



L'OSSATURE METALLIQUE

UNIVERSITEIT GENT
AFDEELING voor BOUWKUNST
24. Plateaustraat, GENT

14^e ANNÉE

3

M A R S
1 9 4 9

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER ÉDITÉE PAR
LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

SOCIÉTÉ ANONYME
**LA BRUGEOISE ET
NICAISE & DELCUVE**



USINES
à S^t Michel-lez-Bruges et à La Louvière

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 : 47.54.99 (2 lignes)

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

14^e ANNÉE

N° 3

MARS 1949

S O M M A I R E

Les Halles à marchandises de Paris-Tolbiac, par O. Remond	119
Ponts métalliques récents en Grande-Bretagne	127
Construction d'un hall de montage à la S. A. Conrad Zschokke (Suisse), par C. F. Kollbrunner	131
Un nouveau type de soutènement de mines	134
La maison à ossature métallique « Trusteel »	137
Pont-portique à Sundsvall (Suède)	140
Parapluie pour chantier de construction	142
La conception des ossatures métalliques basées sur la déformation plastique, par J. Dutheil	143
Réservoir soudé à Manhattan (Kansas, U. S. A.)	163
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois de janvier 1949. - Reconstruction de ponts-routes hongrois. - Conférence de M. R. A. Nihoul. - Construction de ponts en U. R. S. S. - Route chauffée dans l'Etat d'Orégon. - Viaduc soudé en Suède. - Charpente industrielle en Grande-Bretagne. - La restauration du réseau ferroviaire en Belgique. - Echos et Nouvelles	164
BIBLIOTHÈQUE	169
BIBLIOGRAPHIE	171

ABONNEMENTS 1949 (11 numéros) :

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

France et ses Colonies : 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 : 8 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**.



TOUS LES PRODUITS MÉTALLURGIQUES

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

Tél. 26.98.10 (plusieurs lignes)
Tél. 26.98.17 (deux lignes)
Tél. 43.72.69 - 43.72.70

C. C. P. 87.61
R. C. B. 10.741

CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF

Président d'Honneur : M. Albert D'HEUR

CONSEIL D'ADMINISTRATION

Président :

M. Léon GREINER, 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. Oscar BIHET, Administrateur-Directeur Gérant des Usines à Tubes de la Meuse, S. A.;
M. Fernand COURTOY, Président et Administrateur-Délégué du Bureau d'Etudes Industrielles F. COURTOY, S. A.;
M. Justin BAUGNEE, Directeur de la S. A. des Laminoirs, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence;

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

M. Emile HOUBAER, Directeur de la Métallurgie de la S. A. Jchn Cockerill;

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

M. Louis NOELS, Président et Administrateur Délégué des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman;

M. Henri NOEZ, Directeur Général de la Fabrique de Fer de Charleroi;

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

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

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., 1, rue de Huy, 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-Dudelange (Arbed), S. A., avenue de la Liberté, Luxembourg.
Hauts Fourneaux et Aciéries de D'fferdange, Saint-Ingbert, Rumelange (Hadix), S. A., 25, 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).
Emailleries 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 Borquet, Flémalle-Haute.
Laminoirs et Boulonneries du Ruau, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
Travail Mécanique de la Tôle, S. A., 100, avenue des Anciens Etangs, 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, Seneffe et Godarville, S. A., à La Croÿère.
Awans-François, S. A., à Awans-Bierset.
Mécanique et Chaudronnerie de Bouffioulx, Bouffioulx-lez-Châtelineau.

ATELIERS DE CONSTRUCTION (suite)

Ateliers de Construction de la Basse-Sambre, S. A., à Moustier-sur-Sambre.
Baume et Marpent, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis, S. A., 249-253 chaussée de Vleurgat, Bruxelles.
Ateliers de Construction Alphonse Bouillon, 58, rue de Birmingham, Molenbeek-Saint-Jean.
Société Anonyme Anciennes Usines Canon-Légrand, 17, rue Terre du Prince, Jemappes-lez-Mons.
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.
Chaubobel, S. A., à Huyssinghen.
John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
La Construction Soudée, Anciens Etablissements André Beckers, S. A., chaussée de Buda, Haren.
« Cribla », S. A., Construction de Criblages et Lavoirs à charbon, 31, rue du Lombard, Bruxelles.
Compagnie Centrale de Construction, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
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 C^{ie}, 112-114, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
Ateliers Georges Heine, S. A., chaussée des Forges, Huy.
Ateliers de Construction Heuze, Malevez & Simon Réunis, S. A., 59, rue des Gloires Nationales, Auvélais.
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.
L'Industrie Boraine, S. A., Quiévrain.
Ateliers de Construction J. Kihn, Rumelange (G.-D.).
Société Anonyme des Ateliers de La Louvière-Bouvy, La Louvière.
Usines Laufer Frères, S. P. R. L., Hermalle s./Argenteau.
Leemans L. et Fils, S. A., 114, rue de Louvain, Vilvorde.
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-Pelman, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).
Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.
Ateliers Sainte-Barbe, S. A., Eysden-Sainte-Barbe.
Constructions Métalliques Hub. Simon, 148, rue de Plaine-vaux, Seraing-sur-Meuse.
Chaudronnerie A.-F. Smulders, S. A., à Grâce-Berleur-lez-Liège.
Ateliers Arthur Sougniez Fils, 42, rue des Forgerons, Marcinelle.
Etablissements D. Steyart-Heene, à Eecloo.
Ateliers du Thiriau, S. A., La Croÿère.
Ateliers de Construction Mécanique de Tirlemont, S. A., à Tirlemont.
Ateliers Vanderplanck, s. p. r. l., Fayt-lez-Manage.
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.

CHÂSSIS MÉTALLIQUES

Chamebel (Le Châssis Métallique Belge), S. A. Belge, chaussée de Louvain, à Vilvorde.
« Soméba », Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).

MEUBLES MÉTALLIQUES

Maison Desoer, S. A. (meubles métalliques ACIOR), 17-21, rue S^{te}-Véronique, Liège; 16, rue des Boiteux, Bruxelles.

SOUDURE AUTOGÈNE

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 Humbek, Bruxelles.
Soudométal, S. A., 83, chaussée de Ruysbroeck, Forest-Bruxelles.

COMPTOIRS DE VENTE
DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

Columeta (Comptoir Métallurgique Luxembourgeois), S. A., Luxembourg.
Cosibel (Comptoir de Vente de la Sidérurgie Belge), S. C., 9, rue de la Chancellerie, Bruxelles.
Davum, S. A. Belge, 22, rue des Tanneurs, Anvers.
Gilsoco, S. A., La Louvière.
Société Commerciale de Sidérurgie, SIDERUR, 1A, rue du Bastion, 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 C^{ie}, 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 & C^{ie}, 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

Etablissements Georges L.-J. Alexis, 31, rue Dartois, Liège.
Aciers Bungert, S. A., 141-143, chaussée de Mons, Bruxelles.
Jos. Bol, 86, rue Emile Féron, Bruxelles.
Maison Courard & C^o, 9-11, place des Déportés, Liège.
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
Bureaux d'Études Industrielles Fernand Courtoy, S. A., 43, rue des Colonies, Bruxelles.
M. René Leboutte, ing. tech. I. G. Lg., 6, rue J. Delbœuf, Liège.
MM. C. et P. Molitor, Construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstaël, Bruxelles.
Robert et Musette, S. A., 18A, rue de Namur, Bruxelles.
M. J. F. Van der Haeghen, ingénieur-conseil (U. I. Lv.), 104, boulevard Saint-Michel, Bruxelles.
MM. J. Verdeyen et P. Moenaert, ingénieurs-conseils (A. I. Br.), 5, rue Jean Chapelié, Bruxelles.

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Tuileries et Briqueteries d'Hennuyères et de Wanlin, S. A., à Hennuyères.
DIVERS
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, 110, boulevard Auguste Reyers, 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 & Luxemburg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.



: ASSURÉ MAXIMUM DE

Succès!

- OK TP pour les tôles minces.
- OK 42P pour les soudures galbées.
- OK 44P pour les positions difficiles et les joints grossièrement préparés.
- OK 47P la superélectrode
STANDARD
- OK 48P pour les soudures tenaces, en toutes positions.
- OK 50P pour les soudures de haute qualité, radiographiées.
- OK 52P pour l'acier Ac. 52.
- OK 55P la merveille de soudomé-tallurgie, pour les aciers demi-durs.



ESAB

ELECTRO SOUDURE AUTOGENE BELGE S.A.
116-118, RUE STEPHENSON • BRUXELLES • TELEPHONE: 15. 91. 26

PUBLIGRAPHE
BRUXELLES



Arch. Paul Fontaine, Bruxelles

SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE DE BAUME S. A.

SOMIEBA

TÉLÉPHONES : 279 LA LOUVIÈRE
15.81.57 BRUXELLES

LA LOUVIÈRE

MENUISERIES MÉTALLIQUES

CHASSIS, PORTES, CLOISONS EN ACIER
ANTICORODAL ET BRONZE
CHAMBRANLES ET TOLERIES
SABLAGE, PARKÉRISATION
MÉTALLISATION

CONSTRUCTION

CHARPENTES, RÉSERVOIRS
TUYAUTERIES, POTEAUX
SOUDURE ÉLECTRIQUE

REGISTRE DE COMMERCE MONS 378



MALEVEZ + DELENNE

SOC.AN.

**CONSTRUIT ET MONTÉ PAR LA
L.LEEMANS & FILS**

VILVORDE.TEL.51.16.50-51.03.25

POUR CONSTRUCTIONS CELLULAIRES AUTOSTABLES

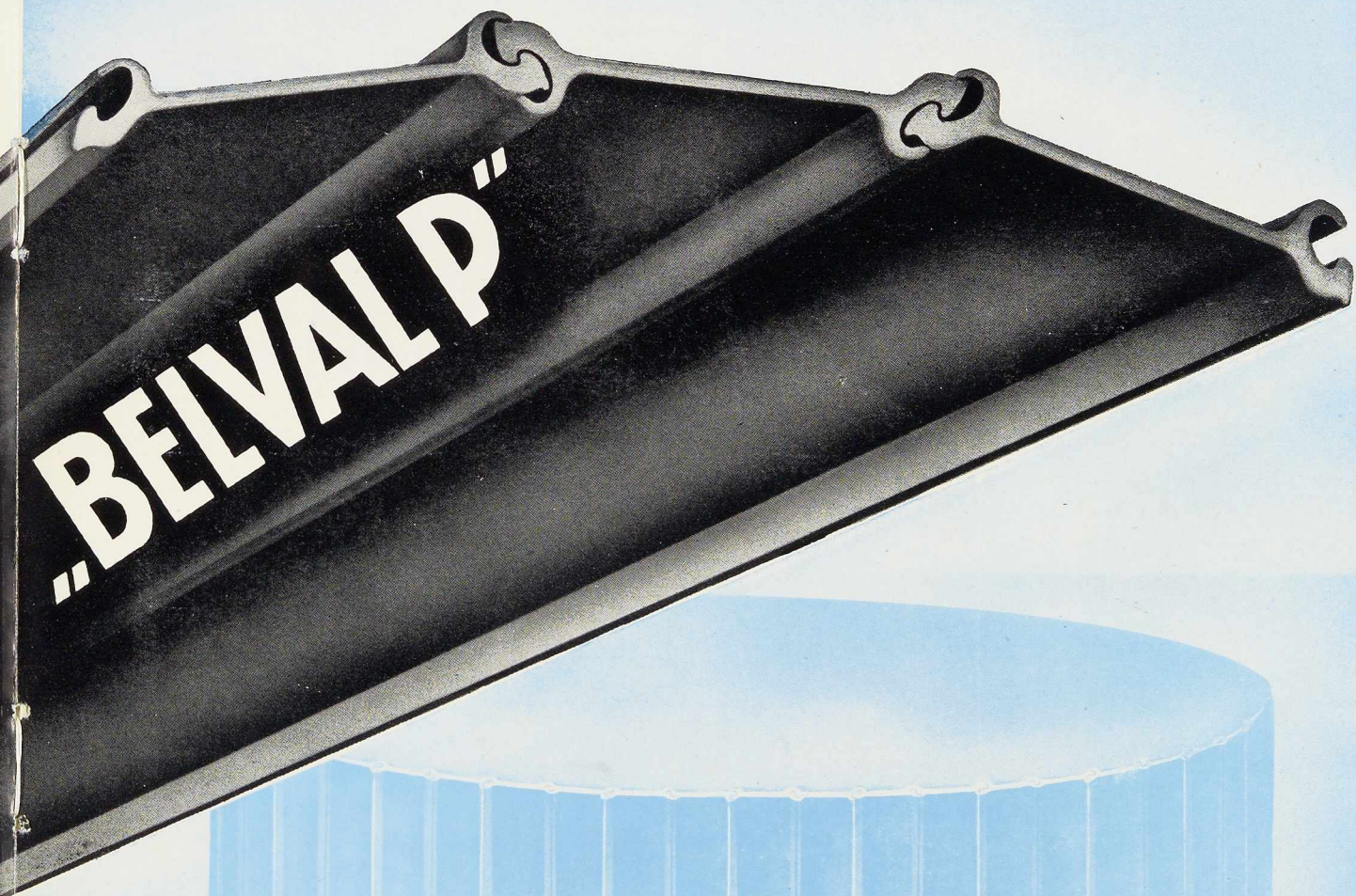
GABIONNÉES
CIRCULAIRES
EN FEUILLE
DE TRÈFLE

PALPLANCHES PLATES

POUR TOUS RENSEIGNEMENTS S'ADRESSER A :

POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE:
LA BELGO-LUXEMBOURGEOISE
BRUXELLES • 11, QUAI DU COMMERCE

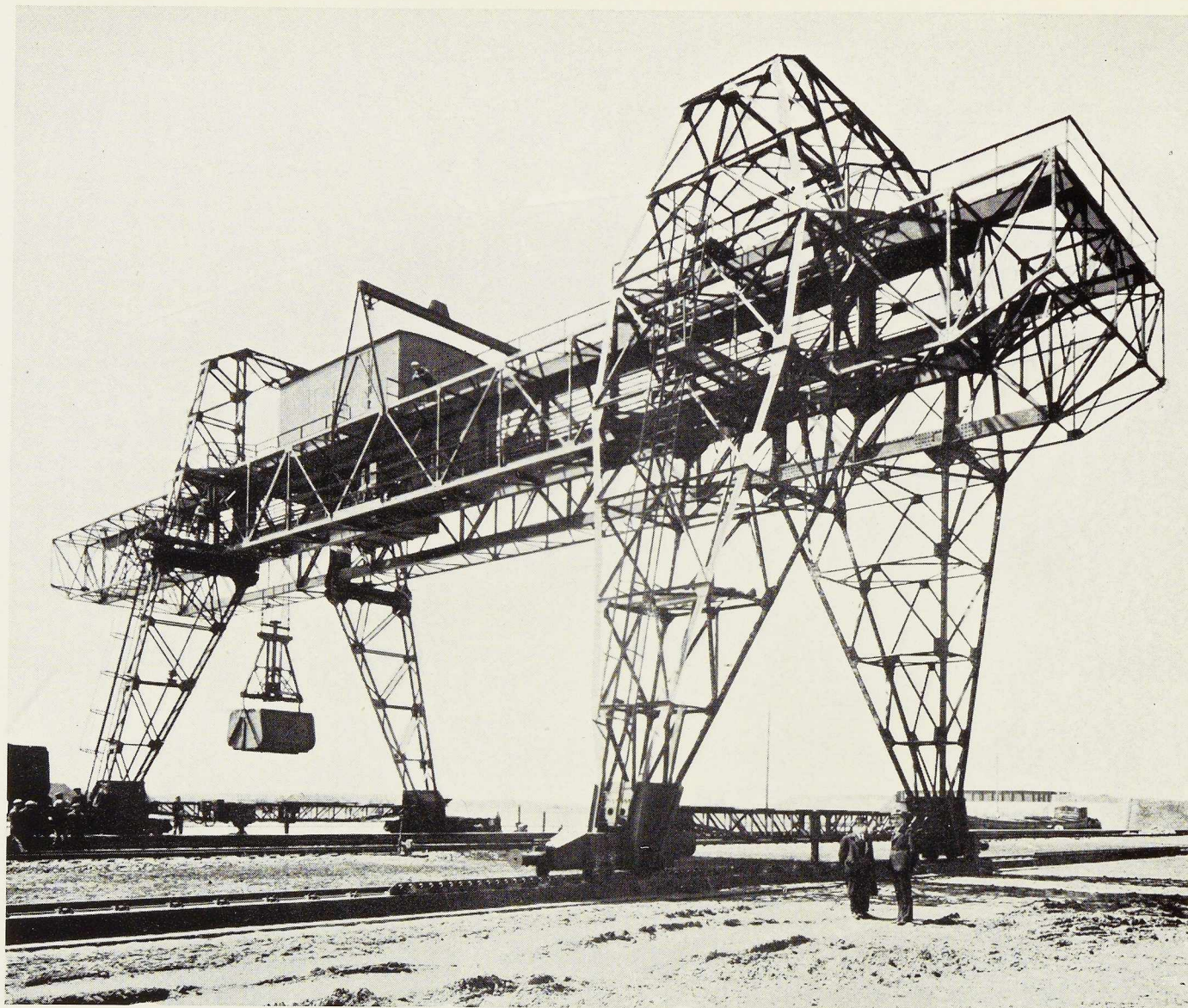




A :

COLUMETA

COMPTOIR MÉTALLURGIQUE LUXEMBOURGEOIS • S. A. • LUXEMBOURG



PONT-PORTIQUE ÉLECTRIQUE À GRAPPIN ET À PALONNIER SPÉCIAL POUR BENNE À CHARBON

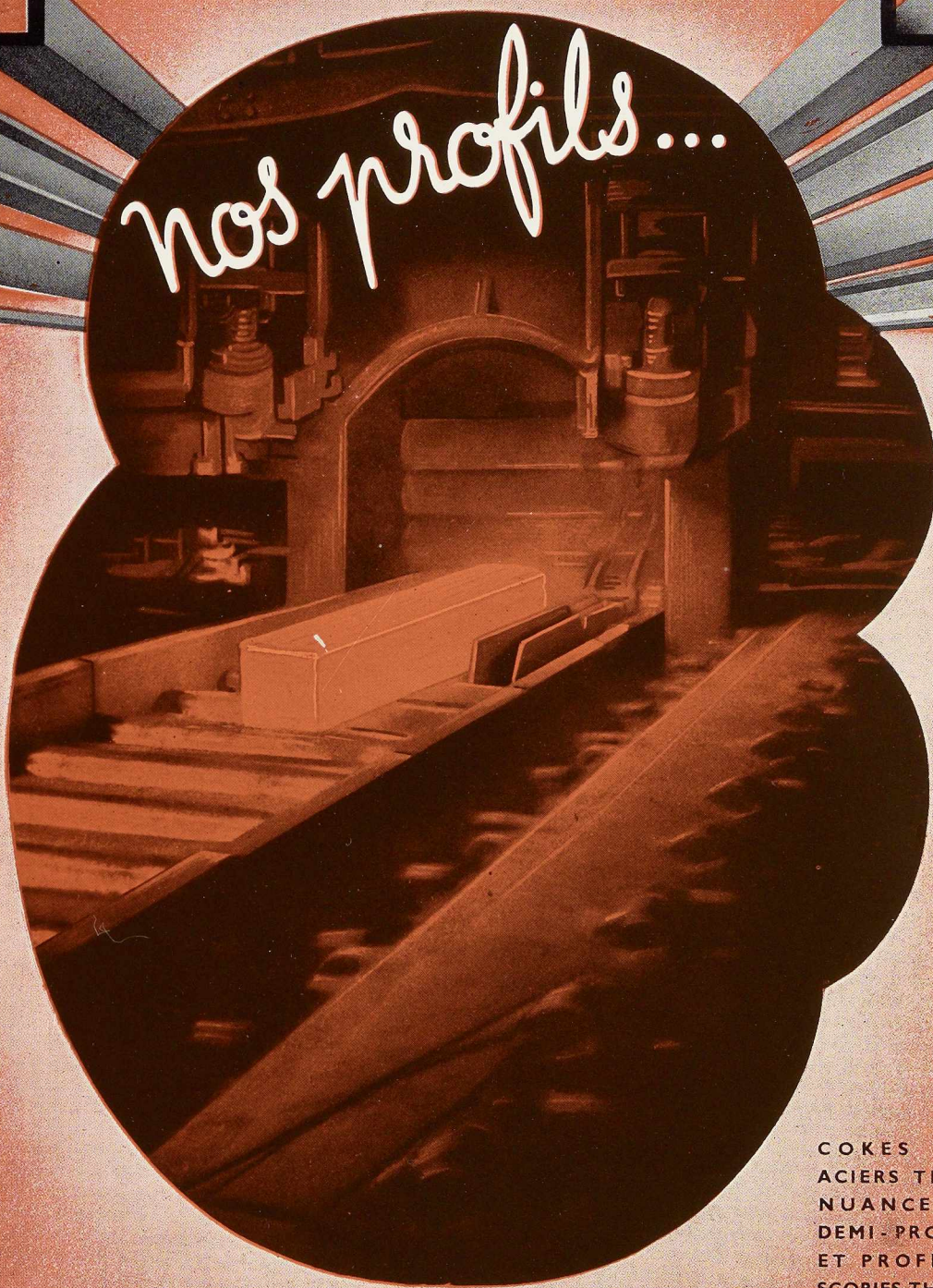
SOCIÉTÉ ANONYME DES ANCIENS ÉTABLISSEMENTS

PAUL WURTH LUXEMBOURG

TÉL. 23.22-23.23 — ADR. TÉL. PEWECO-LUXEMBOURG

S

nos profils...



