteur examine en effet tous les aspects de cet important problème, guidé dans son travail par la célèbre maxime de Léonard de Vinci : « La teoria è il capitano e la pratica sono i soldati ». L'ingénieur y trouvera une documentation importante sur la pellicule de laminage, le décapage et la galvanisation proprement dite. Ce dernier sujet est étudié en détails tant en ce qui concerne la théorie que la pratique de ce mode de protection.



La nouvelle école

par Alfred ROTH

Un volume relié de 224 pages, format 18 × 25 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Girsberger, Zurich, 1950. Prix : 32 francs suisses.

L'ouvrage de l'Architecte Alfred Roth est consacré à l'une des tâches les plus belles et les plus actuelles de l'architecture contemporaine : la construction et l'aménagement des écoles. L'auteur a examiné le problème dans son ensemble; de cette façon, son livre intéressera non seulement les architectes et les spécialistes de la construction, mais encore les urbanistes, les sociologues, les pédagogues, etc.

Des exemples judicieusement choisis montrent des constructions scolaires remarquables réalisées dans le monde.

L'ouvrage, d'une belle présentation, est rédigé en trois langues (français, anglais, allemand). Il constitue une documentation de premier ordre pour les bâtisseurs d'écoles.

Hütte-Hilfstafeln

(Tableaux auxiliaires « Hütte »)

Un ouvrage de 202 pages, format 12 × 18 cm. Edité par W. Ernst & Sohn, Berlin, 1951. Prix : 9,50 D.M.

Cet ouvrage, édité par la Société Hütte, s'adresse aux ingénieurs qui ont à calculer les transmissions par engrenages. Il donne des tableaux destinés au calcul des transmissions ainsi que des exemples numériques.

Rüstungsbau (La construction des échafaudages), vol. I et II

par H. KIRCHNER,

2^e édition revue par A. MÜLLENHOFF.

Deux ouvrages de 178 + 136 pages format 16,5 × 24,5 cm — illustrés de 253 + 152 figures. Edités par W. Ernst & Sohn, Berlin 1951. Prix : 21,50 et 16,50 D. M.

Ces deux ouvrages de feu le Professeur Kirchner, revus par le Professeur A. Müllenhoff constituent un traité très complet relatif à la construction, au montage et au démontage des différents types d'échafaudages, tant métalliques qu'en bois.

Les auteurs ont étudié les multiples aspects de cette technique qui a connu depuis quelques années un développement considérable.

A côté de nombreux exemples d'application d'échafaudages (cintres, chevalements, pylônes, etc.) on trouve dans ces ouvrages des renseignements utiles sur les qualités requises des matériaux, l'assemblage de différents éléments des échafaudages, etc.

The Structure and Mechanical Properties of Metals (La structure et les propriétés mécaniques des métaux)

par B. CHALMERS.

Un volume relié de 132 pages format 14 × 22 cm, illustré de 89 figures. Edité par Chapman & Hall, Londres 1951. Prix : 18 shillings.

Cet ouvrage est publié dans la série des monographies sur les matériaux métalliques, éditées sous les auspices de la *Royal Aeronautical Society* britannique.

Le but de l'auteur est de donner au lecteur une image simple de la structure des métaux et alliages en fonction des caractéristiques mécaniques.

Son ouvrage, écrit avec clarté, comporte six chapitres traitant des matières suivantes : Structure des métaux purs — Structure des alliages — Traitements thermiques sur la structure — Détermination de la structure — Propriétés mécaniques et leur dépendance de la structure.

Annuaire général du Bâtiment, des Travaux publics et des Industries qui s'y rattachent

Un volume de 695 pages format 16 × 24 cm. Edité par les Anciens Etablissements A. Puvrez, Bruxelles, 1951. Prix : 150 francs.

Cet ouvrage de documentation sera utile à tous ceux que l'industrie du bâtiment intéresse. Il donne en effet les adresses des architectes, entrepreneurs et fournisseurs classés par ordre alphabétique et par localité.

Register of British Manufacturers 1950-1951 (Annuaire de la Fédération des Industries Britanniques) (23^e édition)

Un volume relié de 852 pages, format 18 × 24 cm. Edité par Hiffe and Sons Ltd., Londres, 1950.

L'Annuaire de la Fédération des Industries Britanniques (F. B. I.) constitue un guide complet des producteurs britanniques. Près de 6.000 firmes y sont classées sous des rubriques englobant une très grande variété de produits.

Les explications sur la consultation de l'Annuaire sont données en langues anglaise, française et espagnole.



Tabellen voor Staalconstructeurs (Tableaux pour constructeurs métalliques)

par P. BÜSTRAAN

Un ouvrage relié de 100 pages, format 16 × 26 cm, illustré de nombreux croquis. Edité par A. E. Kluwer, Deventer, 1950. Prix : 6,50 florins.

Lors du calcul des ouvrages métalliques, il faut tenir compte de l'affaiblissement des sections par les trous de rivets.