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

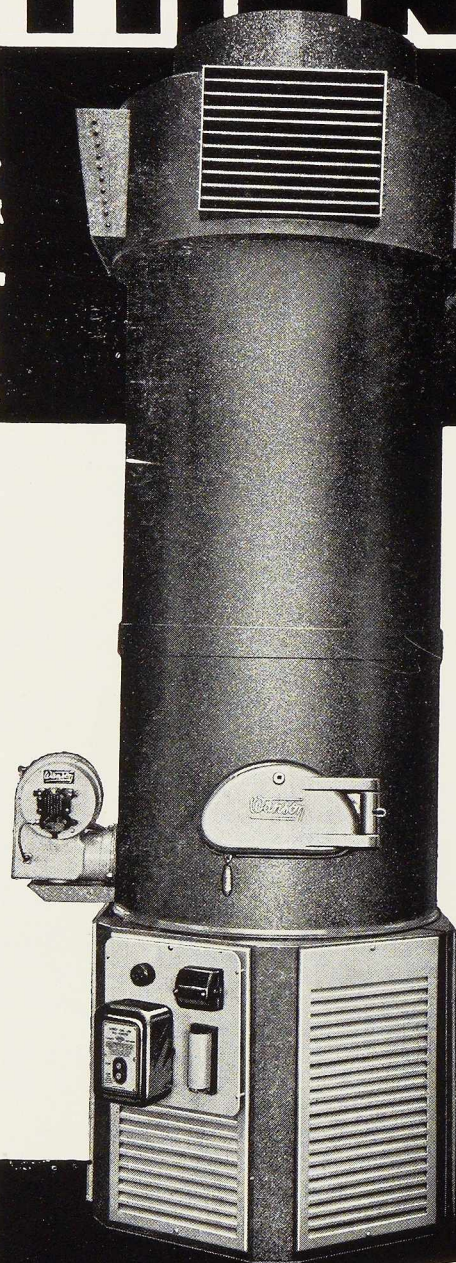
SOC. AN. DES HAUTS-FOURNEAUX FORGES & ACIERIES DE
THY-LE-CHATEAU & MARCINELLE

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

Studio-Simar-Stevens

THERMOBLOC

LE SYSTEME DE CHAUFFAGE REVOLUTIONNAIRE



Produit 135.000 calories utiles.

Rendement très élevé (82 à 85 o/o).

Fonctionne sans aucune surveillance.

Produit immédiatement la chaleur quand et où elle est nécessaire.

Occupe un espace minimum (moins d'un m²).

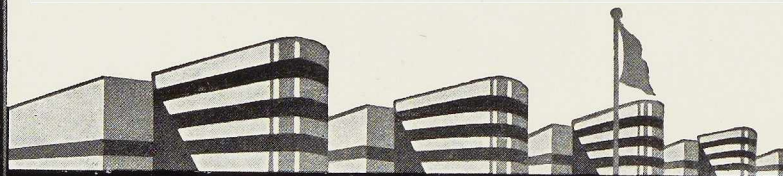
Aucun frais d'installation.

Aucun risque de gel.

Construit en série, d'où prix d'achat peu élevé.

Assure l'aération en été

Présentation particulièrement soignée.



ETABLISSEMENTS

Wanson

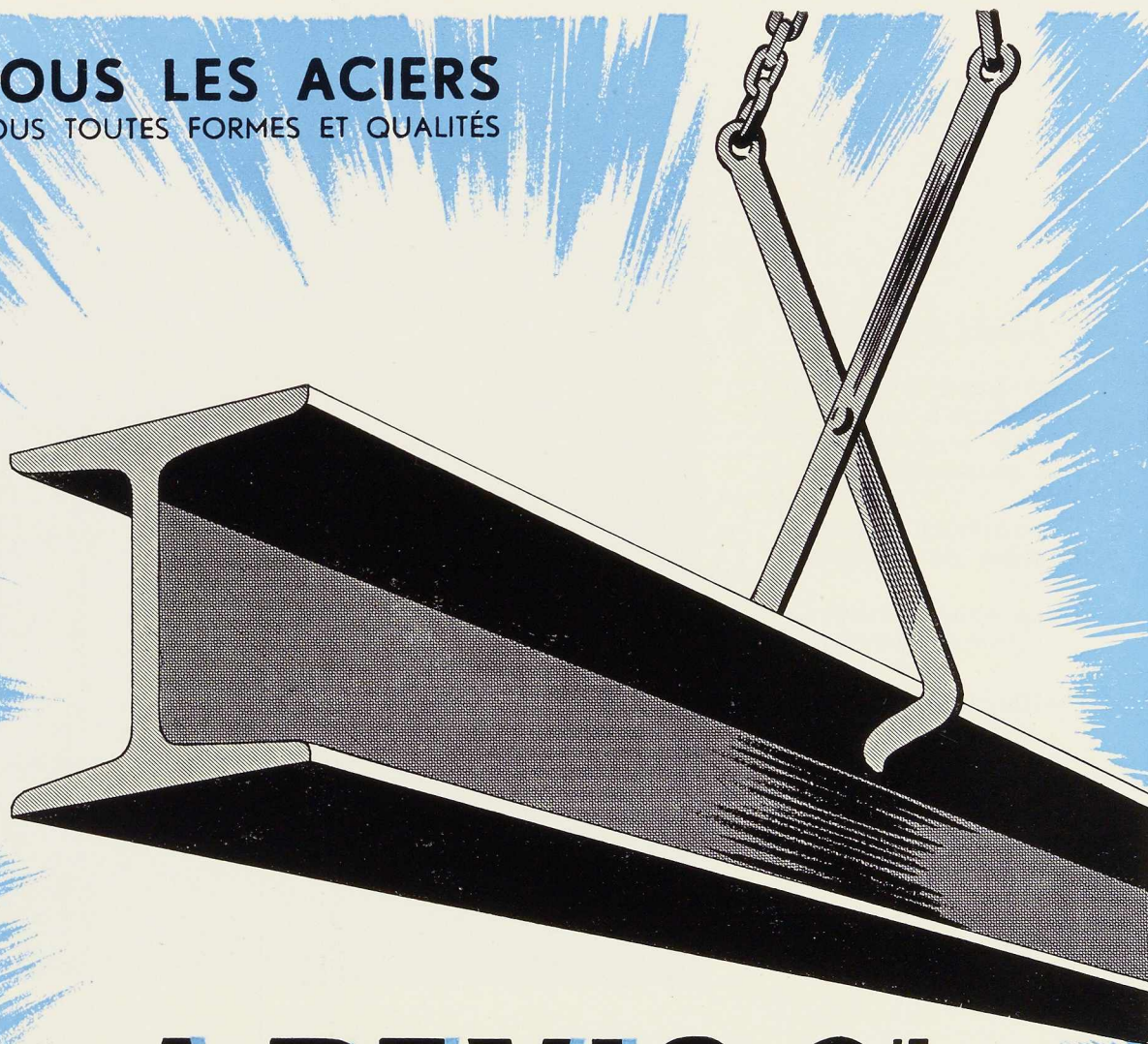
222, Rue Royale • BRUXELLES • Tél.: 17.80.34

PARIS • LILLE • LAUSANNE • MILAN
AMSTERDAM • LISBONNE • NEW-YORK

Nous nous ferons
un plaisir de vous
envoyer, sur simple
demande, notre
notice détaillée.

CRÉATIONS FRANCIS DELAMARE

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.)

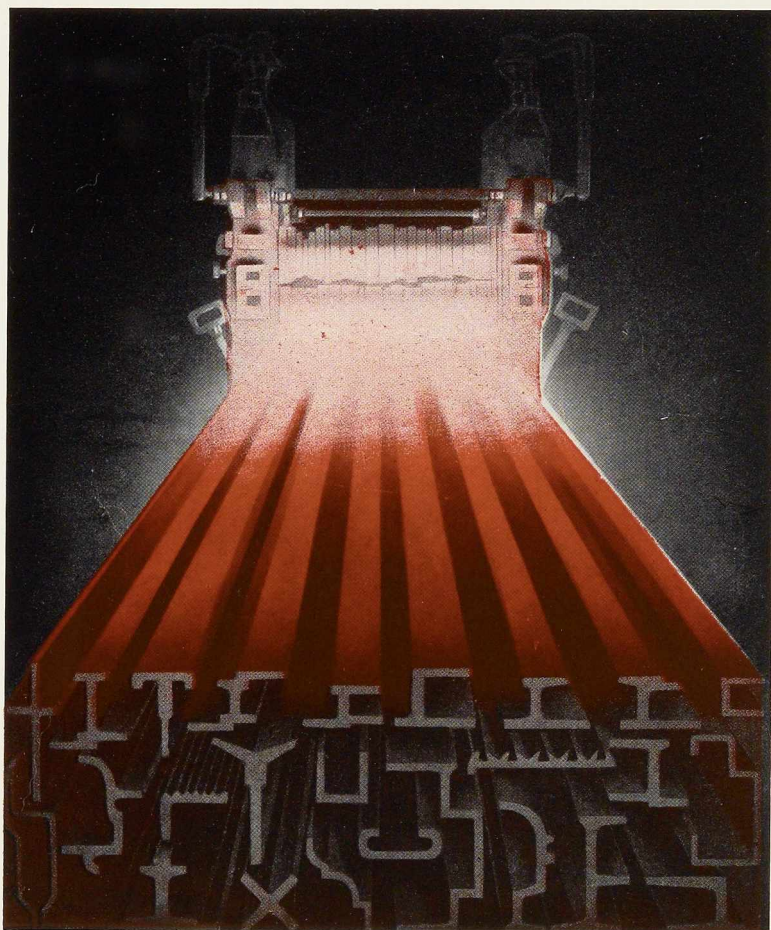
**CONSTRUCTIONS
MÉTALLIQUES DE
JEMEPPE-SUR-MEUSE**

Société Anonyme

Anciennement « Ateliers Georges Dubois »
Reg. du Com. : Liège 4544. Tél. : 394.68-69
Adresse télégr. : Comeppe-Jemeppe-sur-Meuse

•
**PONTS
CHARPENTES
CHAUDRONNERIE**

BUREAU D'ETUDES
LISTE UNIQUE DE RÉFÉRENCES



Laminage à chaud

Profilage à froid jusqu'à 8 mm d'épaisseur et 400 mm de développement

Toutes sections spéciales en acier

Création rapide de nouveaux profilés

Spécialistes en profilés pour huisserie et châssis métalliques

LAMINOIRS

DE LONGTAIN

TÉLÉPHONES : LA LOUVIÈRE 759 et 880

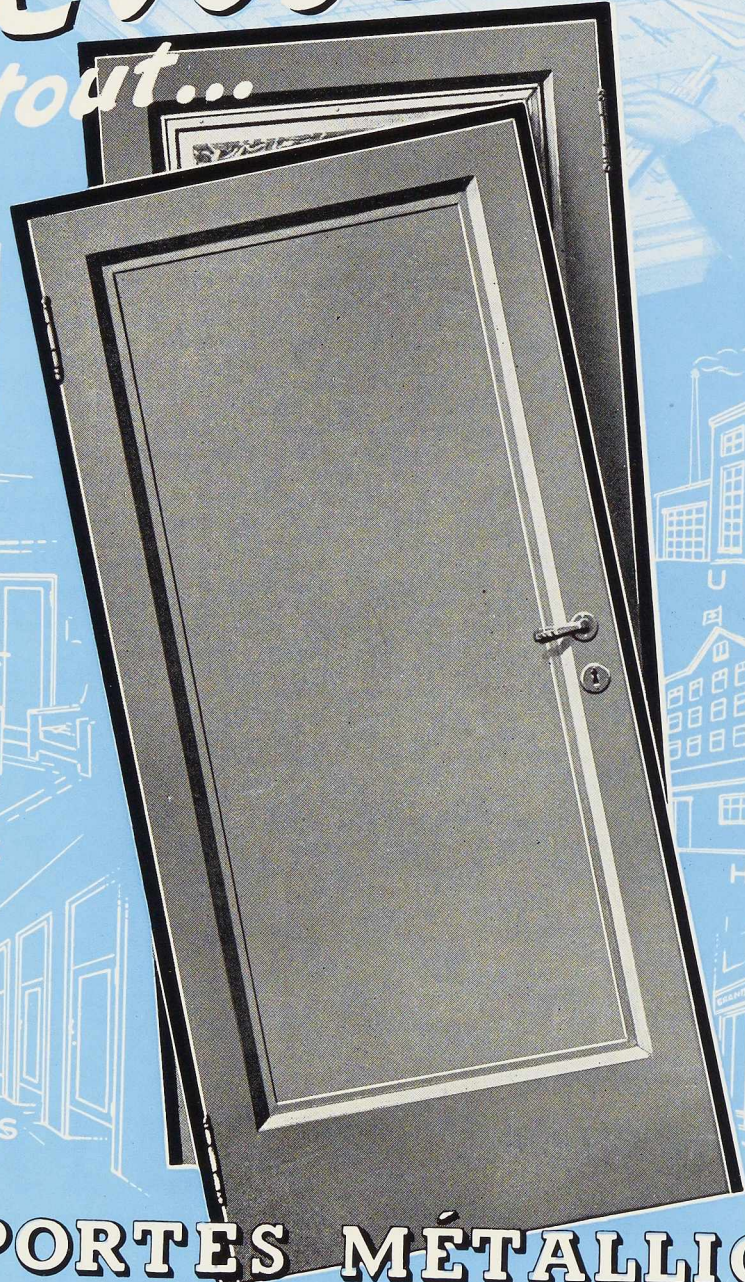
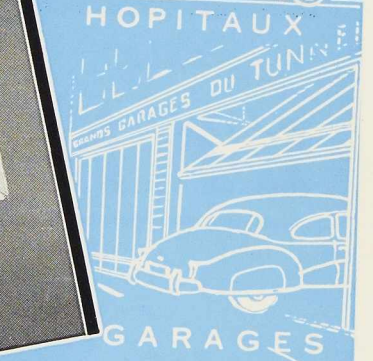
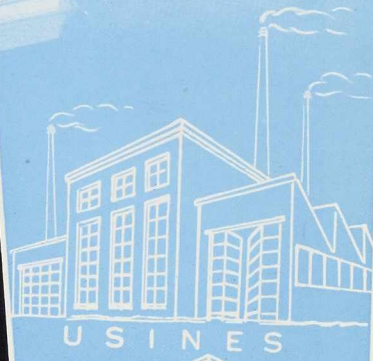
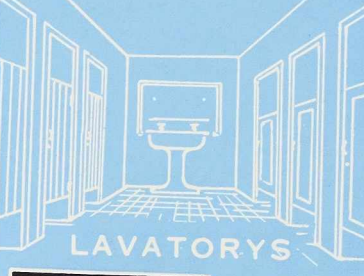
TÉLÉGRAMMES : LAMILONG La Louvière

CODES : Bentley et Acme

Société Anonyme

LA CROYERE (BELGIQUE)

PREVOYEZ-LES
partout...



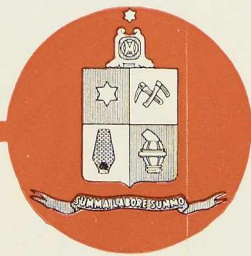
PORTES MÉTALLIQUES
VANDERPLANCK

S. A. ATELIERS VANDERPLANCK • FAYT-LEZ-MANAGE • TÉL. MANAGE 124

STUDIO SIMAR STEVENS

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.

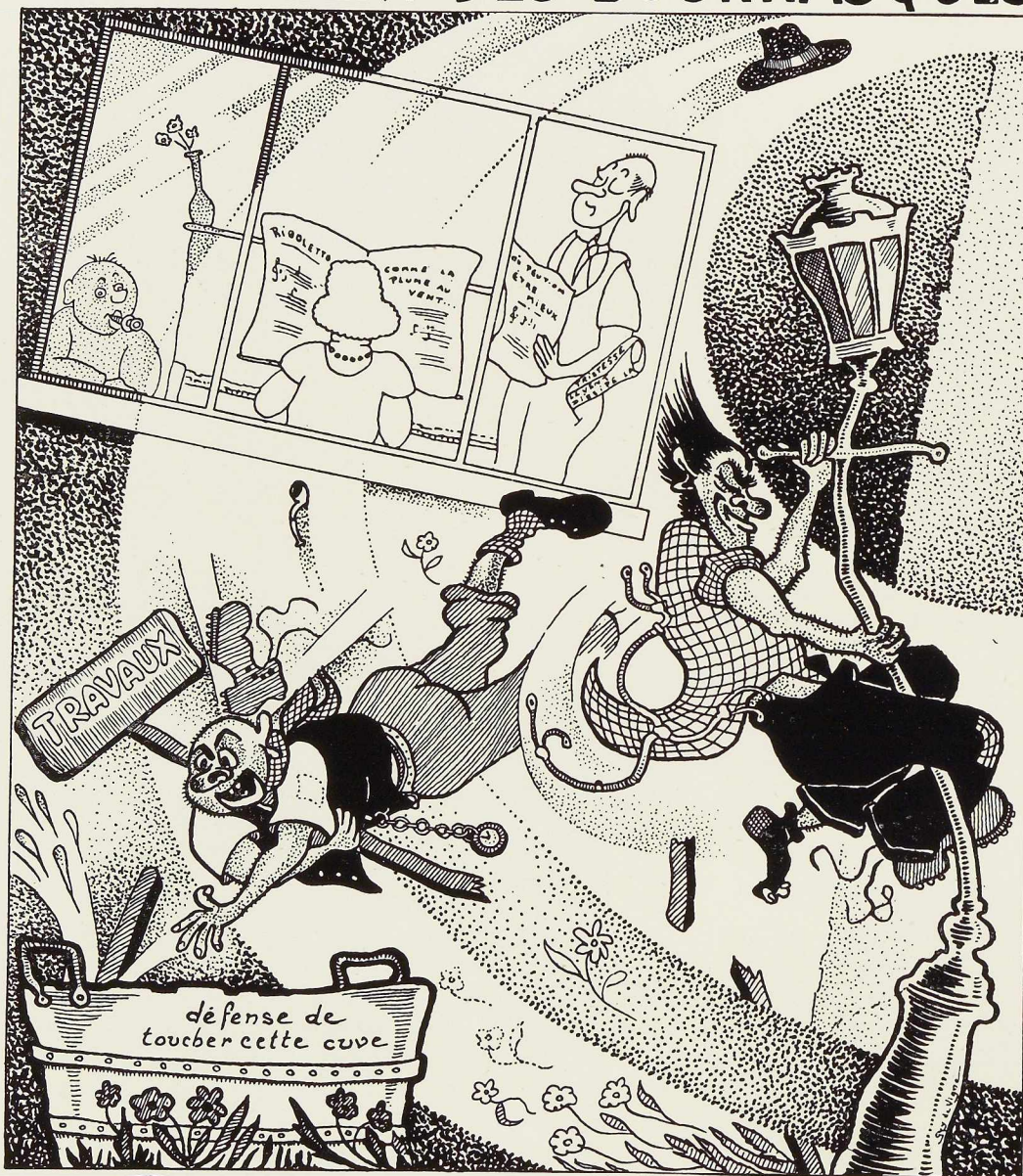


Ougrée-Marihaye

S. A. - OUGRÉE (Belgique)

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

LES "CHAMIEBEL" SE RIENT DES BOURRASQUÉS



CHAMIEBEL
LE CHASSIS MÉTALLIQUE BELGE
SOCIÉTÉ ANONYME

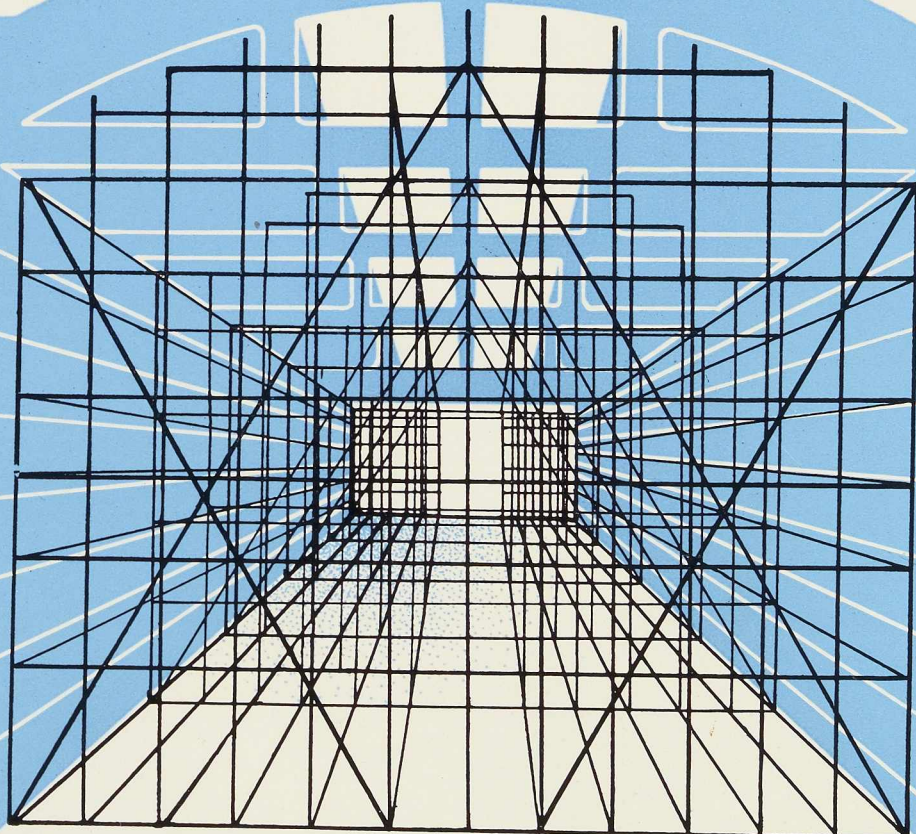
VILVORDE • TÉL.: 15.84.24 - 15.99.20
BUREAUX A BRUXELLES • 27, RUE ROYALE • TÉL: 17.47.40 • 17.21.81

Exigez l'étiquette de garantie



SOUTIEN DE COFFRAGE

200T.