Ces tableaux réunis par M. P. Büstraan, permettent d'éviter les calculs fastidieux aux auteurs de projets d'ouvrages. Ils donnent les caractéristiques physiques des profilés courants assemblés en fonction de la distance et du nombre de trous de rivets.

Durchlaufende Platten (Dalles continues)

par A. KLEINLOGEL.

Brochure de 58 pages, format 16 × 23 cm, illustrée de 52 figures. Edité par W. Ernst & Sohn, Berlin, 1951. Prix : 9 D. M.

Cette brochure est consacrée à 6 exemples de réalisations de dalles en béton armé continues sur 2, 3 et 4 ouvertures sous diverses surcharges de service.

Pour chaque exemple l'auteur établit les charges, les moments, ainsi que les efforts tranchants.

Les calculs sont effectués par diverses méthodes, ce qui permet leur comparaison.

Structural Theory & Design (Théorie et calcul des constructions), vol. I

par J. Mc HARDY YOUNG.

Un volume de 285 pages format 15 × 25 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Crosby Lockwood & Son Ltd., Londres, 1950. Prix : £1.5.0.

Cet ouvrage constitue une application des principes de base de la stabilité des constructions aux problèmes pratiques qui se posent à l'ingénieur de génie civil. La solution numérique de plusieurs de ces problèmes sera particulièrement utile aux étudiants des facultés techniques ainsi qu'aux jeunes ingénieurs.

The Inelastic Behavior of Engineering Materials and Structures (Comportement non-élastique des matériaux et des constructions)

par A. M. FREUDENTHAL.

Un volume relié de 587 pages format 14 × 22 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par John Wiley & Sons, Inc. New-York, 1950. Prix : 7,50 \$.

L'ouvrage du Professeur Freudenthal présente un tableau complet du comportement des matériaux de construction sollicités au delà de la limite élastique.

Après des notes introductives, l'auteur étudie l'aspect structural du comportement mécanique. Dans la division suivante consacrée à la « Mécanique des déformations non-élastiques » il passe en revue les différents problèmes qui se présentent : plasticité, trempe, fluage, rupture, etc.

Les applications de ces théories font l'objet de la dernière division du livre du Professeur Freudenthal.

Die Gas-Schweissung in Frage und Antwort (La Soudure acétylène expliquée par questions et réponses), 5^e édition

par F. WUTTKE

Un ouvrage de 108 pages, format 12 × 17 cm, illustré de 23 figures. Edité par C. Marhold, Halle, 1951. Prix : 2,20 D. M.

L'auteur de ce fascicule a estimé que la meilleure façon d'enseigner est de faire réfléchir avant de donner la solution d'un problème, si simple soit-il. C'est en se basant sur ce principe qu'il a rédigé 441 questions convenablement groupées avec leur réponse à la fin de chaque chapitre.

Il traite ainsi successivement les matières premières (production et emmagasinage), la soudure des divers aciers, les dangers et accidents à éviter, etc.

Cette forme animée de l'enseignement permet de donner un cours très complet sur la soudure sous un volume très réduit.