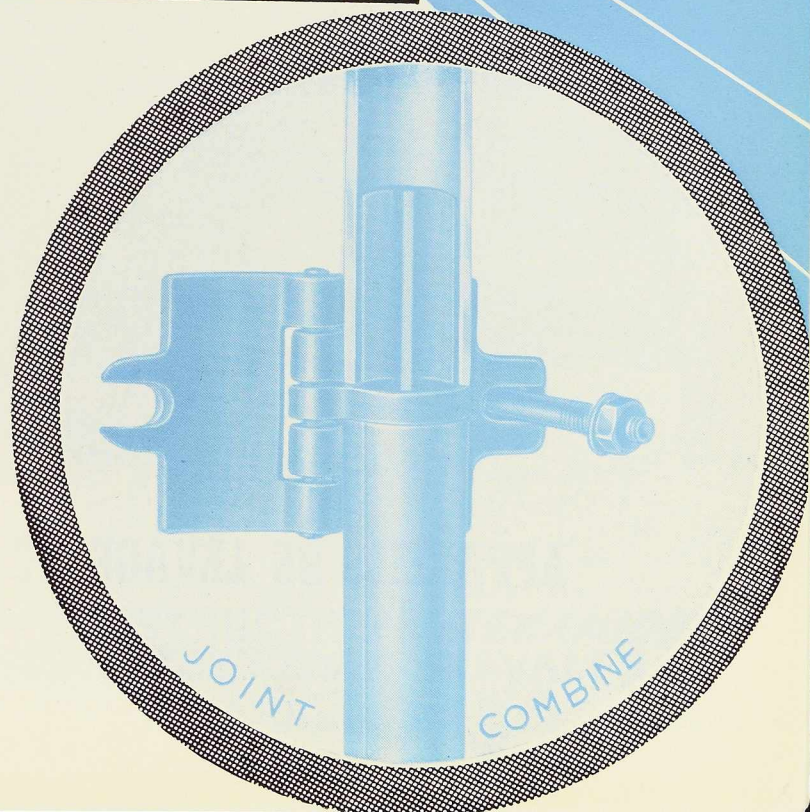
HAUTEUR 14.50 M

Alexandre
DEVIS *et*
CO

158, RUE SAINT-DENIS

B R U X E L L E S

TÉLÉPHONE 43.15.05



LE TITAN ANVERSOIS

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

PONTS ROULANTS
EN TOUS GENRES
À CROCHET
ET À GRAPPIN

PONTS SPÉCIAUX
DE MÉTALLURGIE

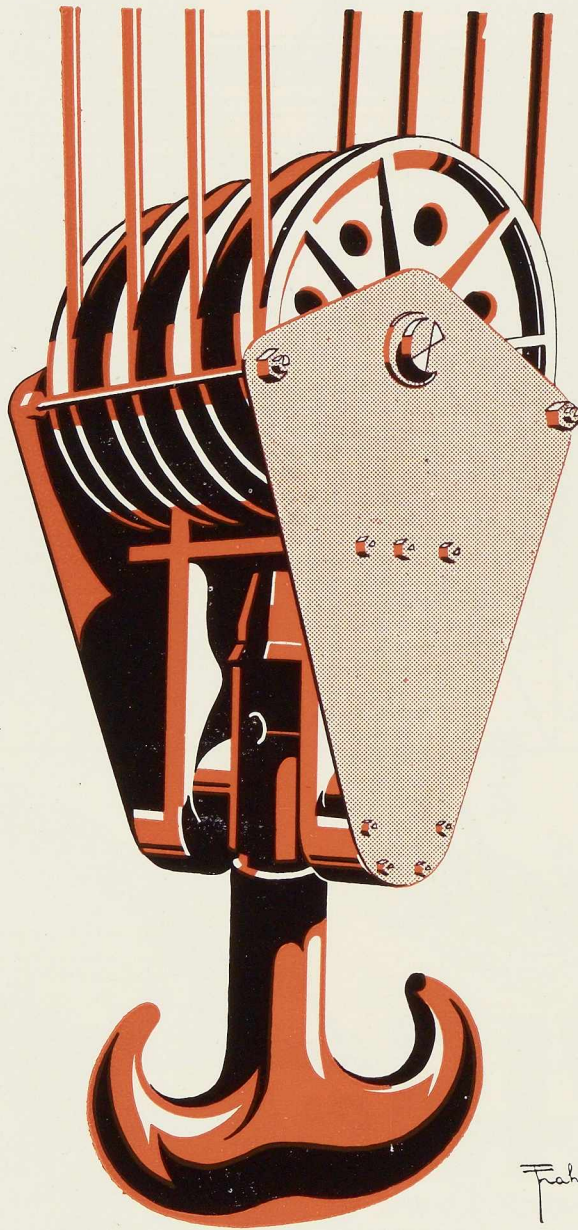
STRIPPEURS

MÉLANGEURS

ENFOURNEURS
DE FOURS MARTIN

PITTS

DÉFOURNEURS



GRUES DE PORT

GRUES POUR
CHANTIER NAVAL

GRUES
INDUSTRIELLES
À CROCHET
ET À GRAPPIN

GRUES
DE FAÇADE
POUR
ENTREPRENEURS

CABESTANS

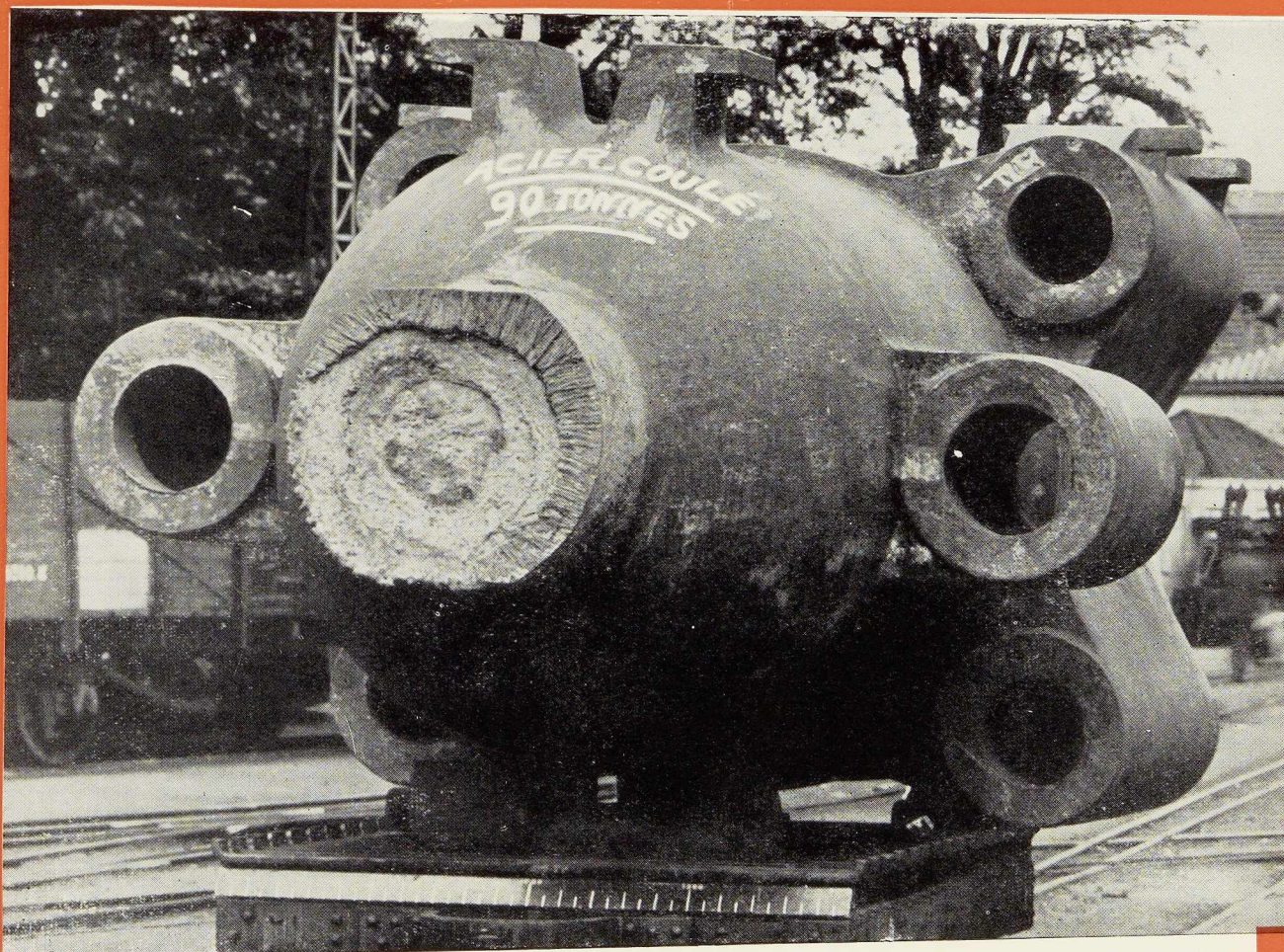
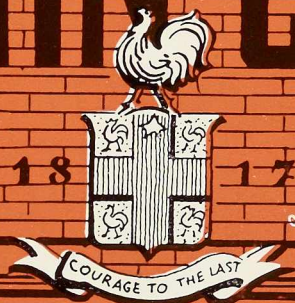
GRAPPINS
AUTOMATIQUES

ETC.

APPAREILS DE LEVAGE ET DE TRACTION ÉLECTRIQUE

S.A. JOHN COCKERILL

SERAING 1817 BELGIQUE



Cylindre pour presse à filer de 5000 T^s (VUE R)

**MÉTALLURGIE * CONSTRUCTIONS MÉCANIQUES
& MÉTALLIQUES * CONSTRUCTIONS NAVALES ***

CRÉATION DES ETS JEAN MALVAUX S.A.



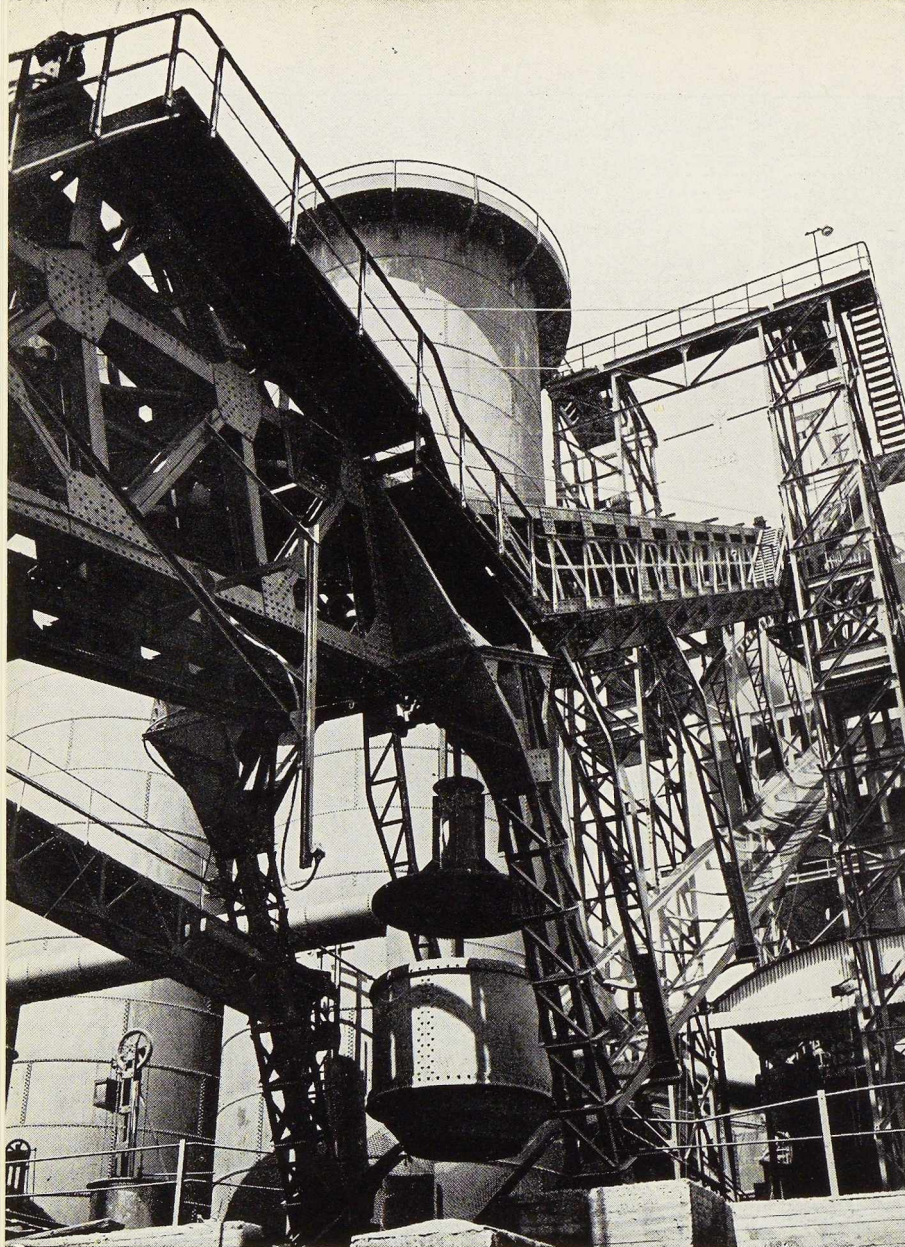


PHOTO W. KESSELS

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

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

FOURS À COKE

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

HAUTS FOURNEAUX

Fontes.
 Laitiers granulés et concassés.

ACIÉRIES

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

LAMINOIRS

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

FORGES

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

FONDERIES

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

ATELIERS DE PARACHÈVEMENT

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

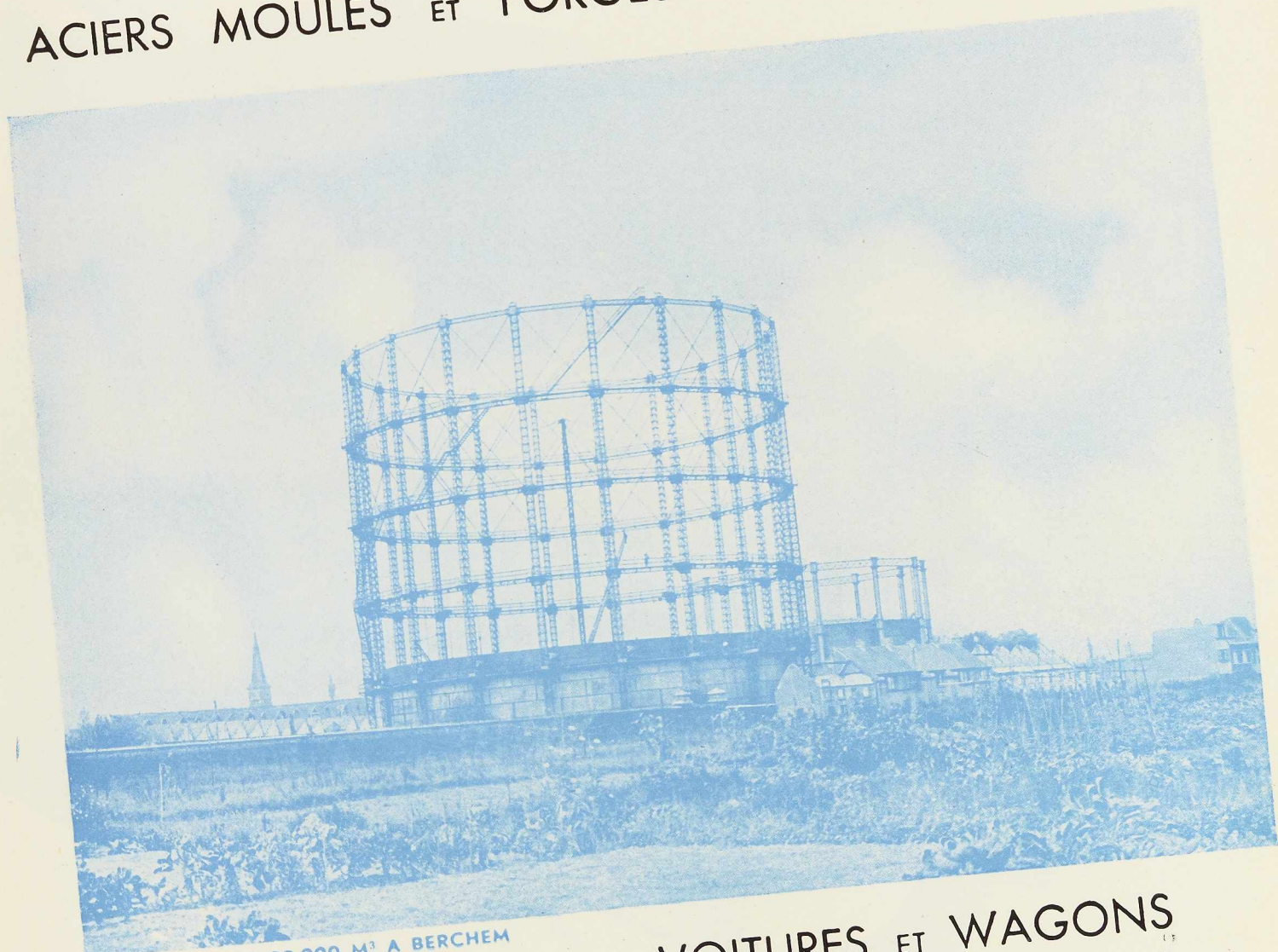
BOULONNERIES

Boulons. Crampons. Tirefonds et rivets.