Handbuch der Rohrleitungen (Manuel des canalisations), 4^e édition

par F. SCHWEDLER

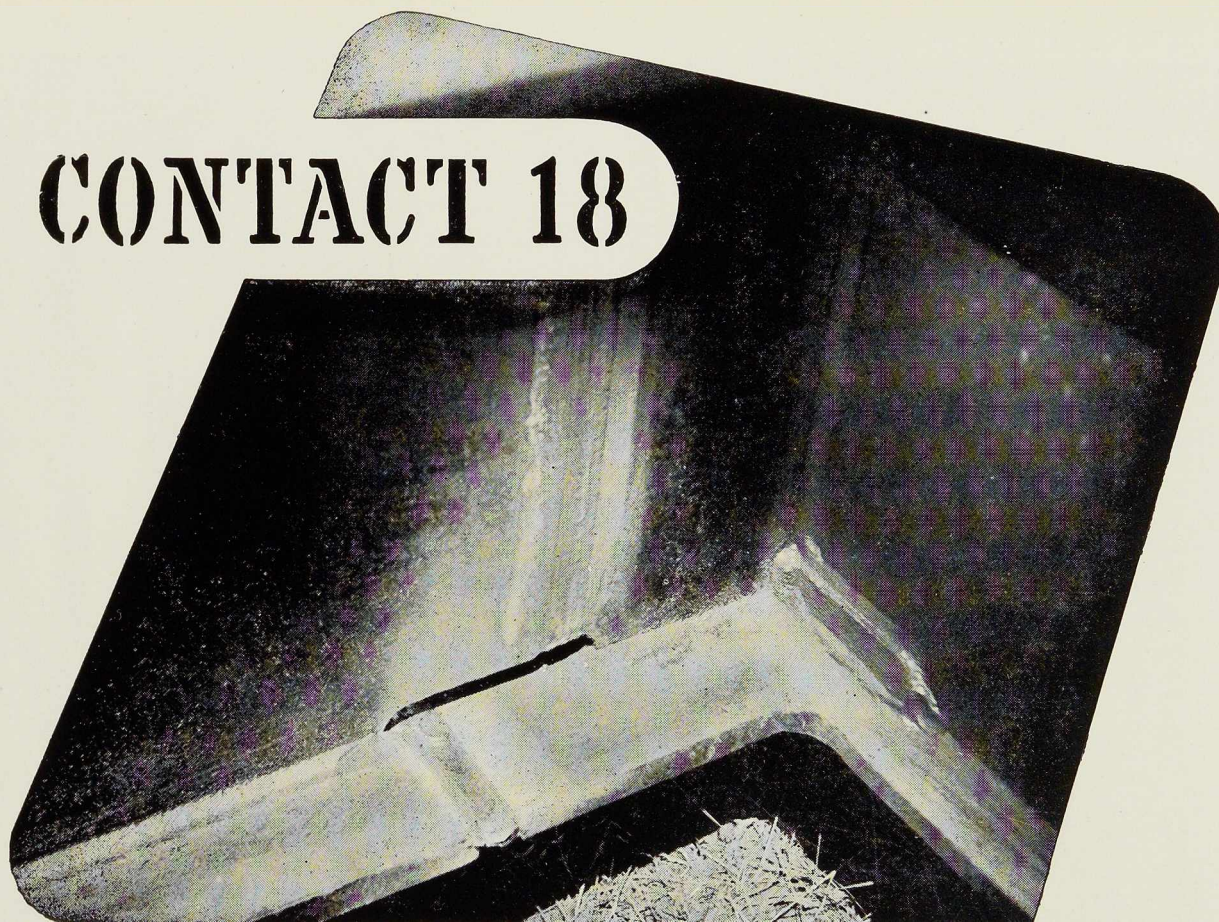
Ouvrage de 294 pages, format 24 × 16,5 cm, illustré de 24 figures et 13 tableaux hors texte. Edité par Springer, Berlin, 1950.

Avant d'étudier un transport par tubes, il faut connaître les caractéristiques du matériau transporté (eau chaude ou froide, vapeur saturée ou non, eau condensée, huile, gaz, air comprimé, etc.) et du transporteur (tubes en acier ou en fonte avec leurs joints, isolation thermique, bifurcations, détendeurs, etc.).

Ces préliminaires posés, l'auteur aborde le calcul des tuyauteries pour déterminer le diamètre et l'épaisseur des parois pour une vitesse et perte de charge du fluide transporté.



CONTACT 18



SOUDURE EN TOUTE POSITION

Réalisation de joints bout à bout d'une poutre composée.
D'une hauteur d'âme de 500 mm, elle est soudée en position verticale descendante au moyen de l'électrode CONTACT 18.

A noter, l'évidement dans l'âme permettant une exécution saine des soudures d'âme et de semelle et évitant les superpositions de cordons.

Demandez notre catalogue
et notre dépliant R. I. 1120



PHILIPS

**DIVISION TECHNIQUE
ET INDUSTRIELLE**

S. A. B. 37-39, rue d'Anderlecht,
Bruxelles Tél. 12.31.40 (20 lignes)

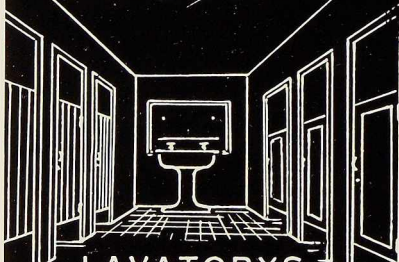
PREVOYEZ-LES
partout...



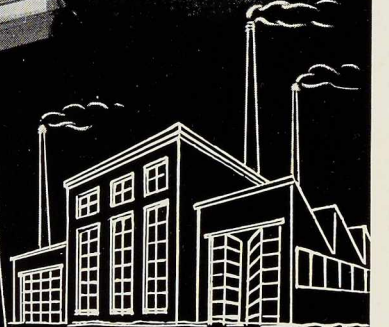
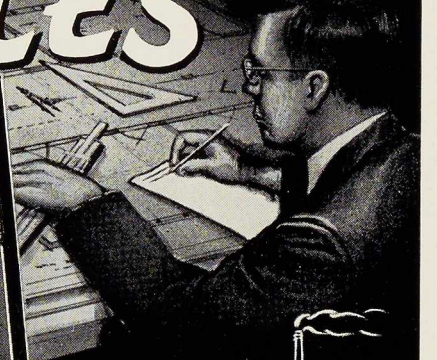
INTÉRIEURS



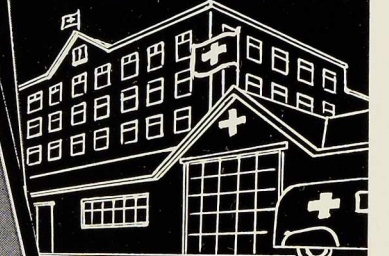
BUREAUX



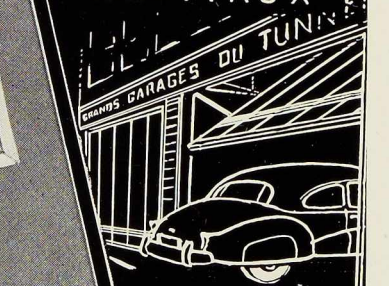
LAVATORYS



USINES



HOPITAUX



GARAGES



PORTES MÉTALLIQUES

VANDERPLANCK

S. A. ATELIERS VANDERPLANCK • FAYT-LEZ-MANAGE • TÉL. MANAGE 124

STUDIO SIMAR-STEVENS

A black and white photograph of an industrial facility, likely a refinery or chemical plant. The scene is dominated by large, horizontal pipes supported by complex metal scaffolding and ladders. In the background, there are large, dark cylindrical storage tanks. The sky is a clear, light blue. The overall composition is industrial and technical.

L. LEEMANS & FILS

DELENNE+MALEVEZ

SOCIETE ANONYME
TEL. 51.03.25-51.16.50
VILVORDE



TÉLÉGRAPHIEZ OUTRE-MER

"VIA BELRADIO"

LA VOIE NATIONALE BELGE RAPIDE
ET SURE VERS TOUS LES CONTINENTS

RENSEIGNEMENTS ET DÉPÔT DES MESSAGES
DANS TOUT BUREAU TÉLÉGRAPHIQUE
BELGE

TÉLÉPHONES

ANVERS

BRUXELLES

LIÈGE

GAND

33.99.50

TELEX 11

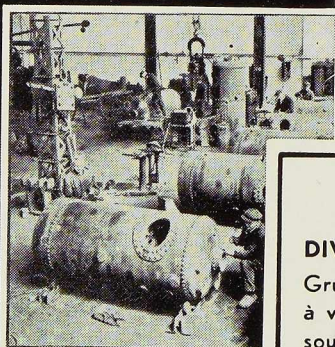
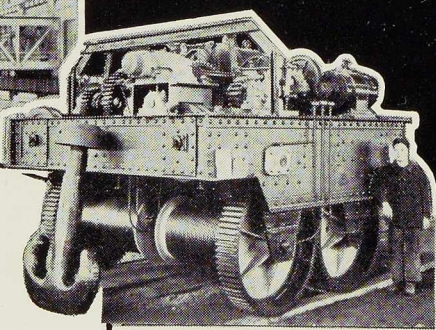
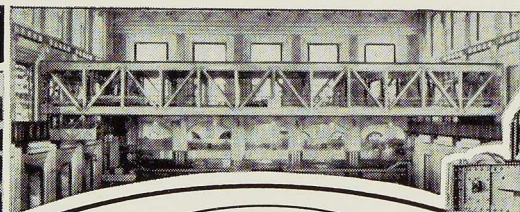
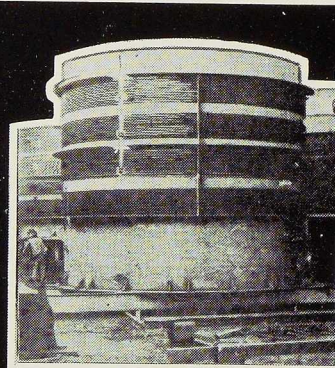
12.30.00

TELEX 2

23.58.70

584.75

TARIFS ET CAHIERS DE FORMULAIRES FOURNIS GRATUITEMENT



MACSIMA

SOCIÉTÉ DE CONSTRUCTION
DE MACHINES INDUSTRIELLES ET
DE MATÉRIEL DE TRAVAUX PUBLICS

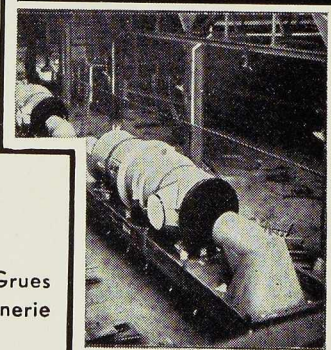
SOCIÉTÉ ANONYME

BOUFFIOULX-LEZ-CHARLEROI (BELGIQUE)