**USINES
 GUSTAVE**

BOËL

CHEVALEMENTS ET PYLONES
GAZOMETRES ET RESERVOIRS
PONTS ET CHARPENTES
ACIERS MOULES ET FORGES



GAZOMETRE DE 80.000 M³ A BERCHEM

VOITURES ET WAGONS
AUTORAILS ET AUTOMOTRICES
LOCOMOTIVES ELECTRIQUES

BAUME & MARPENT

SOCIÉTÉ ANONYME
HAINE-SAINT-PIERRE, MORLANWELZ (BELGIQUE)
MARPENT (NORD-FRANCE)

TOUS PRODUITS M



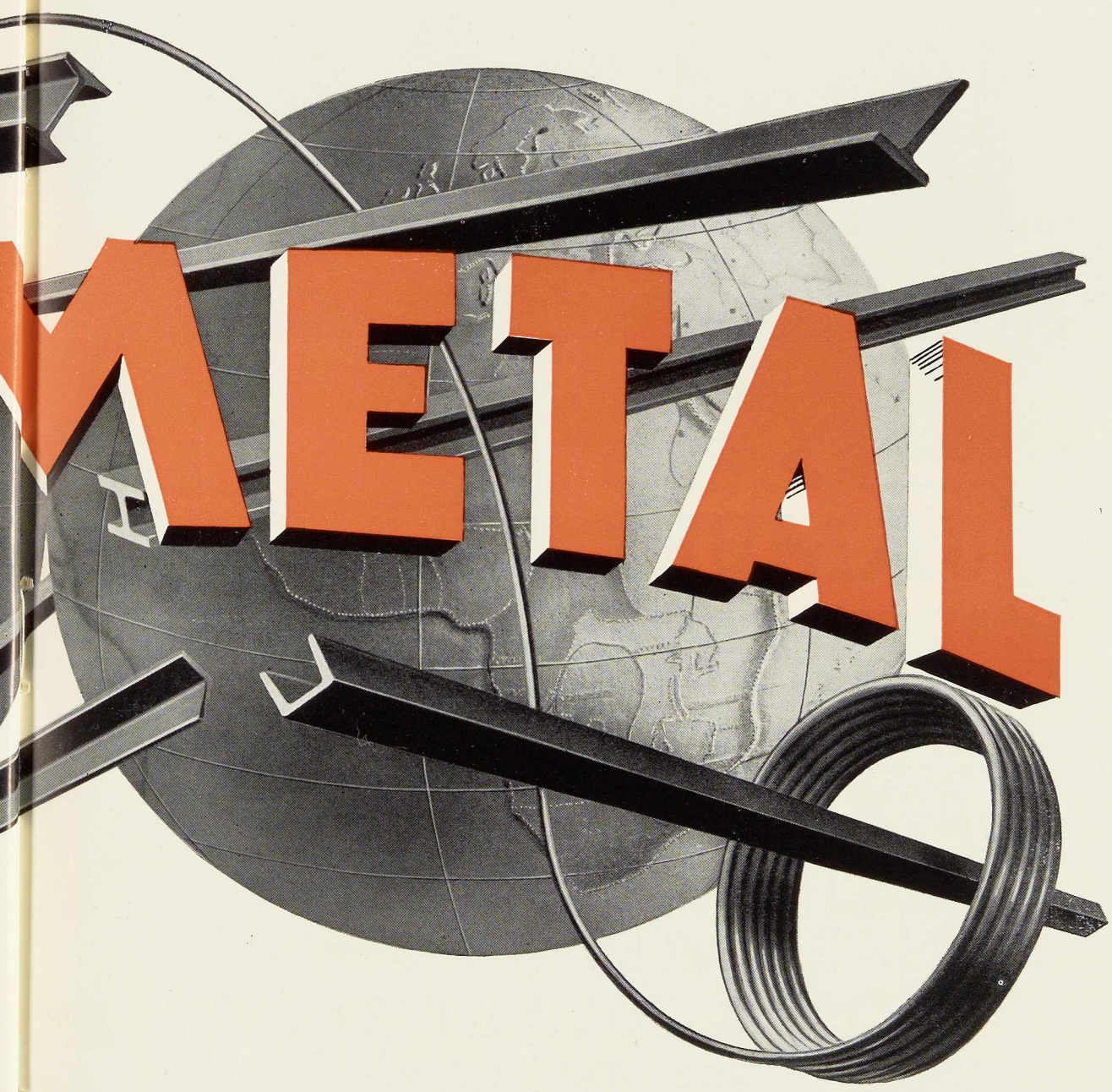
24 RUE R
BRUXEL

COCKERILL - PROVIDENCE

C.G.P.I.

24

MÉTALLURGIQUES



ROYALE
XELLES

CE - SAMBRE & MOSELLE



BUNGALOW MÉTALLIQUE

S. A. DES ATELIERS DE CONSTRUCTION
JAMBES-NAMUR

Anciens Établissements Th. FINET

JAMBES

PONTS
CHARPENTES
GROSSES TUYAUTERIES
OSSATURES DE BATIMENTS
MAISONS MÉTALLIQUES

DÉCAPAGE A LA FLAMME
D'UN PONT MÉTALLIQUE
(S.A. BAUME & MARPENT)

S.S.
&

INSTALLATIONS

pour le

DECAPAGE

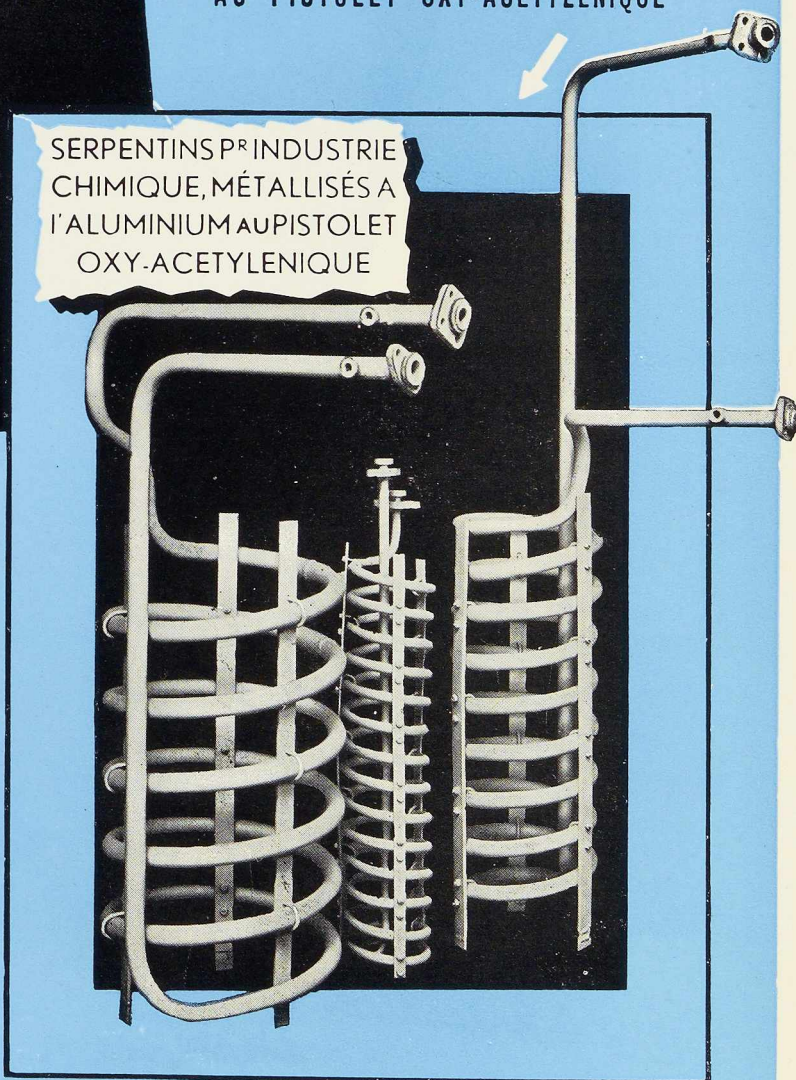
A LA FLAMME OXY-ACETYLENIQUE

et pour la

METALLISATION

AU PISTOLET OXY-ACETYLENIQUE

SERPENTINS P^R INDUSTRIE
CHIMIQUE, MÉTALLISÉS A
L'ALUMINIUM AU PISTOLET
OXY-ACETYLENIQUE



**L'OXHYDRIQUE
INTERNATIONALE**

SOCIÉTÉ ANONYME

31, RUE P. VAN HUMBEEK, BRUXELLES

STUDIO SIMAR-STEVENS

Une nouvelle conquête de l'Electronique

LE CONTRÔLE DE L'HOMOGENÉITÉ DES
MATÉRIAUX PAR LES APPAREILS...



Une fabrication de la
Division Electronique
des ATELIERS DE CONSTRUCTIONS ELECTRIQUES DE CHARLEROI
SOCIÉTÉ ANONYME



JOURET

LUTTRE

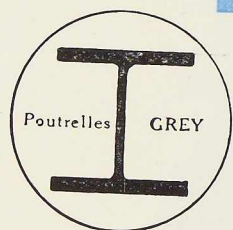
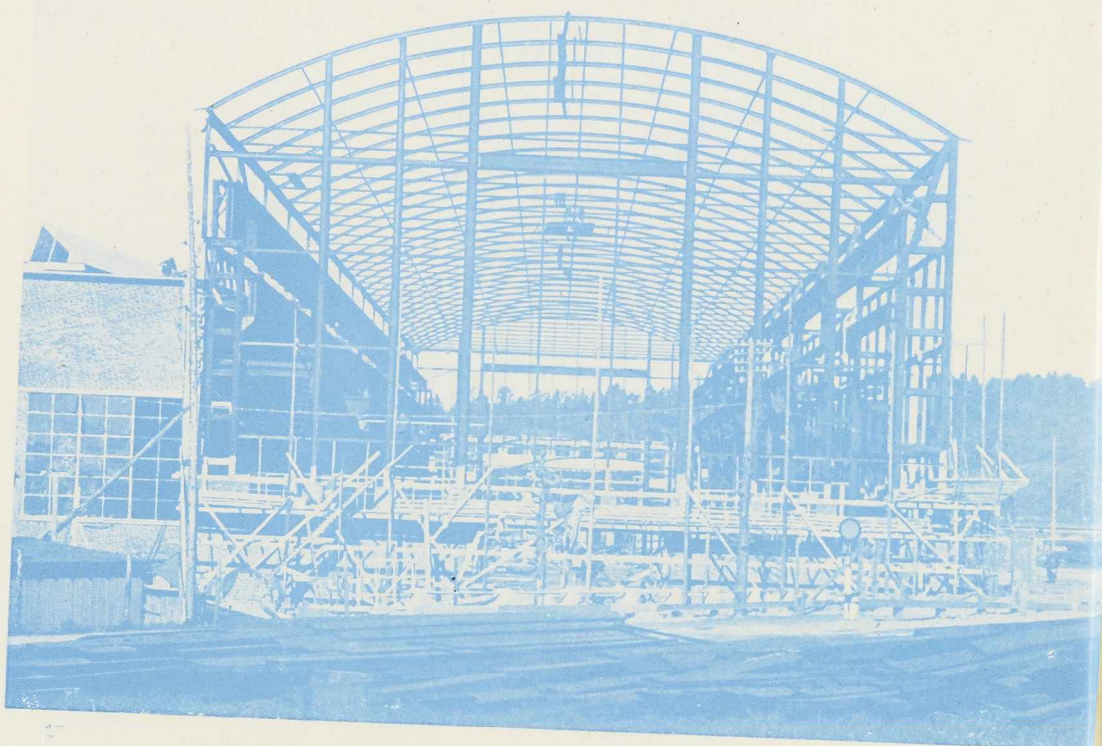
Grey de Differdange



et tous les produits métallurgiques

TEL : CHARLEROI 511.31
LUTTRE 248

Chantier naval de THORDEN-VARVET,
UDDEVALLA, Suède



DE **DIFFERDANGE**

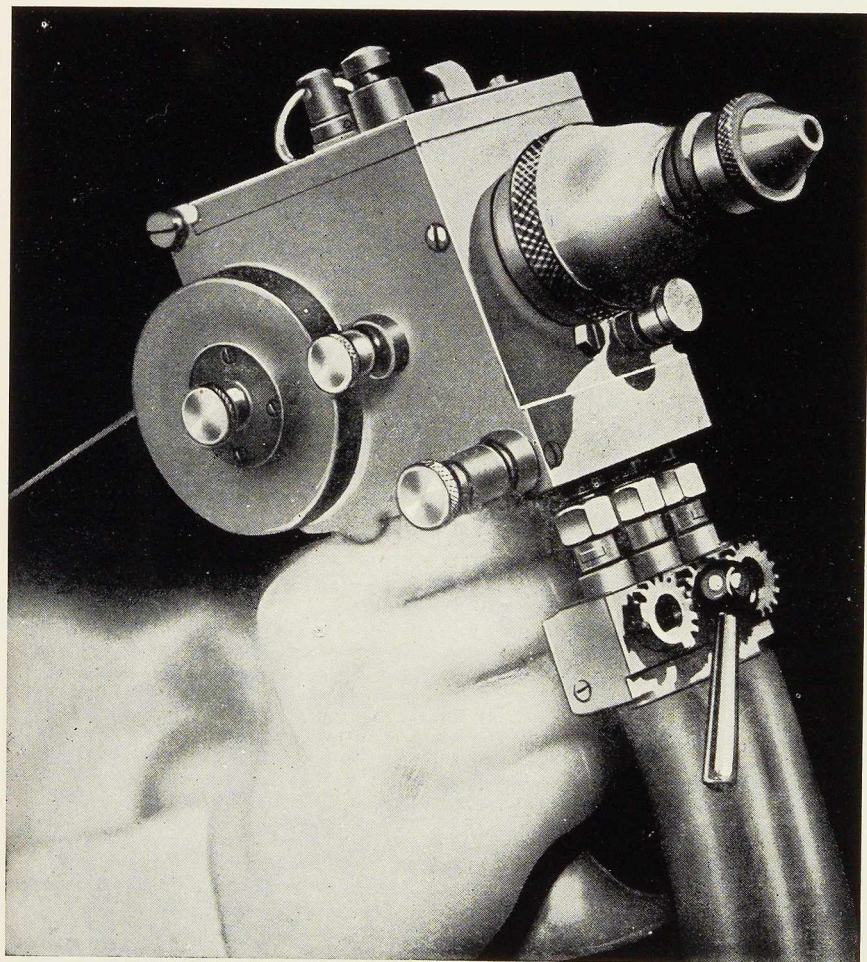
AGENCE DE VENTE POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE

DAVUM S. A.

22, RUE DES TANNEURS, ANVERS
Téléphone 299.17 (5 lignes) — Télégr. DAVUMPORT

TOUS PRODUITS MÉTALLURGIQUES
ACIERS SPECIAUX ET INOXYDABLES — MACHINES-OUTILS

LA MÉTALLISATION



lutte

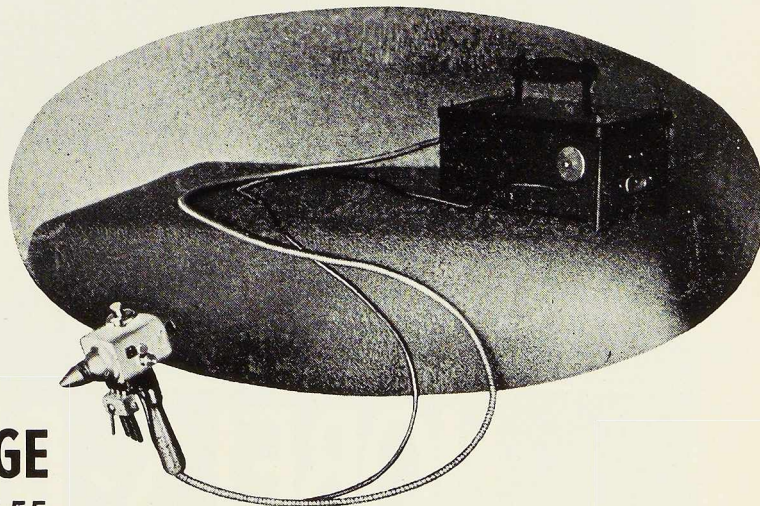
CONTRE LA CORROSION

renove

LES PIÈCES USÉES

NOS PISTOLETS PROJETTENT
TOUS LES MÉTAUX EN FIL

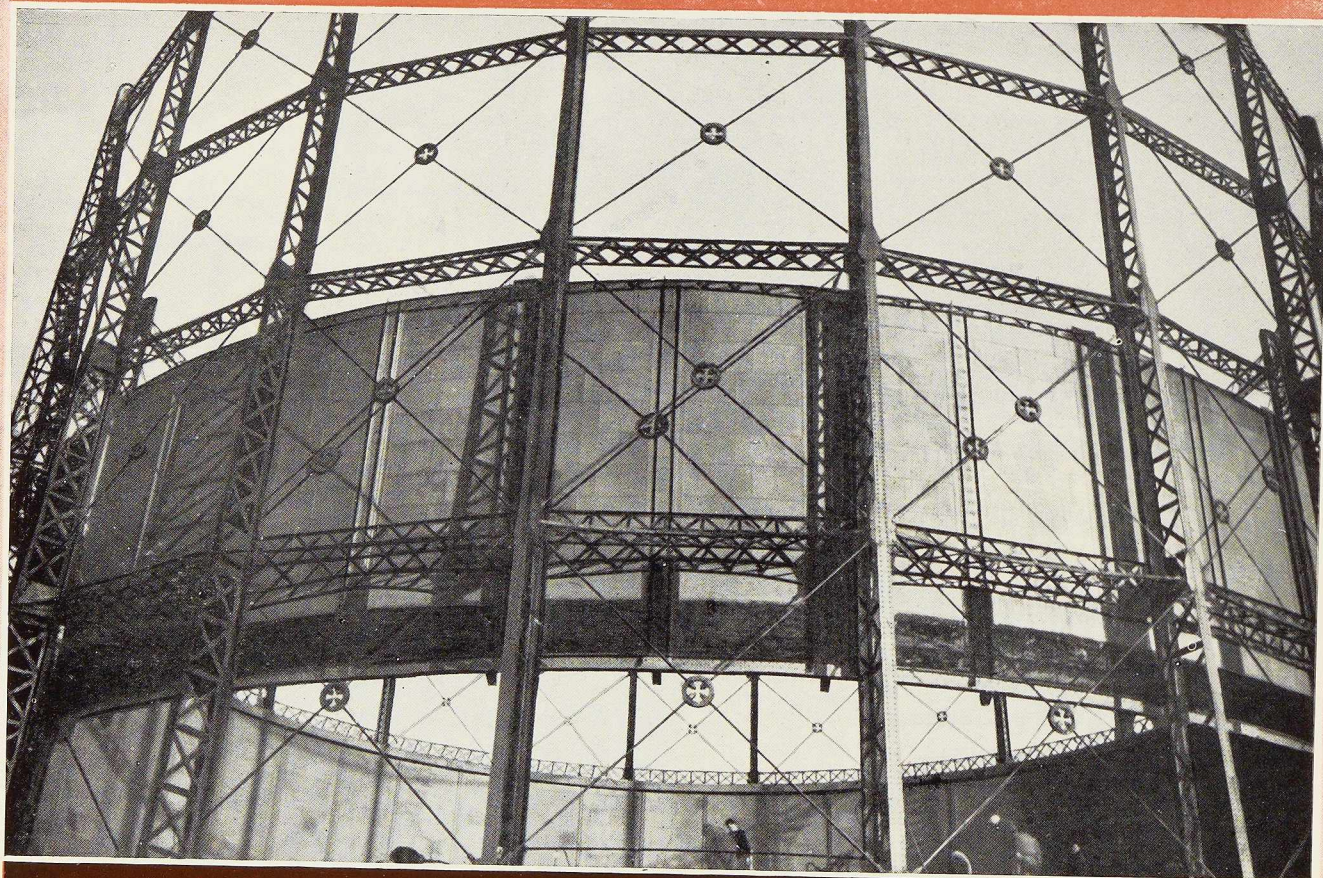
Installations type "Bijou"
pour travaux de protection
et de rechargement,
spéciales pour artisans
et garagistes



L'AIR LIQUIDE, S. A., LIEGE
QUAI ORBAN, 31 - TÉLÉPHONE 665.55



BRUGGEN • KAPPEN • GAZOMETRES • TANKS • WAGONS • PONTS • CHARPENTES



N.V.M.W./H **NOBELS-PEELMAN** A.E.M.S.A.
BELGIE • TEL: 13 • S^T NIKLAAS • TEL: 235 • BELGIQUE

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

14^e ANNÉE - N° 3

MARS 1949

O. Remond,
Ingénieur au Service Technique
des Installations Fixes
de la S. N. C. F.

Les Halles à marchandises de Paris-Tolbiac

Nécessité des halles de grandes portées

Les études poursuivies depuis plusieurs années par la Société Nationale des Chemins de fer français (S. N. C. F.) pour améliorer et accélérer les transports des expéditions de détail l'avaient conduite à la conclusion qu'il était nécessaire de concentrer dans des grands centres importants les manutentions à leur faire subir, c'est-à-dire les transbordements de véhicule routier à wagon, de wagon à wagon et de wagon à véhicule routier.