Téléphone Charleroi : 300.65 - 300.66 - 300.67

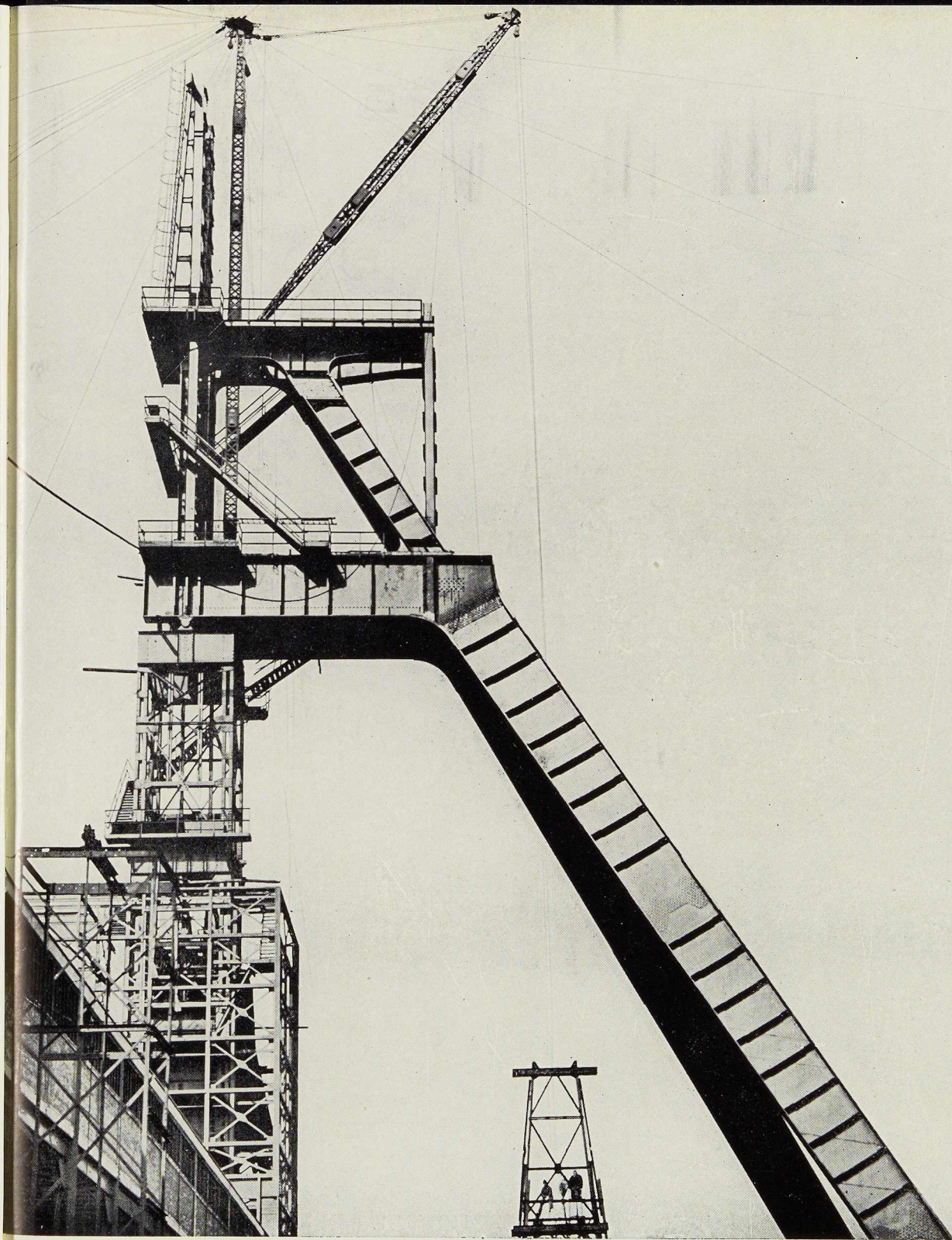
DIVISION LEVAGE ET MANUTENTION :

Grues et ponts roulants électriques (*Licence La Biesme*) – Grues
à vapeur – Machines et pièces mécaniques – Chaudronnerie
soudée et rivée.



AGENCE OCCIDENTALE DE PUBLICITÉ, S. A. CHARLEROI

Le matériel **Macsim**, **Richier**, **Nord-Est**, **C. A. C. L.** est vendu et entretenu au Congo par **Mélotte-Congo**
B. P. 3136 à Léopoldville-Kalina - B. P. 1625 à Elisabethville



Le premier chevalement de mine construit au puits Marie-José, des Charbonnages de Maurage. Le deuxième est en construction par la