Le souci d'éviter les parcours inutiles conduit à rassembler dans une halle unique les chantiers, autrefois séparés, où s'effectuent les différentes opérations.

Cette concentration du trafic nécessite une organisation très poussée des opérations de manutention, avec recours à des moyens modernes : bandes transporteuses pour évacuer les colis des wagons sans allées et venues des agents de manutention, plates-formes permettant de grouper les colis destinés à être chargés dans un wagon, ponts roulants et grues automobiles pour la manutention des colis pondéreux.

L'aisance des manutentions et la circulation de nombreux véhicules sous halle impliquent la réduction du nombre des poteaux, qui ne seront plus admis que dans les entre-voies où ils ne risquent pas de faire obstacle aux circulations.

Ainsi, la S. N. C. F. s'est-elle trouvée orientée vers la construction des halles de très grandes dimensions comportant un minimum d'appuis.

Le problème de Paris-Tolbiac

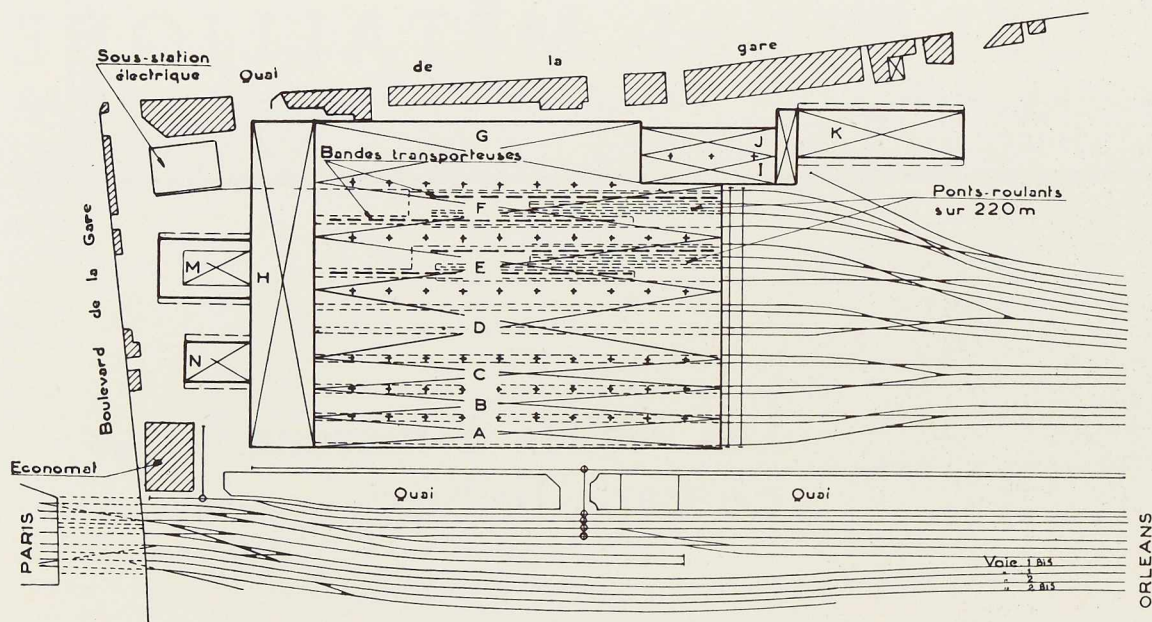
Les études sur la concentration du trafic avaient montré que, dans la région parisienne, il y avait intérêt à rassembler en un centre unique les expéditions et arrivages des colis de détail des régions du Sud-Est (ex-P. L. M.) et du Sud-Ouest (ex-P. O.). En tenant compte d'un accroissement raisonnable (30 % par rapport à 1938), le trafic journalier à écouler sera de 3 200 tonnes (arrivages : 1 100 tonnes, expéditions : 1 500 tonnes, transbordement : 600 tonnes). Un tel volume de trafic de détail dépasse largement celui qu'auront à manutentionner les autres gares de France et peut-être d'Europe. Pour y faire face, la S. N. C. F. a décidé de construire, sur des terrains qui lui appartenaient en majeure partie, entre les voies de Paris à Orléans et la Seine, à l'intérieur même de Paris, un ensemble de halles groupées couvrant environ 56 000 m² (fig. 144 et 145).

Destination des différentes halles

Il n'entre pas dans le cadre du présent article de décrire les conditions dans lesquelles ces halles seront desservies ni les groupes de voies qui les relieront aux faisceaux de triages de Champ Dauphin — en cours de création — et de Juvisy — en cours de modernisation —, situés au Sud de Paris.

Disons cependant que l'ensemble de la construction prévue comprend essentiellement sept





halles parallèles, désignées par A, B, C, D, E, F, G sur le plan figure 144 réunies par une halle transversale H, perpendiculaire, et deux cours couvertes M et N.

Les halles A, B, C et D abriteront les voies des wagons en cours de chargement. Le sol, au niveau des rails, permettra le roulage des plates-formes de chargement et des tracteurs automobiles qui en assureront le déplacement ainsi que des véhicules routiers qui seraient éventuellement chargés d'un lot important de colis pour une seule destination ne nécessitant aucun tri avant leur mise en wagon.

Les halles E et F abriteront les wagons en cours de déchargement. Dans ces halles, les voies seront situées en bordure de quais sur lesquels des bandes transporteuses (sortes de tapis roulants) évacueront les colis au fur et à mesure de leur sortie des wagons.

Sous la cour couverte M, les colis à expédier, apportés par des voitures de ramassage ou des camions privés, seront triés et groupés sur des plates-formes.

La halle G, ainsi que ses prolongements I, J et K et la halle N recevront les plates-formes venant du déchargement, les colis à livrer dans Paris ou dans les banlieues ou dont la livraison sera exceptionnellement demandée en gare.

Enfin, la halle H est un simple passage mettant à couvert les plates-formes circulant depuis la halle M jusqu'aux halles A, B, C ou D (expédi-

tions) ou depuis l'extrémité des bandes transporteuses, soit jusqu'aux halles G ou N (arrivages), soit jusqu'aux halles A, B, C ou D (transbordement). Cette halle contiendra une passerelle surélevée avec accès aux bureaux incorporés au bâtiment M permettant aux surveillants, sans gêner la circulation des véhicules ni être gênée par elle, de vérifier constamment la bonne exécution du service.

Urgence des constructions

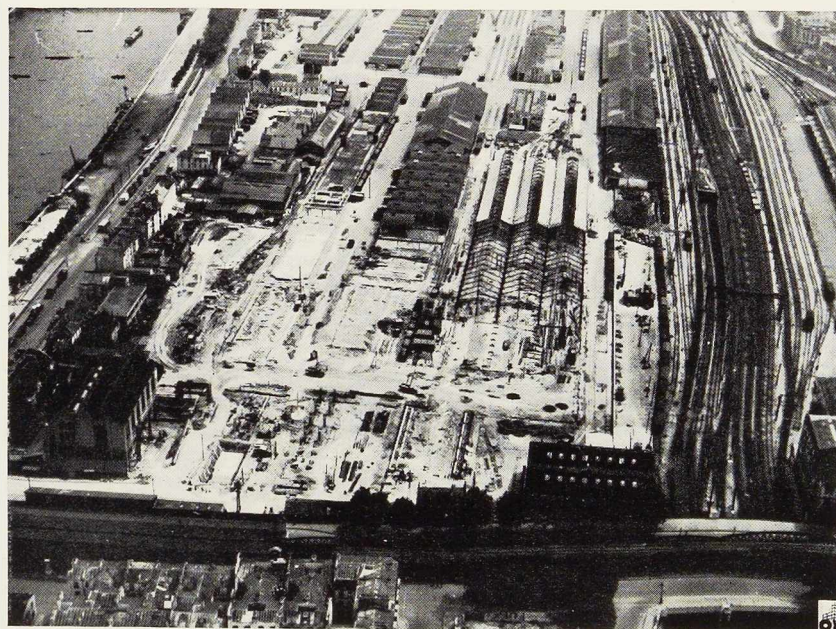
L'utilisation de ces nouvelles halles va de pair avec une réorganisation profonde des conditions d'acheminement des wagons contenant les colis de détail. Un plan très précis des reports des trafics d'une ligne sur une autre, d'un chantier sur un autre, a été tracé, en profitant des variations saisonnières de certains de ces trafics. Par suite, la mise en service des installations est commandée d'une façon impérative par le plan préétabli et tout retard dans l'exécution risque de désorganiser sévèrement la marche du service.

Ce plan, dont un exposé détaillé nous entraînerait trop loin, ne laissait que cent quatre-vingt jours pour la première phase des travaux (construction des halles A, B et C, des expéditions, partie de la halle transversale H et halles M et N), soixante-quinze jours pour la seconde phase et cent cinquante jours pour la troisième phase. Ce



Fig. 144 et 145. Plan d'ensemble des installations et vue aérienne des terrains où s'édifient les halles de Paris-Tolbiac (à gauche : les quais de la Seine, à droite : les voies de Paris à Orléans).

Photo Baranger.



déjà était très court, non seulement en raison de l'importance des constructions à réaliser, mais aussi en raison des nombreux travaux de reconstruction qui occupaient déjà la plupart des constructeurs et entrepreneurs français. Il a influencé les propositions reçues et a donné à la construction un caractère particulier ainsi que nous le verrons dans la suite de cet exposé.

Les bâtiments M et J

A proximité immédiate du chantier où se font les expéditions (halle M), doivent se trouver les bureaux de préparation des feuilles d'envoi et des documents comptables. Pour ne pas encombrer le sol, où la circulation des véhicules demande que les obstacles soient aussi peu nombreux que possible, la S. N. C. F. a décidé d'établir ces bureaux en étage dans la halle M elle-même. Afin d'éviter une construction composite, elle a été amenée à adopter, pour l'ensemble de la halle et des bureaux, une construction en béton armé, l'ossature de la partie vitrée de la halle M étant seule métallique. Le bâtiment a une forme originale : les bureaux débordent du quai où sont implantés les poteaux et sont donc partiellement en encorbellement, constituant l'amorce de la couverture de la halle, d'une part et d'une marquise, d'autre part.

Cette disposition nécessite un ferrailage serré des poteaux et un soin particulier a dû être apporté à l'exécution.

D'autres bureaux devront également être construits pour les opérations à l'arrivage. La S. N. C. F. a décidé d'adopter des dispositions analogues à celles de la halle M : les bureaux seront en étage sur la halle J et la construction sera en béton armé. Toutefois, on évitera les encorbellements qui entraînent des complications d'exécution.

Les grandes halles

En ce qui concerne les autres halles, la S. N. C. F. a pensé que la construction métallique serait plus adaptée aux délais réduits qu'il convenait de respecter et elle a procédé, dans cet esprit, à une consultation de tous les constructeurs français susceptibles de s'intéresser au projet. Cette consultation fixait les dimensions à donner aux halles, mais laissait toute latitude sur le mode de conception, précisant seulement les conditions de calcul imposées pour tenir compte des effets de la neige et du vent : la grande dimension des baies libres ouvertes vers le Sud nécessitait, en effet, de tenir compte des pressions ou dépressions qui peuvent se produire à l'intérieur des halles.

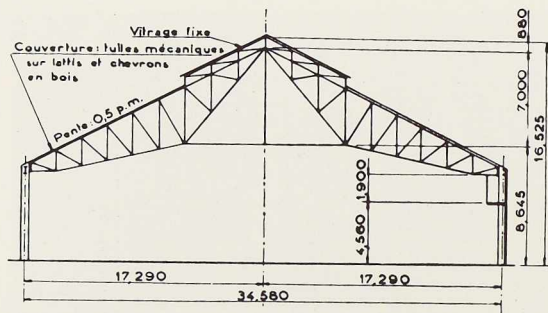


Fig. 146. Coupe transversale de la halle H d'une longueur de 179 mètres.

Ces conditions ont été déterminées en faisant usage des formules établies par le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme (Règlement N. V. 1946).

Eu égard à l'ampleur du travail, la S. N. C. F. suggérerait aux constructeurs de se grouper afin de permettre une meilleure répartition des tâches et une plus grande rapidité d'exécution.

Pour contrôler l'hypothèse que la construction métallique était mieux adaptée au problème posé que le béton armé, la S. N. C. F. a envoyé copie du dossier de consultation aux principaux entrepreneurs de béton armé en les invitant à examiner s'ils pouvaient présenter des solutions susceptibles d'être mises en concurrence, tant au point de vue prix qu'au point de vue délais, avec celles des constructeurs métalliques. Aucune solution en béton armé n'a été présentée; par contre, trois réponses groupant chacune trois constructeurs ont été reçues pour la construction métallique. La S. N. C. F. a retenu l'offre la plus avantageuse. Après adjudication, le groupe de constructeurs désigné a, d'accord avec la S. N. C. F., fait appel à deux autres constructeurs afin de répartir les tâches au mieux des possibilités de chacun.

Les halles N et H

La construction de la halle couvrant la cour N n'appelle aucune remarque particulière et ses dimensions, 39×18 mètres, n'ont rien que de

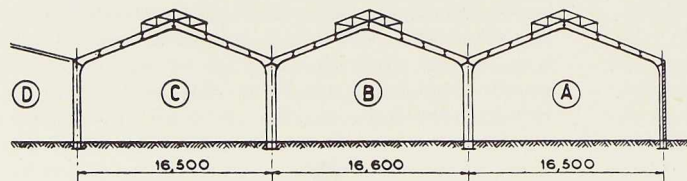


Fig. 147. Coupe transversale des halles A, B et C d'une longueur de 220 mètres.

très normal. Elle est très largement vitrée et bordée de part et d'autre de larges marquises couvertes en fibro-ciment.

La halle transversale H, au contraire, a des dimensions assez imposantes : 35 mètres de portée et 180 mètres de longueur. Une solution originale — arcs en béton tendant une couverture en métal léger — avait été proposée, mais la S. N. C. F. a craint qu'une telle innovation, quelque séduisante qu'elle puisse paraître, nécessitât des mises au point incompatibles avec les délais impartis et elle a préféré s'en tenir à une solution classique : charpente légère en cornières rivées, soutenant une toiture en tuiles. La figure 146 montre la constitution d'une ferme principale.

Cette construction nécessitera, au total, la mise en œuvre de 510 tonnes d'acier. La fabrication a commencé dans les ateliers des Etablissements Moisant-Laurent-Savey en mai 1948 et les quatre cinquièmes des charpentes étaient montés à la fin de septembre 1948, le dernier cinquième ne devant être monté que plusieurs mois plus tard.

Les halles A, B et C

Pour les halles A, B et C, les offres reçues des constructeurs comportaient des dispositions classiques. Mais le groupe adjudicataire avait, en outre, proposé à la S. N. C. F. d'adopter un mode de construction différent, qui commence à être utilisé en France (halle du port du Havre). Le procédé proposé consiste à utiliser des poutrelles de profils usuels, à en découper l'âme suivant une ligne en zig-zag et à souder les deux parties, de telle sorte que la hauteur de la poutre obtenue et, par suite, son moment d'inertie, soit supérieur à celui de la poutrelle primitive. Les assemblages peuvent être traités dans le même esprit, en rapportant, par soudure, des tôles entre les deux moitiés de poutrelles, ce qui permet de supprimer complètement poinçons et entrants.

Ce procédé est bien adapté aux constructions de bâtiments dans lesquelles les efforts tranchants sont pratiquement toujours très inférieurs à ceux pour lesquels sont calculées les âmes des poutrelles usuelles. Les soudures peuvent être exé-



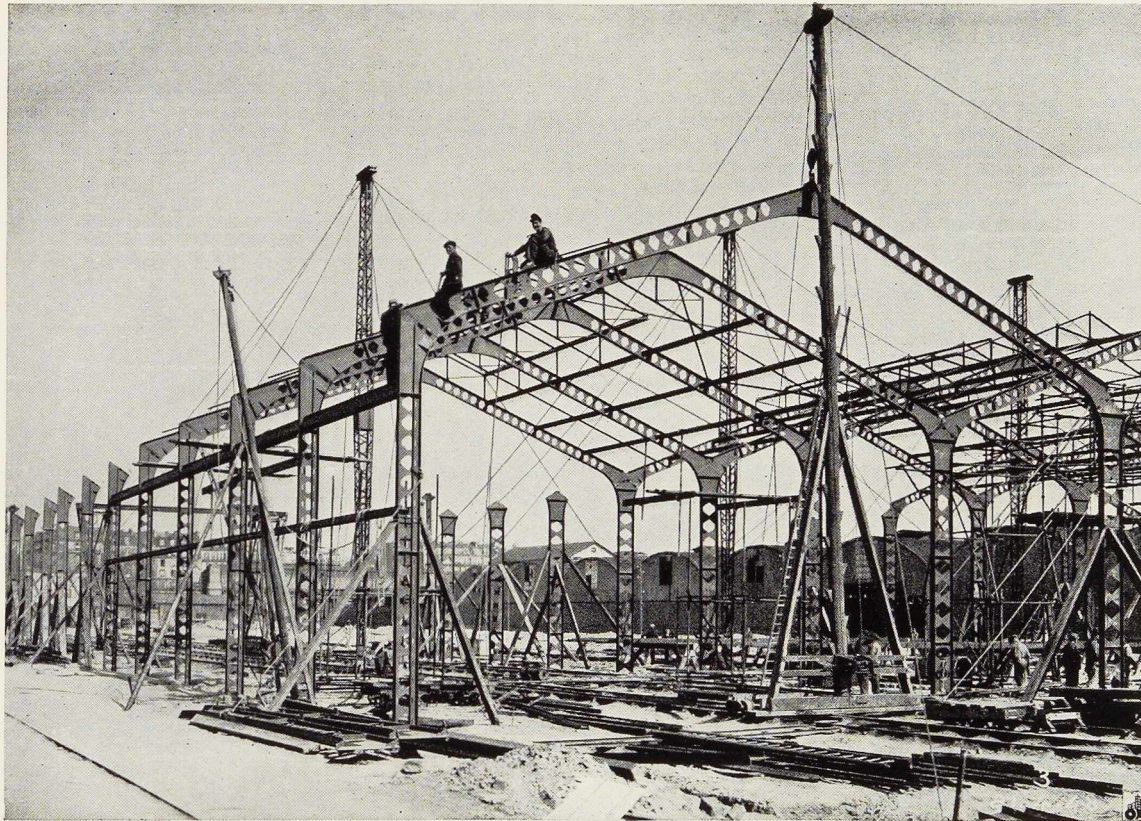


Fig. 148. Charpente métallique de la halle C en cours de montage. Photo Baranger.

cutées en atelier, dans les meilleures conditions techniques et économiques : le travail sur le chantier se réduit à quelques joints.

En fait, le groupement de constructeurs adjudicataires proposait, pour l'adoption de ce mode de construction, un prix un peu inférieur à celui de la construction classique. Le procédé présentait, en outre, un autre avantage dû aux circonstances du moment : par suite de la pénurie de charbon, les approvisionnements d'acier étaient alors très difficiles, les forges étaient encombrées de commandes, particulièrement dans les profils petits et moyens utilisés dans les constructions courantes et les délais normaux de livraison étaient très longs. Par contre, de grandes quantités de poutrelles de moyenne hauteur avaient été approvisionnées pour les réparations de ponts et des lots importants étaient encore disponibles sur les parcs, en sorte que la solution la plus élégante et la plus économique

était également celle qui semblait se présenter dans les meilleures conditions au point de vue des délais d'exécution : la S. N. C. F. l'adopta.

La forme générale des fermes intéressant les trois halles (fermes triples) est représentée sur la figure 147.

Les poutrelles utilisées sont des poutrelles normales, à ailes parallèles, de 270 mm (poteaux de rive et arbalétriers) et 360 mm de hauteur (poteaux intérieurs).

Les poutrelles de 270 ont été découpées et soudées de façon à porter leur hauteur à 400 mm. Par suite, leur module d'inertie est porté de 513 cm^3 à 768 cm^3 . Dans la partie haute des poteaux de rive, et à la naissance des arbalétriers, elles ont été renforcées par des semelles de 200×10 soudées sur les faces extérieures, portant le module d'inertie de l'ensemble à $1\,478 \text{ cm}^3$.