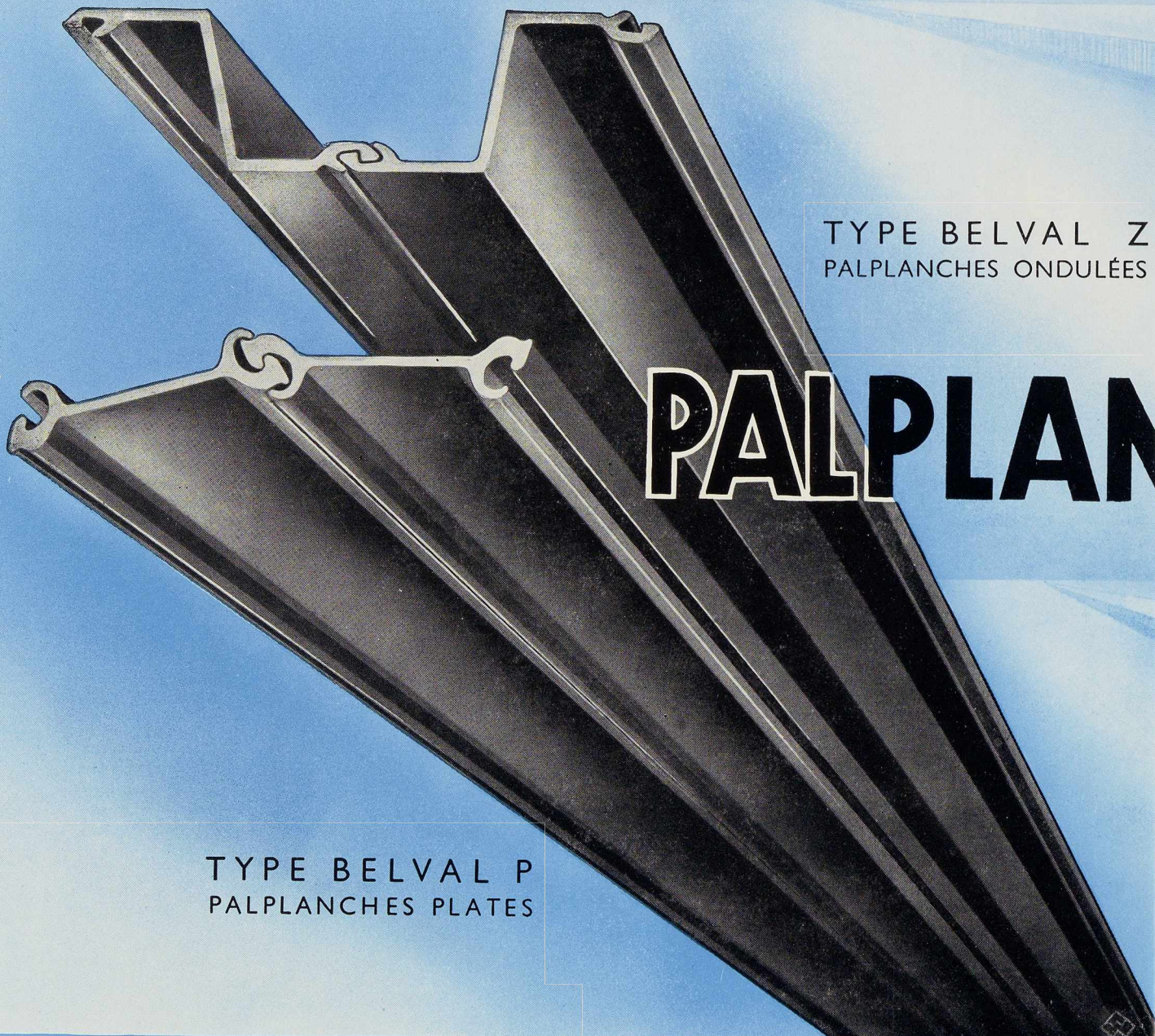
**SOCIÉTÉ ANONYME
DES ATELIERS
DE CONSTRUCTION DE**

JAMBES-NAMUR

ANCIENS ÉTABLISSEMENTS TH. FINET

(Tél. 233.55 Namur)

JAMBES (BELGIQUE)



TYPE BELVAL Z
PALPLANCHES ONDULÉES

PALPLAN

TYPE BELVAL P
PALPLANCHES PLATES

POUR TOUS RENSEIGNEMENTS S'ADRESSER

POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE:

LA BELGO-LUXEMBOURGEOISE

BRUXELLES • 11, QUAI DU COMMERCE

Z
ÉES



NCHES ARBED-BELVAL



RESSR A

COLUMETA

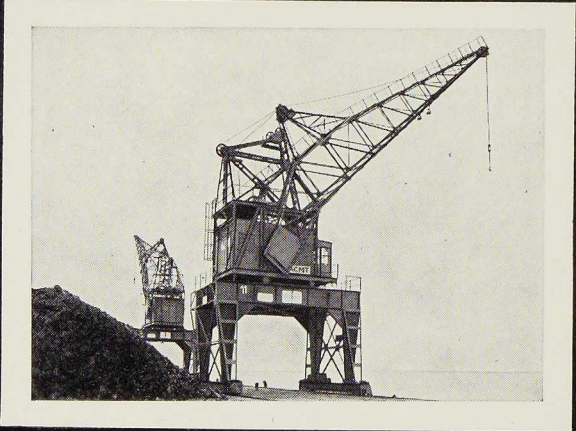
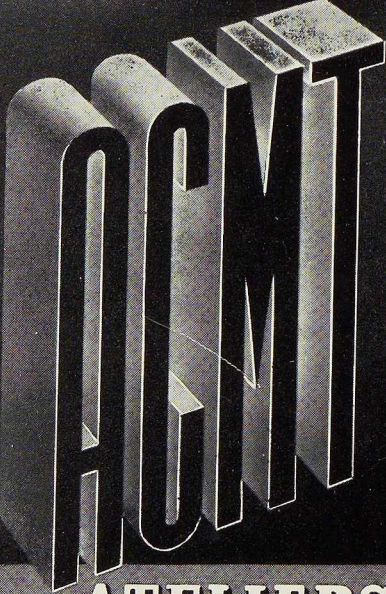
COMPTOIR MÉTALLURGIQUE LUXEMBOURGEOIS • S. A. • LUXEMBOURG