Au milieu de la portée des arbalétriers, une tôle rapportée augmente la hauteur utile de la pou-

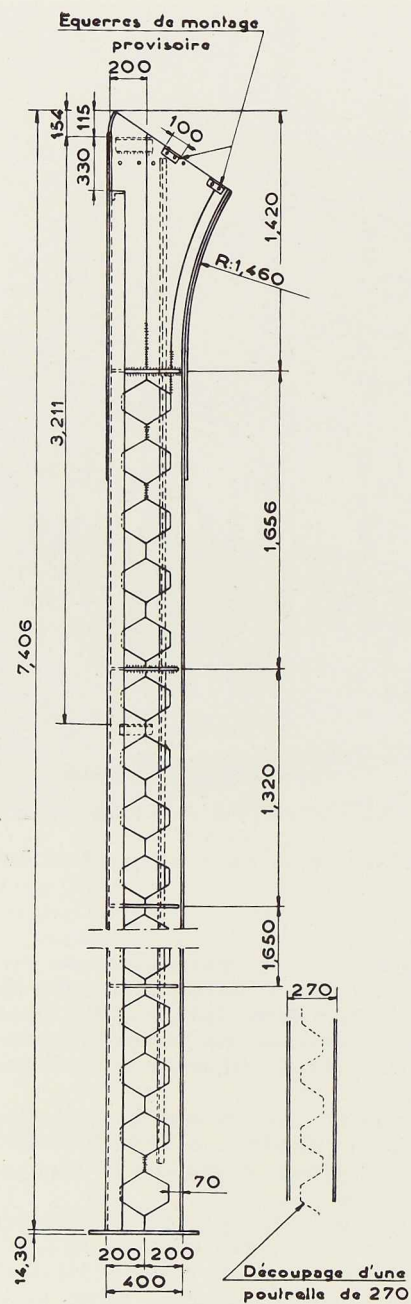


Fig. 149. Poteau de rive, la hauteur de la poutre H 27 a été portée à 400 mm par découpage suivant une ligne imbriquée, et réassemblage par soudure.

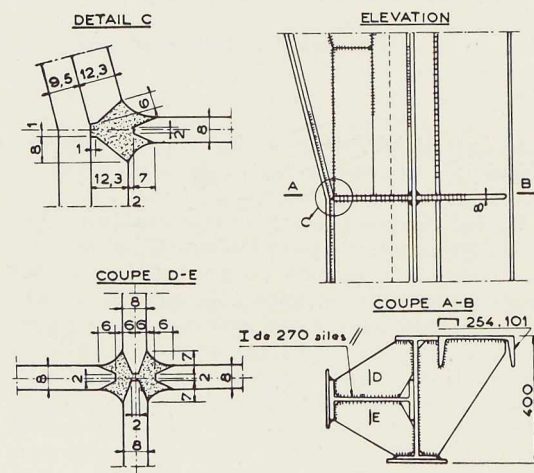


Fig. 150. Détails d'assemblages soudés d'un portique dont la réalisation en atelier est simple malgré sa complexité apparente.

trelle jusqu'à 600 mm (module d'inertie correspondant : $1\,425\text{ cm}^3$).

Les poutrelles de 360, qui ont normalement un module de $1\,090\text{ cm}^3$, ont été découpées et soudées avec une hauteur de 600 mm, ce qui porte leur module à $1\,748\text{ cm}^3$.

Les charges verticales transmises par les poteaux sont relativement faibles : pour les poteaux de rive $6\,000\text{ kg}$ (+ 350 kg pour les efforts longitudinaux dus au vent) et pour les poteaux intermédiaires, $12\,000\text{ kg}$ (+ 750 kg pour les efforts longitudinaux). Malgré la très mauvaise résistance du sol ne supportant pas plus de $0,4\text{ kg par cm}^2$, la S. N. C. F. désirait faire l'économie d'une fondation sur pieux et s'en tenir à des semelles d'environ $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ en béton armé de $0,45$ d'épaisseur reposant en fond de fouille, à $0,90$ environ, sur du remblai hétérogène, sauf pour la file de poteaux en bordure de la halle D dont la fondation était prévue sur une longrine en béton armé continue prenant appui, tous les deux poteaux, sur les pieux de fondation des poteaux de la halle D (pour lesquels les efforts verticaux atteindront $25\,000\text{ kg}$).

Le groupe adjudicataire, sous l'égide des Etablissements Daydé, avait tout d'abord calculé des fermes triples comme des ensembles hyperstatiques reposant sur les deux poteaux centraux encastrés au sol et des deux poteaux latéraux articulés.

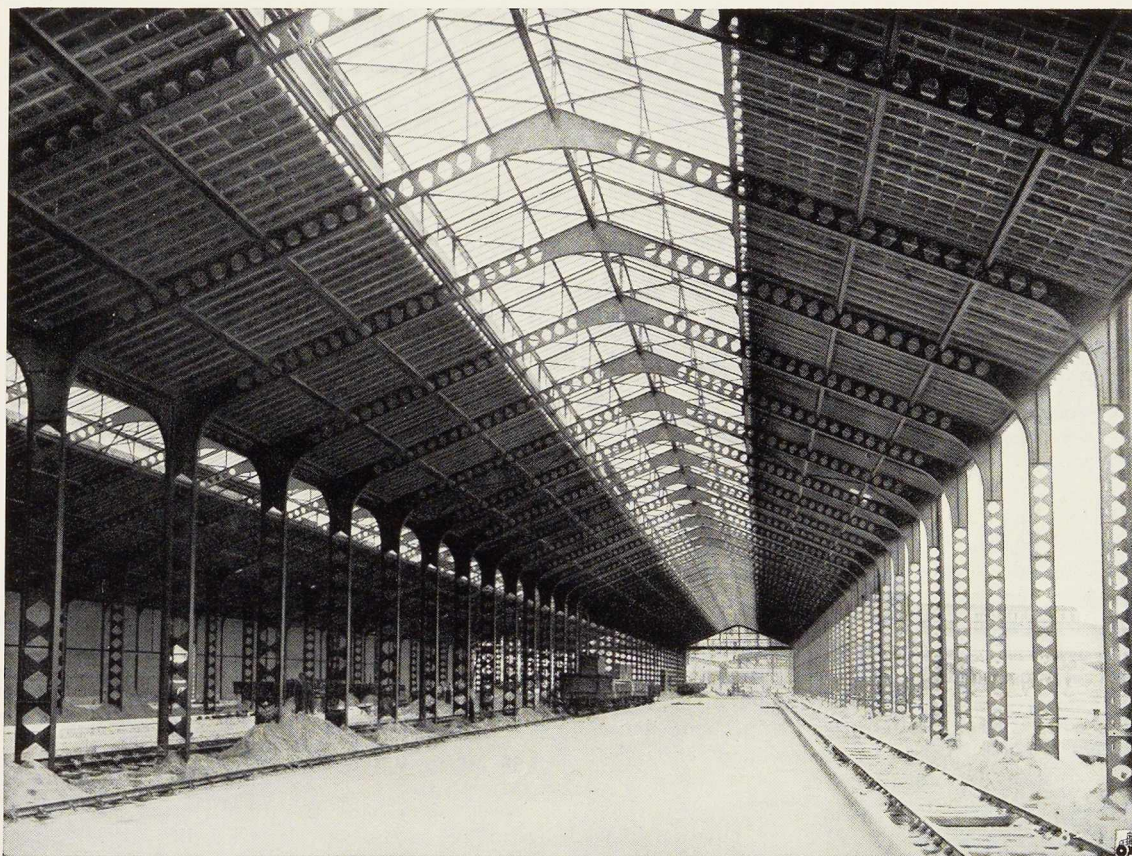


Fig. 151. Halle C après achèvement, on aperçoit à gauche les halles A et B et dans le fond l'ossature de la cour couverte N.

Photo Baranger.

Un tel calcul faisait ressortir, pour les poteaux centraux, des moments d'encastrement au sol atteignant 8 800 kgm que les semelles ne pouvaient permettre : il semblait donc nécessaire de battre des pieux ou de renforcer très sensiblement les semelles. Mais il fut remarqué que l'on pouvait admettre un mouvement des semelles (c'est-à-dire considérer tous les poteaux comme articulés au sol) sans compromettre la stabilité : la solution du constructeur n'était donc pas incompatible avec les semelles prévues.

L'ensemble de la construction, qui a 220 m de long, comprend 43 fermes triples. Les fermes extrêmes sont entretoisées pas de robustes portiques soudés qui assurent la stabilité à la poussée du vent sur les pignons : les poutres de rive n'ayant plus à intervenir dans le calcul de la résistance générale, sont très réduites, ce qui allège sensiblement la construction.

La figure 149 montre les dispositions des découpures et des soudures d'un poteau de rive : on voit les tôles rajoutées dans la partie supérieure pour former l'amorce de l'assemblage avec l'arbalétrier. Les figures 152 à 154 montrent les détails des assemblages. La figure 150 montre un ensemble de soudures qui paraît très compliqué, mais qui bien préparé en atelier ne présente pas de difficulté de réalisation.

Les poutrelles ont été découpées dans les ateliers des Etablissements Daydé, à Creil.

Des gabarits soigneusement préparés et fixés sur la poutrelle en cours de découpage guidaient le chalumeau dont l'avancement était assuré par un appareil automatique (Pyrotome, capable de découper jusqu'à 125 mm d'épaisseur). Cette organisation a permis d'obtenir des sections parfaitement franches ne nécessitant aucune reprise à la meule.

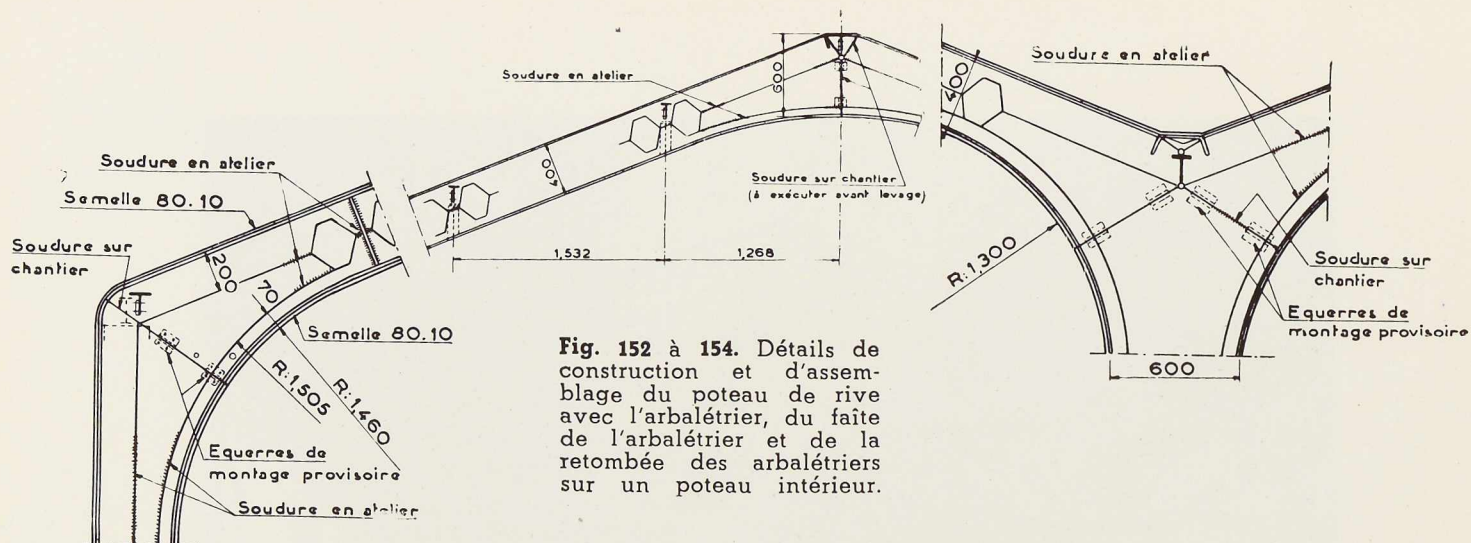


Fig. 152 à 154. Détails de construction et d'assemblage du poteau de rive avec l'arbalétrier, du faite de l'arbalétrier et de la retombée des arbalétriers sur un poteau intérieur.

Mais, ainsi que le constructeur l'avait d'ailleurs prévu, le découpage libère les tensions internes des âmes des poutrelles qui se cintrent comme si l'âme devenait trop courbe.

Le redressage, effectué à la presse de 50 tonnes par longueurs élémentaires de 0,50 m, fut une opération délicate. Après ce redressage, les parties à souder étaient chanfreinées au burin pneumatique et, après un montage empêchant toute déformation, les soudures en X étaient exécutées en une passe sur chaque face.

Pour l'aisance du transport, les arbalétriers restaient en deux parties jusqu'au chantier. Là, les soudures de faite étaient exécutées à plat, au sol. Puis, les arbalétriers étaient levés, d'une seule pièce et boulonnés avec les équerres de montage provisoires des poteaux. Un échafaudage tubulaire (entrepose), roulant sur galets, permettait alors de faire commodément les soudures d'assemblage définitives.

La construction de l'ensemble des trois halles a consommé 500 tonnes de métal environ (soit 47 kg par mètre carré de surface couverte pour couverture en tuiles) et 110 000 électrodes de soudure du type « marine 45 » de 3,25 à 4 mm.

La fabrication en atelier a commencé en mars 1948 et s'est terminée en mai; le montage, commencé en avril, était terminé le 15 juillet 1948. Le briquetage des longs pans et des pignons, la couverture et la vitrerie des lanternaux ont été achevées dans le courant du mois d'août, ainsi que le sol des cours entre les voies pour lequel la S. N. C. F. a adopté du compomac (revêtement bitumineux utilisé pour les routes) sur une forme en pierre cassée cylindrique, le tout encadré de murettes en béton.

Les figures 148 et 151 montrent les halles en cours de montage et terminées. On remarquera

l'apparence de légèreté et la netteté des lignes dues à l'emploi de poutrelles découpées et à l'absence des entrails et poinçons qui encombrant la partie haute des halles classiques. La S. N. C. F. escompte que cette disposition procurera, en outre, une économie appréciable de frais d'entretien et de peinture.

Les autres halles

Les autres halles seront du type classique, en cornières rivées. Bien que les difficultés d'approvisionnement des cornières aient sensiblement diminué depuis la première phases de travaux et ne puissent plus constituer un argument déterminant, on peut se demander pourquoi les constructeurs et la S. N. C. F. n'ont pas cherché à adopter pour elles le mode de construction qui paraît avantageux pour les halles A, B et C. Alors que les portées des halles A, B et C n'étaient que de 16 mètres, celles des halles suivantes atteindront 30 mètres et même 35 mètres pour la halle D (les efforts verticaux supportés par les poteaux de la halle D atteindront 72 t). Il aurait alors fallu mettre en œuvre des poutrelles de grande hauteur dont l'usinage et la manutention, sortant de la pratique courante, auraient risqué de nécessiter des délais supplémentaires et de n'être pas économiques.

C'est pourquoi les conceptions classiques ont été reprises pour ces halles dont la construction se poursuit dans les ateliers des Etablissements Baudet-Donon-Roussel, Schmid-Bruneton-Morin et Nihart et dont le montage est prévu dans le courant de l'année 1949.

O. R.



Ponts métalliques récents en Grande-Bretagne

Plusieurs ponts métalliques ont été construits récemment en Grande-Bretagne. Parmi ceux-ci, le pont de Upton-on-Severn et le pont de Fladbury se distinguent à la fois par leur mode de construction et par leur aspect architectural.

Pont de Upton-on-Severn

Cet ouvrage a été construit pour le Conseil du Comté de Worcestershire, sous la direction de M. B. C. Hammond, Ingénieur civil.

Le pont, du type cantilever, est construit en acier et assemblé par rivets. La longueur totale entre culées est de 113^m15. Le tablier porte une chaussée de 6^m40 et deux trottoirs de 1^m85 chacun, établis en porte-à-faux par rapport aux poutres principales.

Il a été calculé pour la surcharge établie par le Ministère des Transports pour les ponts-routes.

L'ouvrage comporte une travée centrale de 61^m00 et deux travées latérales de 26^m06 chacune. La partie suspendue centrale, d'une longueur de 32^m86, est portée par deux bras en cantilever de 14^m07.

Pour assurer un tirant d'air suffisant, la hauteur des maîtresses-poutres au-dessous du tablier a dû être limitée à 98 cm. La pente des travées latérales est de 1/18^e.

Un aspect très satisfaisant a été obtenu en faisant déborder la partie supérieure des maîtresses-poutres au-dessus du niveau du tablier d'une hauteur égale à celle du parapet.

Aux droits des piles, les maîtresses-poutres ont une hauteur totale de 3^m50 tandis qu'au centre

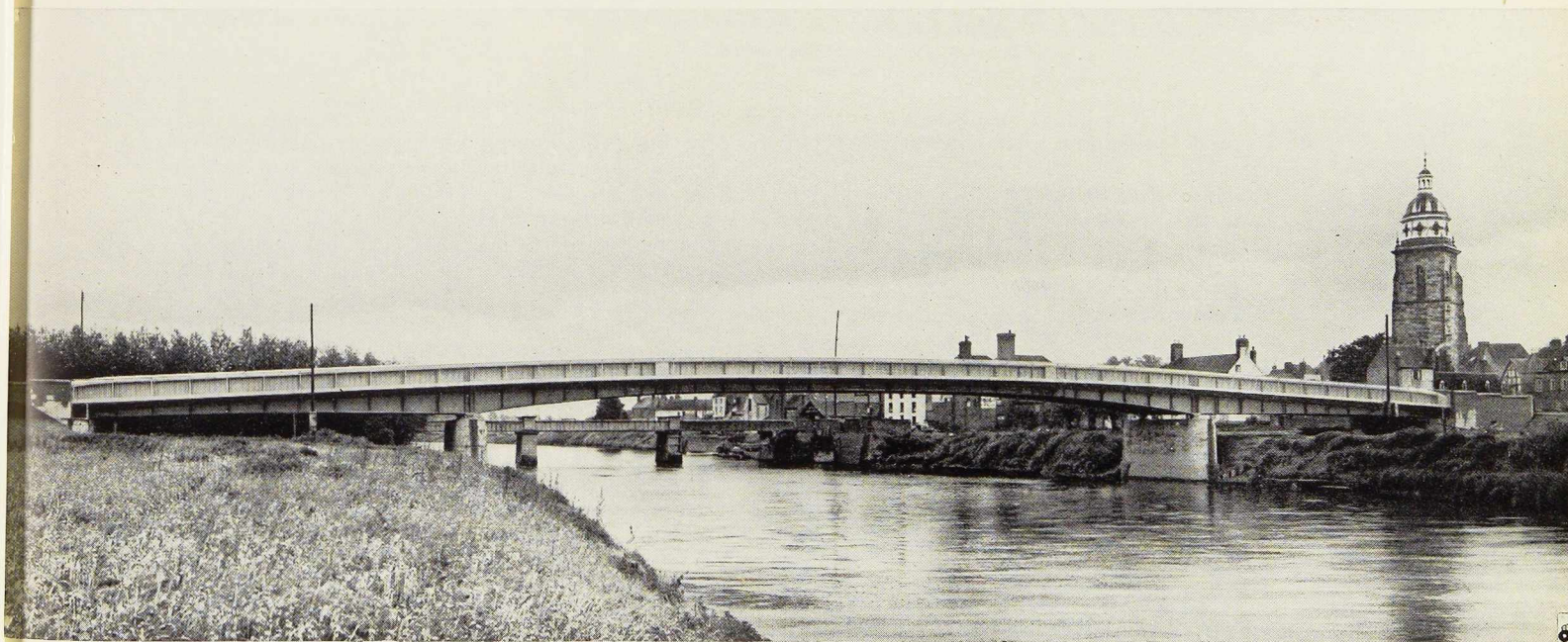


Fig. 155. Vue du pont de Upton-on-Severn (Grande-Bretagne) dont les lignes sobres s'harmonisent parfaitement avec le paysage environnant.

Photo G. Marshall Smith.

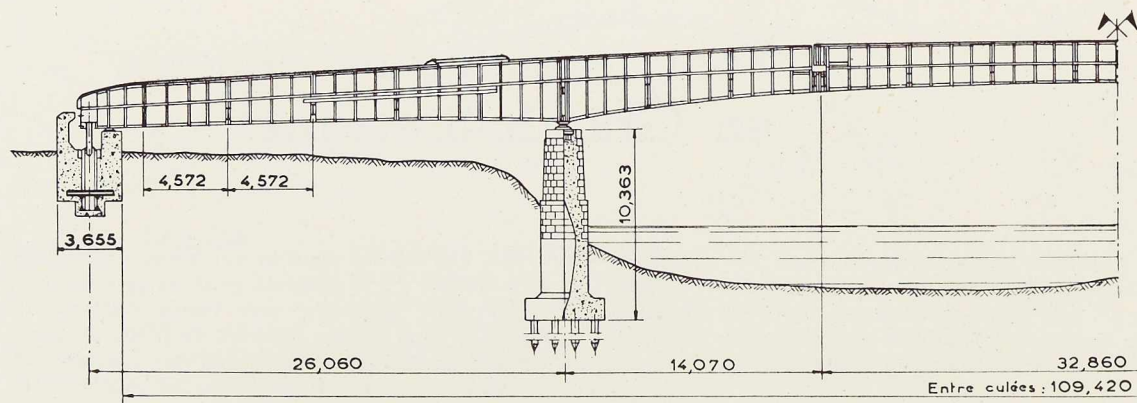


Fig. 156. Demi-élévation du pont de Upton-on-Severn.

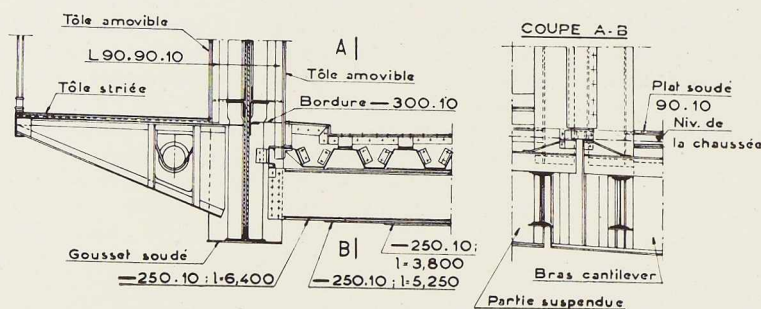


Fig. 157. Pont de Upton-on-Severn. Détails constructifs montrant notamment le joint entre le bras cantilever et la partie suspendue (coupe A-B).

de la partie suspendue cette hauteur n'est plus que de 2^m30.

Ce tablier est constitué par des profilés du type Zorès de 190 × 9,5 mm. Ces profilés sont portés

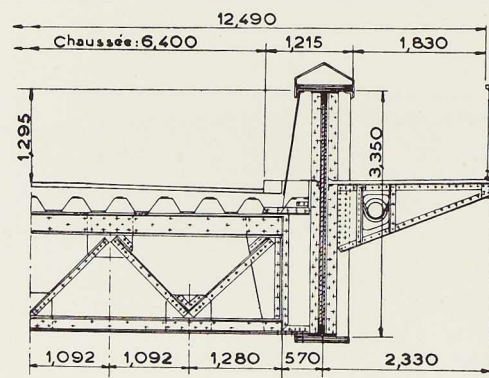


Fig. 158. Pont de Upton-on-Severn. Détail des maîtresses-poutres au droit des piles.

par une série d'entretoises espacées de 4^m57 d'axe en axe. Les trottoirs en porte-à-faux sont portés par des consoles. Le revêtement du tablier proprement dit est en tôles d'acier qui s'appuient sur des cornières portant entre les maîtresses-poutres. Ces cornières sont espacées de 1^m15 d'axe en axe.

La dalle du tablier portant la chaussée est en béton. La chaussée et le trottoir sont recouverts d'une couche d'asphalte.

Des joints de dilatation sont prévus aux droits des culées ainsi qu'à une extrémité de la partie suspendue. Les appareils d'appui du pont sont en fonte reposant sur des grillages en acier doux qui se trouvent sur les piles. Pour résister au soulèvement des consoles, des ancrages spéciaux, constitués par des profilés, sont prévus aux droits des culées.

Le tonnage de l'acier mis en œuvre est de 666 tonnes dont 391 tonnes pour les maîtresses-poutres.

Les piles ont été construites à l'aide de batar-



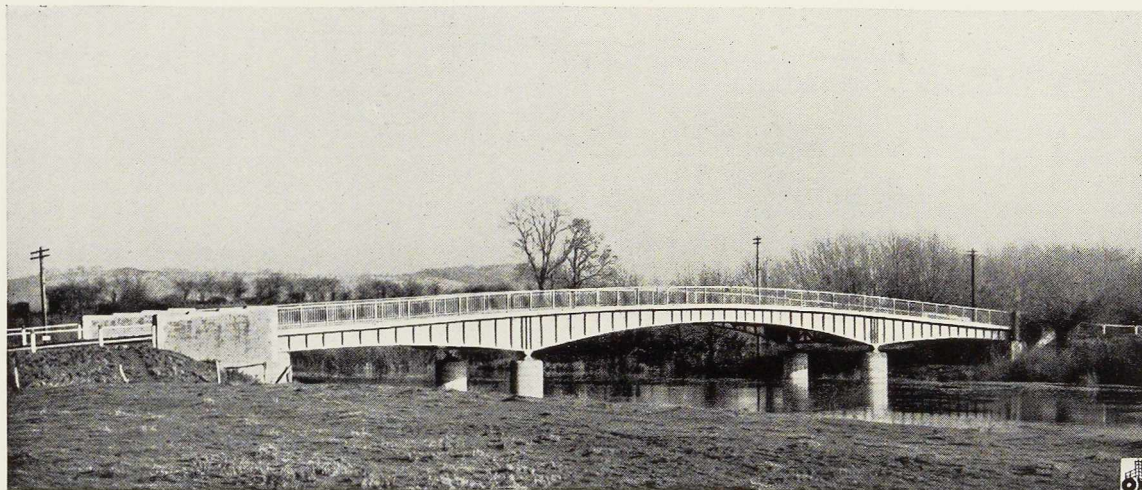


Fig. 159. Vue d'ensemble du pont cantilever de Fladbury sur l'Avon. Photo Dowty.

deux en palplanches métalliques Larssen n° 2 à l'intérieur desquelles on a battu des pieux en béton moulé d'avance de section carrée de 35 cm de côté. Ces pieux, foncés à une profondeur de 7^m60, sont armés de rails de chemins de fer.

A l'extérieur, les piles sont revêtues par de la pierre grise de Forest of Dean.

La charge de chaque appareil d'appui sur les piles atteint 502 tonnes et la charge maximum par pieu, y compris la pression du vent, est de 46,2 tonnes.

Les culées ont été exécutées en gros béton de façon à constituer un contrepoids en cas de soulèvement des extrémités de bras d'ancrage. L'effort de soulèvement maximum est de l'ordre de 108 tonnes, alors que le poids des culées atteint 385 tonnes.

Comme les culées reposent sur une argile de bonne qualité, il a été considéré que l'emploi des pieux n'était pas nécessaire pour la culée Ouest. Pour la culée Est, il a été nécessaire de battre 27 pieux en béton armé moulé d'avance de 35 × 35 cm. Ces pieux ont été armés de rails de chemin de fer dans la direction longitudinale et ancrés à l'armature des piles. Les ancrages des extrémités des poutres sont logés dans des cellules prévues à cet effet dans les culées.

Pont de Fladbury sur l'Avon

Cet ouvrage a été construit également pour le Conseil du Comté de Worcestershire, sous la direction de l'Ingénieur B. C. Hammond.

Le pont, du type cantilever, est réalisé en acier doux, assemblé par rivure, conformément au Standard britannique n° 15. La surcharge roulante a été déterminée d'après le Règlement du Ministère des Transports concernant les ponts-routes; elle comporte un train de charges composé d'un véhicule moteur et de trois remorques d'un poids de 22 tonnes et de 10 tonnes par

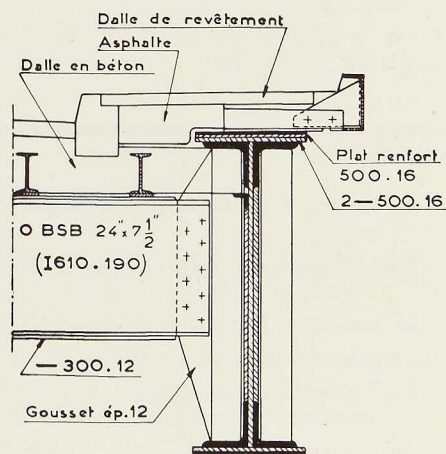


Fig. 160. Pont de Fladbury. Coupe au travers d'une maitresse-poutre.

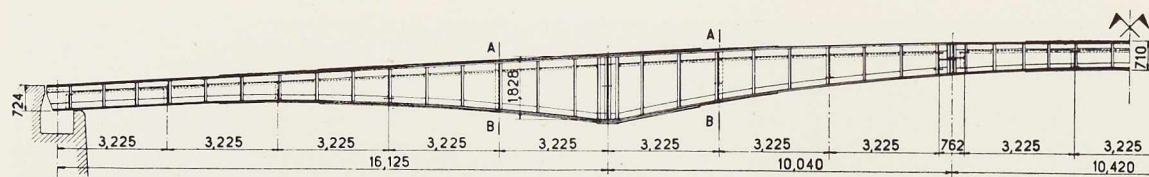


Fig. 161. Demi-élévation du pont de Fladbury sur l'Avon.

essieu respectivement, y compris 50 % de majoration pour l'impact.

La longueur totale du pont entre culées est de 60^m70. L'ouvrage comporte une travée centrale de 30^m50 et deux travées latérales de 15^m10. Dans la travée centrale, les maitresses-poutres se composent de deux cantilever de 10^m05 et d'une partie médiane suspendue de 10^m40 entre axes de rotules. Les maitresses-poutres ont une hauteur maximum de 1^m85 aux droits des piles, tandis que la travée suspendue a une hauteur de 0^m70 au milieu de la portée. Le tablier, qui livre passage à une chaussée de 5^m50 et deux trottoirs de 1^m20 chacun, a été réalisé en poutres enrobées de béton. Il est porté par des entretoises de 7^m10 de portée espacées de 3^m20 d'axe en axe. Ces entretoises sont de deux types : il en existe 12 de 457 × 178 mm pesant 112 kg par mètre courant avec deux semelles de 305 × 12 mm rivées à chaque aile et 10 entretoises composées de fers I de 609 × 190 mm pesant 149 kg par mètre courant avec une semelle de 305 × 12 mm rivée à chaque aile.

Les joints de dilatation sont prévus aux culées ainsi qu'à une extrémité de la partie suspendue. Ces joints se composent de plats striés fixés à des cornières en acier.

Les appareils d'appui du pont sont en fonte; ils reposent sur des grillages composés de pou-

trilles métalliques. Aux culées, les ancrages sont formés de fers U. La partie suspendue est munie de rotules en plats en acier doux garnies de métal antifriction.

Le tonnage de l'acier mis en œuvre est de 176 tonnes dont 106 tonnes pour les maitresses-poutres.

Les maitresses-poutres prennent appui sur des piles cylindriques établies sous chacune des quatre rotules principales des poutres cantilever. Le diamètre de ces piles est de 30 cm à la base. Elles ont été construites en tranchée ouverte et reposent sur une couche d'argile bleue dure. Au-dessus du niveau de l'eau, le diamètre des piles est ramené à 15 cm. Le revêtement extérieur des piles est en pierre reconstituée.

Le poids de l'acier doux employé pour la construction des piles est de 24 tonnes auxquelles il faut ajouter 3,5 tonnes utilisées à titre provisoire.

Les culées sont en gros béton revêtu de pierre naturelle de Cotswold. Elles reposent sur 18 pieux en béton, système West's Rotinoff de 4^m80 à 6^m40 de longueur.

La construction des culées a été effectuée à l'abri de batardeaux réalisés en palplanches métalliques Larssen n° 1 de 4^m60 de longueur.

Les documents qui illustrent cet article nous ont été obligeamment prêtés par la British Constructional Steelwork Association.

Articles à paraître prochainement :

Etaçonnements métalliques utilisés pour l'exécution du tunnel de la Jonction Nord-Midi, par V. ROISIN.

Le nouveau hangar d'aviation de Bristol (Grande-Bretagne).

Progrès dans la construction de skips d'extraction, par A. LAMBOTTE.

Les récentes conceptions soudées en matière de châssis dans la construction des camions automobiles, par E. HENRION.

Calcul analytique des arcs à deux articulations, par I. TOTH.



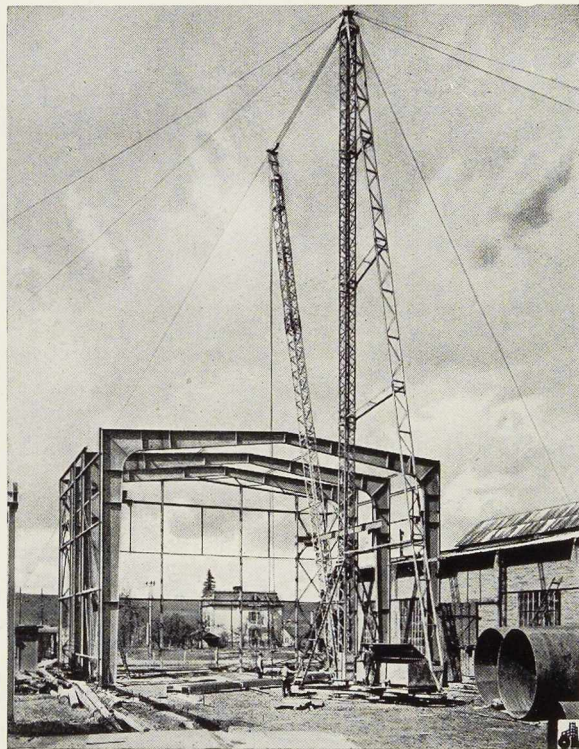


Fig. 162. Hall de montage.

C. F. Kollbrunner,
Docteur ès Sciences techniques,
Directeur
de la S. A. Conrad Zschokke

Construction d'un Hall de montage à la S. A. Conrad Zschokke, Doettingen (Suisse)

Le développement de la S. A. Conrad Zschokke durant ces dernières années a rendu nécessaire la construction d'un nouveau hall de montage de ponts et charpentes. Celui-ci, adjacent aux anciens bâtiments, a une longueur totale de 64^m20. Les caractéristiques principales de ce hall, désigné sous la dénomination de « hall de montage », sont les suivantes :

Largeur	20 ^m 00
Hauteur jusqu'à la corniche	13 ^m 50
Hauteur, lanterneaux inclus, environ	17 ^m 00
Ecartement des fermes	6 ^m 00
Inclinaison du toit	5°
Inclinaison des lanterneaux avec vitrage sans mastic	40°

L'ossature métallique du nouveau hall est constituée par des cadres à deux articulations à âme pleine avec une traverse inclinée en forme de selle. La section est formée par l'assemblage de

deux demi-poutrelles H soudées à un plat de hauteur variable. Toutes les fermes, ainsi que les joints de montage, sont soudés. Les pannes reposant sur les fermes sont écartées de 2^m30 d'axe en axe. Des lanterneaux pourvus d'un vitrage sans mastic de 6^m00 de large et dont les échelons sont appuyés sur des cadres de la charpente, se trouvent au milieu du hall.

Du côté de l'ancien hall de montage II, une poutre en treillis supporte une ferme de façon à laisser une ouverture libre de 12 mètres en vue de faciliter le transport dans le sens transversal de grandes pièces à travailler entre les halls II et III.

Les contreventements qui reçoivent la pression du vent dans le sens longitudinal du hall se trouvent dans la première partie dans laquelle il n'y a ni fenêtres ni lanterneaux.

Le hall de montage est équipé d'un pont-roulant dont l'écartement des appuis est de 17^m40. Ce pont-roulant a une capacité de 25 tonnes et





Fig. 163. Vue intérieure du nouveau hall de montage.

comporte un crochet auxiliaire de 3,5 tonnes. La position la plus élevée du crochet est de 9^m50.

L'atelier est pourvu d'une grue vélocipède portant une foreuse qui peut ainsi atteindre toute pièce se trouvant sur toute la longueur jusqu'au milieu du hall. La hauteur libre entre l'établi et cette grue est de 2 mètres.

L'installation d'une deuxième grue vélocipède, symétrique à la première, est prévue de l'autre côté du hall afin qu'il soit possible, plus tard, d'atteindre au moyen des foreuses n'importe quel point de l'atelier.

Les constructeurs ont réservé la possibilité de prolonger le chemin de roulement du pont-roulant de 25 tonnes au delà de la partie frontale. Dans ce but, on a prévu une ouverture pour le déplacement du pont. Cette ouverture, qui est provisoirement fermée, sera remplacée plus tard par une paroi roulante.

Du même côté se trouve également une grande porte qui permet le transport direct par le pont-roulant des pièces lourdes jusqu'aux ateliers de sablage et de zingage situés à l'arrière-plan.

La toiture est constituée d'une couverture en carton bitumé posée sur plancher en bois avec des chevrons en bois et un plafond en plaques de

plâtre. Les parois extérieures, de l'épaisseur d'une demi-brique, sont construites au moyen de blocs en ciment avec joints bien visibles à l'intérieur et à l'extérieur. Ces murs ne sont recouverts d'aucun enduit. Un éclairage abondant est assuré à l'atelier par un grand nombre de fenêtres ainsi que par les lanterneaux. Le hall est chauffé par un système de chauffage à air chaud. La ventilation est assurée par des vasistas prévus dans les fenêtres et les lanterneaux. Le hall de montage est relié au chemin de fer par un raccordement spécial dont les rails arrivent à la partie frontale dans une fosse de 0^m80 de profondeur.

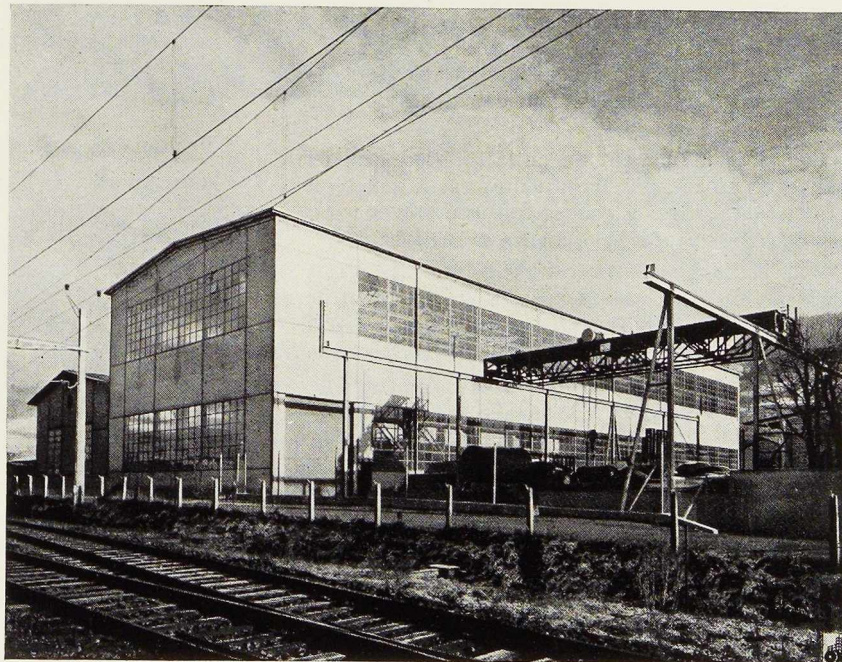
Lors du montage, les joints et les trois parties constitutives des cadres de l'ossature ont été assemblés par soudure sur le sol. Ces cadres ont été soulevés ensuite au moyen d'un derrick de 12 tonnes et disposés sur les paliers montés préalablement. Les joints de montage du chemin de roulement du pont-roulant ont également été soudés.

Le poids total de la construction, y compris le chemin de roulement du pont-roulant et la grue vélocipède, est de 235 tonnes, ce qui représente un poids d'acier de 178 kg/m² de surface couverte.

C. F. K.

Fig. 164. Nouveau hall de montage de la S.A. Conrad Zschokke à Doettingen, d'une superficie de 1284 m².

Photos H. Wolf-Bender.



Un nouveau type de soutènement de mines

Le département « Construction Mécanique » de la S. A. John Cockerill a mis au point un nouveau type de soutènement, dénommé soutènement T.-H. Cockerill, présentant deux caractéristiques essentielles qui lui sont propres : la forme des profilés qui le composent et leur assemblage coulissant.

Le profilé T.-H. Cockerill a une forme en auge à deux bords. Deux profilés de ce type s'emboîtent l'un dans l'autre. L'assemblage ainsi réalisé est maintenu par des « clames » boulonnées. Entre les fonds des deux profilés s'insère une latte de bois dur dont le but est de maintenir l'écartement des profilés et de régler leur friction (fig. 165). Lorsque l'on exerce sur les deux profilés des efforts longitudinaux suffisamment élevés, ils coulissent l'un dans l'autre.

Le profilé le plus employé a un poids unitaire de 21 kg/m. Il en existe d'autres pesant respectivement 13,8 kg, 17 kg et 18 kg par mètre.