COUVERTURES
MÉTALLIQUES

J. CROISÉ

6, SQUARE MARGUERITE
TÉL. : 33.66.45
BRUXELLES

INSTALLATIONS SANITAIRES
PRIVÉES ET INDUSTRIELLES



MATERIEL POUR SUCRERIES ET INDUSTRIES CHIMIQUES • APPAREILS DE LEVAGE
INSTALLATIONS DE MANUTENTION • GROSSE CHAUDRONNERIE
MOTEURS DIESEL A GRANDE VITESSE • RÉDUCTEURS DE VITESSE " DEBIAC
POMPES A VIDE ET SURPRESSEURS A ANNEAU LIQUIDE " HYDRO "
MATERIEL DE RECUPERATION " IWEL " • INSTALLATIONS FRIGORIFIQUES

**ATELIERS DE CONSTRUCTION
MECANIQUE DE TIRLEMONT**

Anciennement Ateliers J. J. Silain

Faites comme lui...

POUR VOS AFFAIRES
VOYAGEZ
"à moindres frais" par

SABENA

LIGNES AÉRIENNES BELGES

Faites le compte des faux frais, des repas et des pourboires que vous vous épargnez en voyageant par SABENA, vous vous apercevrez que vous réalisez une économie considérable et que le transport aérien est de loin moins cher qu'on ne croit.



SAVIEZ-VOUS QU'UN ALLER-RETOUR VERS
ZURICH, PAR EXEMPLE, NE COÛTE QUE F.B.

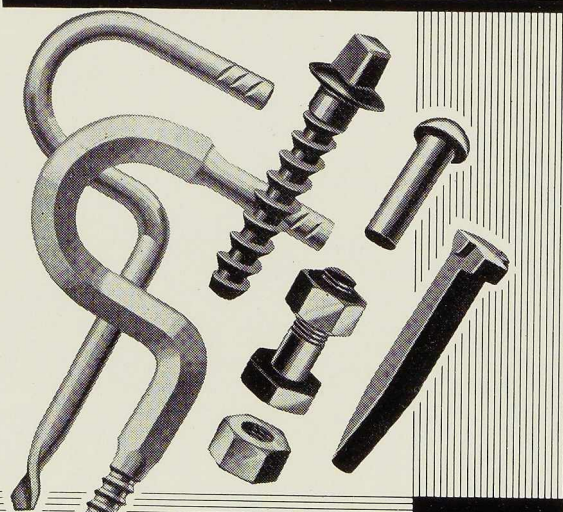
2.755

Entre l'envol et l'arrivée il y a
les menus gratuits SABENA.



POUR TOUS RENSEIGNEMENTS VEUILLEZ VOUS ADRESSER A VOTRE AGENCE DE VOYAGES OU AUX BUREAUX S A B E N A

SOCIÉTÉ DES BOULONNERIES DE LIÈGE ET DE LA BLANCHISSERIE



USINES à

LIÈGE, rue Saint-Vincent, 14-16
Telegrammes : Boulonneries-Liège
MARCINELLE, rue de Couillet, 82
Telegr. : Boulonneries - Charleroi

SOBELPRO

ASSOCIATION INTERNATIONALE DES PONTS ET CHARPENTES

Congrès de Liège 1948

PUBLICATION PRÉLIMINAIRE

1 vol., 697 pages
Frs belges 400,—

RAPPORT FINAL

1 vol., 736 pages
Frs belges 550,—

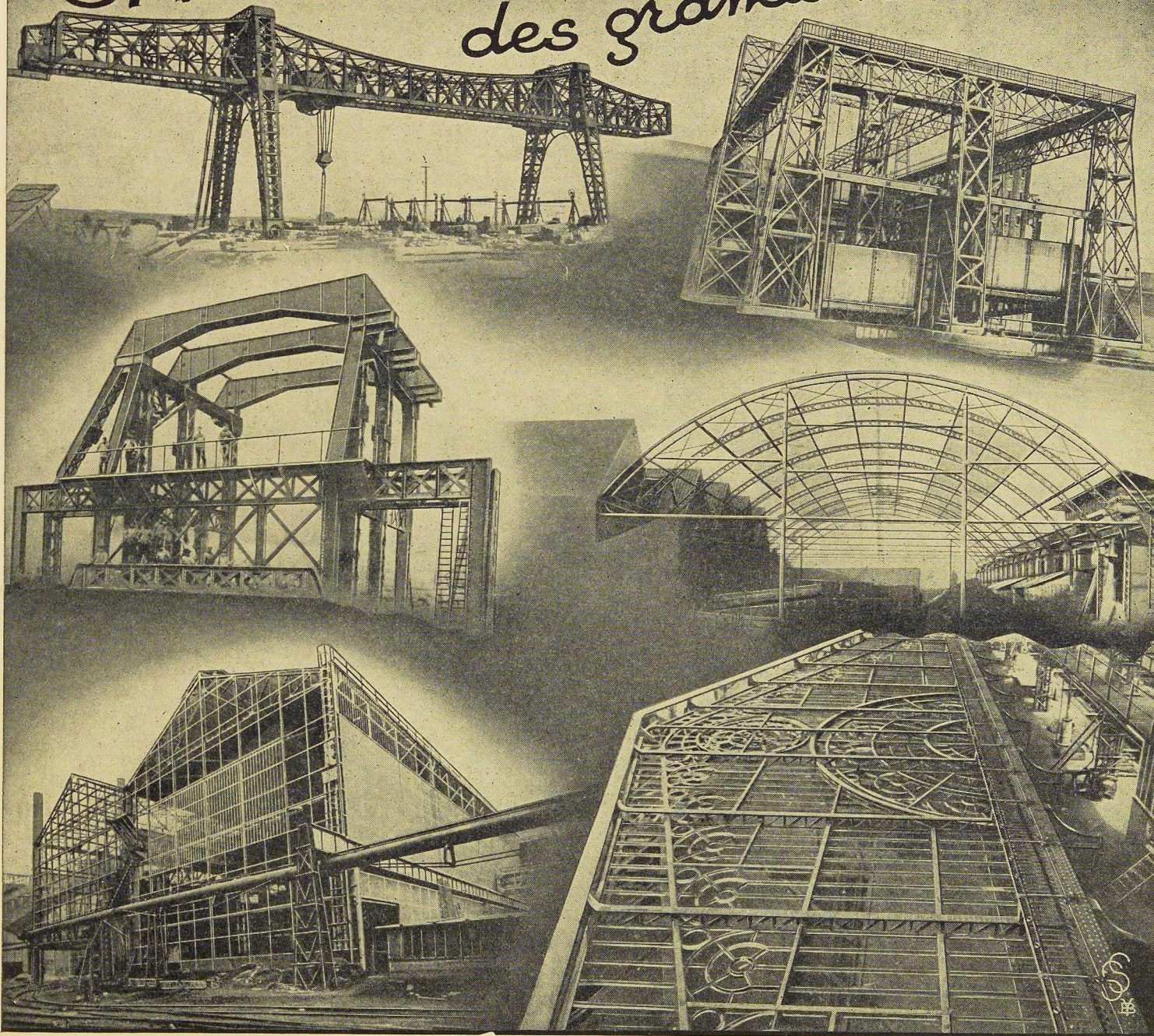
Veillez adresser vos commandes à la revue
L'Ossature Métallique, 154, avenue Louise,
Bruxelles.

C. C. P. 340.17

INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A		L	
A. C. M. T.	40	S. A. L. Leemans & Fils	35
L'Air Liquide	10	Laminoirs de Longtain	15
Arcos, « La Soudure Electrique Auto- gène »	13		
B		M-N	
Baume et Marpent	7	Macxima	36
Belradio	36	Manutention Automatique	18
Usines Gustave Boël	30	Anc. Ets Nobels-Peelman S. A.	32
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis .	12		
Boulonneries de Liège et de la Blanchis- serie	41	O-P	
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve couv.	III	Ougrée-Marihaye	27
		L'Oxhydrique Internationale	26
C		Philips, S. A.	16-33
P. & M. Cassart	4		
C. B. L. I. A.	41	S	
Cockerill	29	Sabena	41
Columeta	38-39	Sambre-Escout S. A.	1
Croisé	40	Siderur	8-9
		Soudométal	31
D			
Davum	11	T	
Alexandre Devis & C ^o	2-17	Usines à Tubes de la Meuse	28
E-F		U-V	
Société Métallurgique d'Enghien Saint- Eloi couv.	IV	Ucométal	24-25
E. S. A. B. couv.	II	Ateliers Vanderplanck, S. P. R. L.	34
Espérance-Longdoz	21		
Fours Lecocq	20		
		W	
J		Wanson	23
S. A. Ateliers de Construction Jambes Namur	37	Anciens Ets Paul Würth	14
Constructions Métalliques de Jemeppe- sur-Meuse, S. A.	22		
Jouret	19		

*SPÉCIALISTES
des grands travaux...*



LA BRUGEOISE ET NICAISE & DELCUVE



SOCIÉTÉ ANONYME

ACIÉRIES, FORGES ET ATELIERS DE CONSTRUCTION
USINES : A SAINT-MICHEL-LEZ-BRUGES ET A LA LOUVIÈRE (BELGIQUE)



CHAUDRONNERIE

PONTS ET CHARPENTES
WAGONS ET VOITURES
APPAREILS DE LEVAGE
PRODUITS DE BOULONNERIE



SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE D'

ENGHIEN-ST ELOI

ENGHIEN - BELGIQUE