Les cadres d'utilisation courante ont une forme en fer à cheval (fig. 166). La position des assemblages tient compte du sens des pressions et de leur intensité relative. Ils sont constitués de trois éléments.

Pour le soutènement de puits intérieurs ou de bouevaux où le soufflage du mur est intense, on utilise des cadres circulaires comportant 4 ou 6 éléments suivant le diamètre à réaliser.

Pour les applications courantes, on a créé une série de cadres standards dont la section utile varie de 3 à 12 m². D'autres types de cadres sont établis pour répondre à des conditions spéciales.

Le soutènement T.-H. Cockerill présente les propriétés suivantes :

1. Qualité du matériau

L'acier choisi pour la fabrication des profilés a une résistance de 50 kg par mm² environ, avec un allongement de 20 à 25 %. Il possède donc une ductilité lui évitant, le cas échéant, les ruptures brusques éprouvées avec le soutènement en rails par exemple.

2. Adaptation aux pressions des terrains

Les terrains étant en pression au moment du creusement de la galerie doivent pouvoir se détendre. Un soutènement de mines doit donc posséder une certaine rétractilité; le soutènement T.-H. Cockerill la réalise grâce au coulisement des éléments des cadres. Au fur et à mesure que celui-ci se produit, il se forme autour de la galerie une zone plus ou moins détendue. Finalement, lorsque les terrains ont repris leur équilibre, le soutènement ne supporte plus que la pression statique des terrains de la zone détendue. Un soutènement rigide supprime l'énorme avantage de cette décharge naturelle.

La résistance au coulisement des assemblages est telle qu'il ne se fait que quand la pression met en danger les profilés et l'expérience quotidienne de très nombreux charbonnages montre qu'il s'opère parfaitement et que, quand l'équilibre est atteint, la réduction de section de la galerie n'est pas gênante.

La répartition uniforme de la charge sur la périphérie du cadre est importante. Des pressions

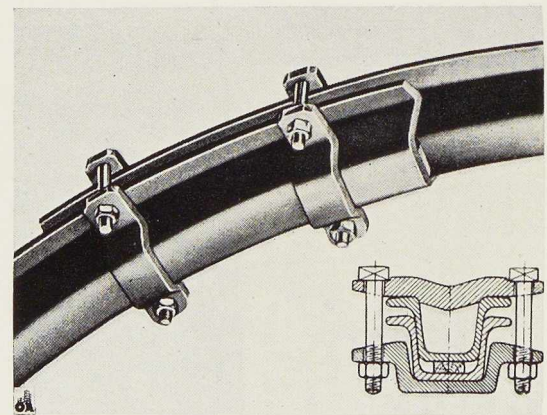


Fig. 165. Assemblage coulissant du soutènement de mines T.H.; la forme en auge des profilés est à noter.



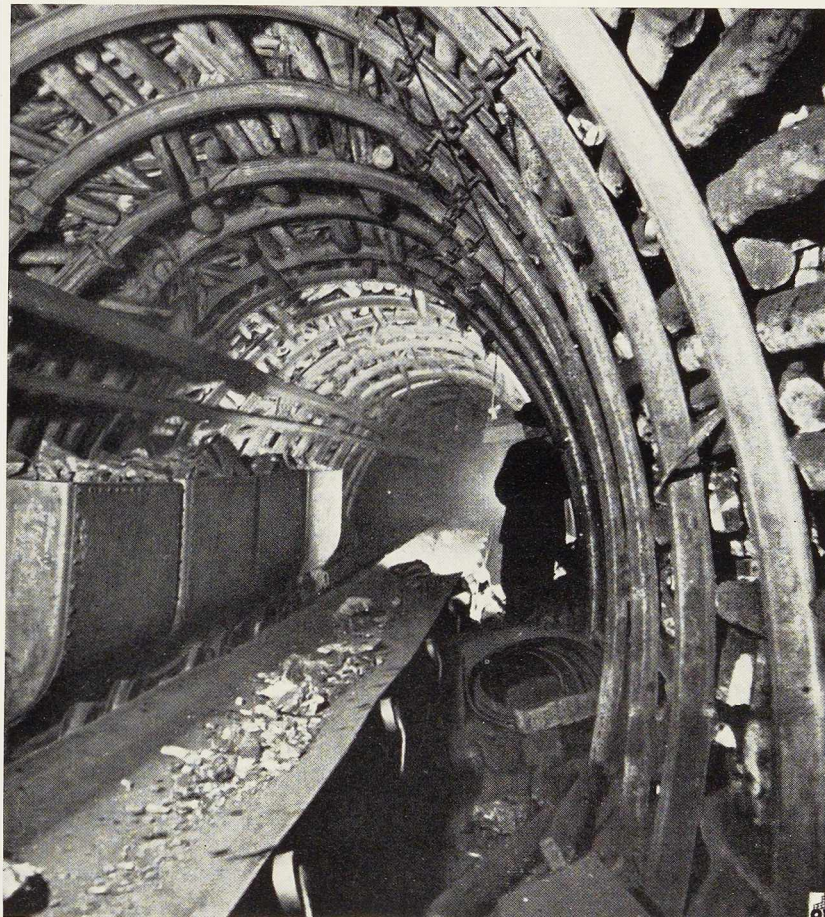


Fig. 166. Galerie équipée du soutènement T. H. Cockerill.

concentrées se rencontrent dans les voies à fortes pentes ou dans des terrains durs en gros bancs. Le rôle du remplissage derrière les soutènements est de répartir la pression concentrée et d'épauler le cadre sur toute sa périphérie.

3. Forme du cadre

La forme circulaire ou parabolique est considérée comme la plus favorable pour le soutènement du fait qu'elle se rapproche le plus de celle de la voûte naturelle des terrains. Le cadre trapézoïdal est par contre statiquement la forme la plus mauvaise car les angles sont des endroits de surpression et la bèle ⁽¹⁾ droite est moins résistante qu'une pièce cintrée.

⁽¹⁾ Rappelons que les mineurs appellent « bèle » ou « chapeau » la partie supérieure du cadre formant dessus et milieu de la voûte.

L'augmentation de la résistance est telle qu'un élément cintré pourra toujours supporter plusieurs fois la charge limite d'une poutre droite de même portée et de même profil.

La position des assemblages est déterminée par la direction des pressions. Les coulisses doivent être parallèles à celles-ci pour pouvoir glisser.

Pour les cintres annulaires, il faut au moins quatre points d'assemblage, parfois six dans les grandes sections. Pour les cintres en fer à cheval, deux suffiront le plus souvent.

4. Forme et résistance du profilé

A côté des avantages précités, le soutènement T.-H. Cockerill présente une particularité importante : celle de posséder un moment d'inertie latéral adéquat au soutènement de mines.

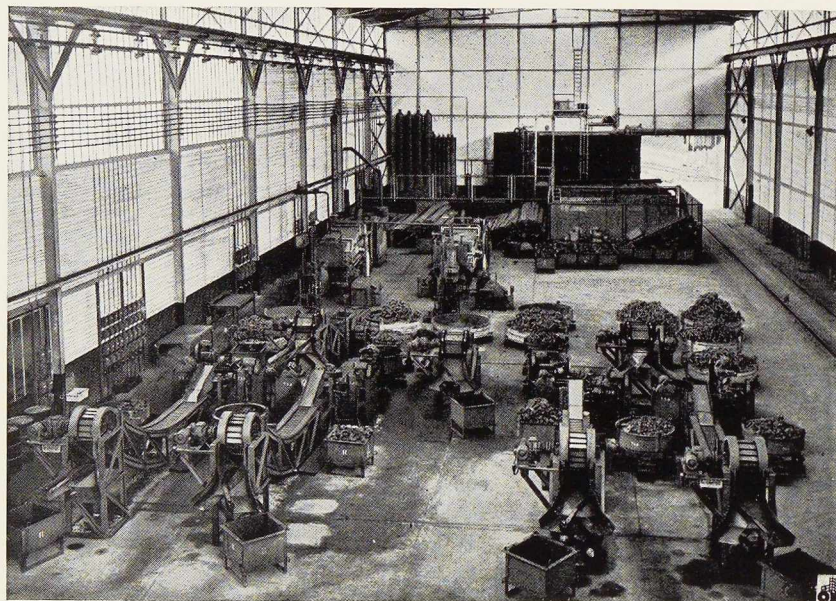


Fig. 167. Atelier de fabrication des soutènements cintrés aux Usines John Cockerill à Seraing.

La poussée des terrains produit dans les éléments du cadre des compressions qui tendent à en produire le flambage. Dans le plan du cadre, l'appui des éléments sur le terrain empêche le flambage. Celui-ci tendra donc surtout à se produire perpendiculairement au plan du cadre. Pratiquement, on constate que les cadres métalliques ordinaires ne périssent pas par flexion vers l'intérieur de la voie, mais par flambage suivant la direction de la voie. Cette observation prouve que le moment d'inertie latéral de ces profilés est insuffisant. Pour remédier à cette faiblesse, on a tenté d'introduire un profil à larges ailes, mais sans résultats intéressants.

Le profilé T.-H. Cockerill possède, à poids égal, un moment d'inertie et un module de flexion transversaux égaux à plusieurs fois ceux des rails ou profilés usuels de soutènement.

5. Fabrication

La fabrication des cintres de mines et des étriers servant à leur assemblage s'effectue par deux chaînes convergentes.

La raison de cette disposition est que le chargement des produits finis pour les expéditions se fait au centre du hall à l'aide de deux ponts-roulants. Le cintrage des éléments du cadre est réalisé à l'aide de presses hydrauliques. L'estampage des étriers est effectué à chaud, également

à l'aide de presses hydrauliques, alimentées par une centrale hydro-pneumatique.

Le hall très vaste permet des manutentions faciles, les wagons entrent avec les pièces brutes d'un côté et en sortent chargés de cadres finis prêts pour expédition.

6. Facilité de montage et récupération

Les cadres T.-H. Cockerill se caractérisent par une grande maniabilité des éléments, dont le poids n'excède jamais 60 kg.

Le montage s'effectue à front, cadre par cadre, sans difficulté, ce qui augmente la sécurité en mauvais terrains.

Pour la récupération, les éléments peu déformés sont redressés par recintringe à froid, tandis que les autres sont recuits puis recintrés.

Actuellement, près de 90 % des charbonnages belges utilisent les cadres T.-H. Cockerill. En une quinzaine d'années, la production totale a atteint près de deux millions de cadres.

A côté des laminaires dont une partie de l'activité est consacrée à la fabrication des cadres de mines, la S. A. John Cockerill a créé un vaste atelier moderne où sont effectuées les opérations de parachèvement. La production mensuelle est actuellement de l'ordre de 40 000 cadres et les installations permettent de l'augmenter sensiblement.



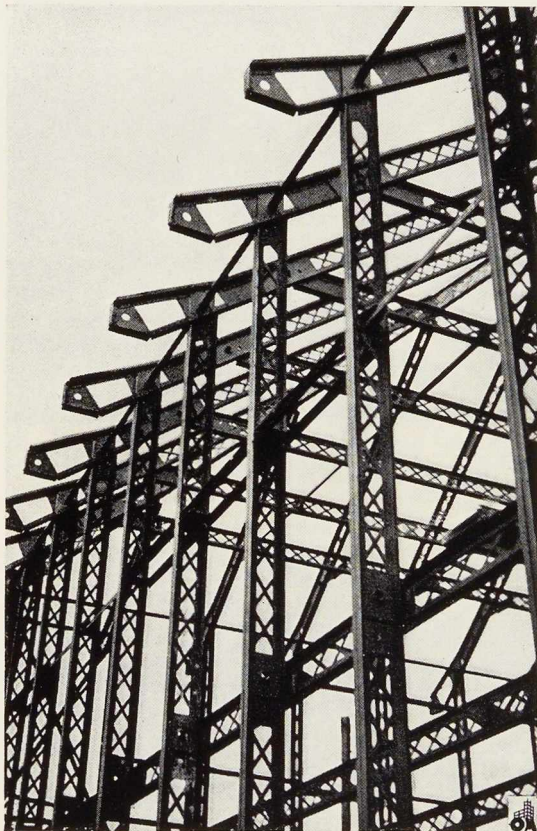


Fig. 168. Assemblage des montants aux arbalétriers et tube de contreventement.

La maison « Trusteel » n'est pas une maison préfabriquée, démontable, mais une maison permanente construite autour d'une ossature d'acier spécialement étudiée et composée d'éléments standardisés (fig. 173).

L'avantage de cette ossature est son montage très rapide, qui permet d'être sous toit en un ou deux jours, sans nécessiter des outils spéciaux ou engins de levage; dès ce moment, tous les corps de métiers, menuisiers, plombiers, électriciens, plafonneurs, etc., travaillent dans des conditions meilleures; leur travail est bien fait et plus rapidement.

L'ossature métallique des grands bâtiments, composés de profilés lourds, laminés à chaud, ne peut convenir dans le cas d'une simple maison d'habitation construite avec un outillage plus modeste: il faut, entre autres conditions, qu'aucune pièce ne dépasse le poids permettant une mise en place aisée. L'ossature d'un bloc de deux

La maison à ossature métallique "Trusteel"

maisons jumelées, à un étage, ne comporte que 2 400 kg d'acier.

Les éléments de l'ossature « Trusteel » sont de petites poutres triangulées d'environ 15 cm de hauteur, formées de profilés légers laminés à froid: les membrures et diagonales sont rivées entre elles et aux extrémités des poutres ainsi constituées sont prévus de larges tenons en tôle, pouvant s'engager dans une mortaise ménagée dans la poutre adjacente. Le tenon et les deux joues de la mortaise sont percés d'un trou dans lequel on force une goupille expansible, simplement constituée par un tube fendu. La clef de montage est ainsi supprimée et remplacée par un simple maillet de bois.

La fondation du bâtiment consiste en une dalle de béton, faiblement armée, coulée sur béton de briquillons. Le long des bords de cette dalle, on pose les U renversés servant de base à l'ossature et sur l'âme desquels ont été soudées des ailes

en tôle, perpendiculaires à la longueur de la pièce, et distantes d'environ 84 cm (2'9"). Ces ailes sont destinées à s'engager dans une mortaise existant à la base des montants, qui y seront fixées par une goupille expansible (fig. 169). Les poutres de l'étage sont assemblées de la même façon aux montants par une aile terminale s'engageant dans une mortaise se présentant dans ceux-ci à hauteur voulue.

Le contreventement (fig. 171) est assuré par des tubes horizontaux qui, aux assemblages, s'engagent sur les extrémités dépassantes des goupilles expansibles, unissant deux montants voisins. La ligne de tubes qui se forme ainsi, à un certain niveau, est traversée de part en part par un tube plus mince, fileté à ses deux extrémités, afin de serrer l'ensemble et de solidariser tous les éléments du bâtiment. Dans les panneaux d'angle, le contreventement est renforcé par des cadres, fixés aux montants, constitués de deux tubes horizontaux et deux tubes diagonaux soudés. Aux endroits des baies, la rigidité d'ensemble est encore augmentée par les profilés, seuil et linteau, destinés à recevoir le châssis ou le chambranle métallique.

La toiture est également construite avec des poutres triangulées : la figure ci-contre (fig. 170) montre comment sont assemblés la faîtière, les deux arbalétriers de la dernière ferme et les arêtiers. Au bas des versants, le profil des arbalétriers s'amplifie pour former coyau (fig. 168) et soutenir, en porte-à-faux, la gouttière et la visière. Cette dernière est réalisée par une tôle agrafée sous le toit.

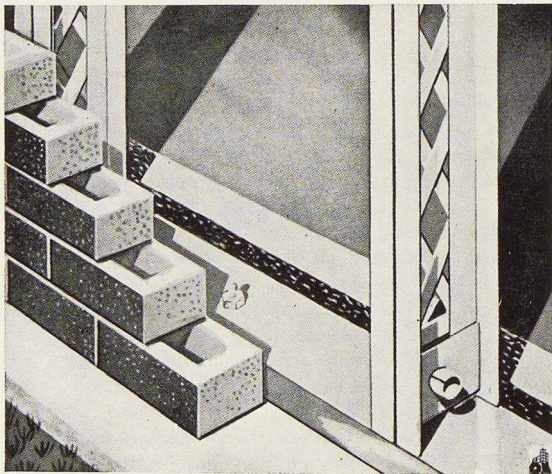


Fig. 169. Assemblage du fer U de fondation et d'un montant.

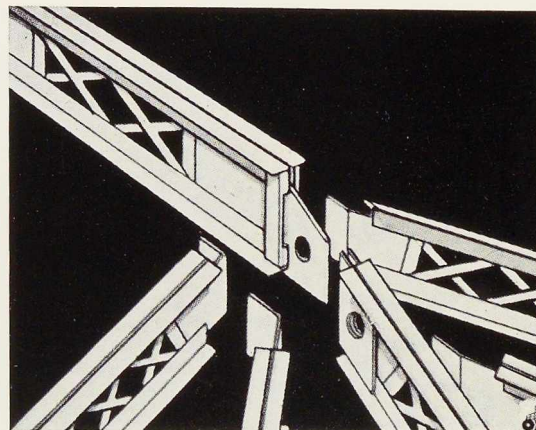


Fig. 170. Assemblage de la faîtière et des arbalétriers.



Fig. 171. Tube de contreventement et (à gauche) cadre de renforcement.

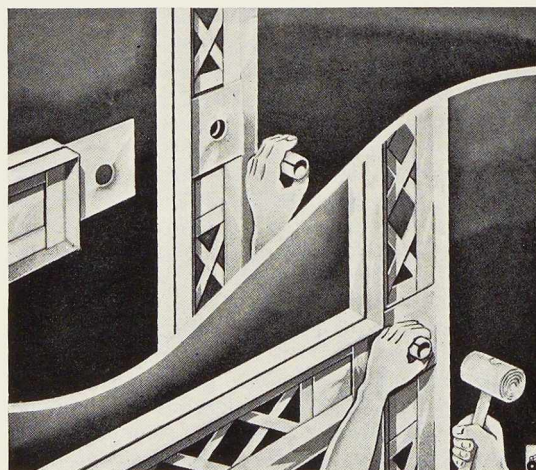


Fig. 172. Assemblage d'un montant et d'une poutre.



La couverture peut être réalisée en tuiles de terre cuite ou de béton : leur partie supérieure recourbée s'agrafe dans les pannes métalliques creuses, de manière à supprimer tout clouage. On obtient ainsi une rapidité de pose remarquable.

Enfin, dans un but d'allègement de l'entrait, celui-ci est suspendu au sommet de la ferme par un tirant réglable au moyen d'un tendeur (fig. 174).

La carcasse métallique ainsi réalisée est habillée extérieurement de maçonnerie, de béton ou de métal et intérieurement de bois déroulé, de plâtre, de métal ou tout autre matériau approprié, ce qui laisse à l'architecte une grande liberté de choix.

Les murs extérieurs et intérieurs étant creux, toutes les canalisations ou tuyauteries peuvent être cachées et l'isolation thermique et acoustique est assurée par un bourrage en laine de verre ou de laitier.

D'autre part, l'annexe sans étage, comprenant un porche couvert, un débarras et un local ser-

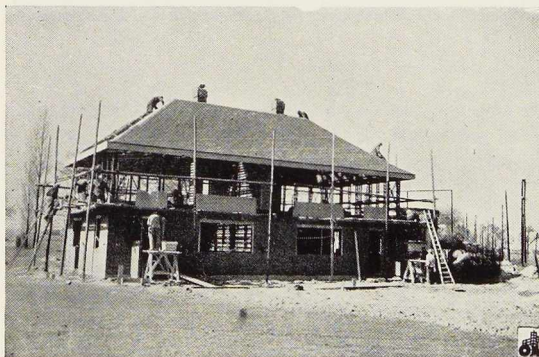


Fig. 173. Vue d'une maison « Trusteel » en cours de construction. On notera la construction simultanée des murs extérieurs et de la toiture.

vant de réserve à charbon, protège partiellement le mur de façade du froid extérieur.

Les nombreuses maisons bâties en Angleterre, à Derby, à Northampton, Bletchey, à Ringmer, suivant ce système, sont du type « jumelé ». Le mur mitoyen qui sépare les deux maisons d'un même bloc est double (fig. 174), c'est-à-dire que ses montants sont constitués de deux poutres triangulées posées côte à côte : dans le vide intérieur de ce mur, qui atteint donc 30 cm, est coulé

un béton maigre de laitier qui enrobe le métal et assure une bonne isolation acoustique et une résistance appréciable à l'incendie.

En Belgique, ce système a déjà été appliqué : citons notamment une maison du même type, moins l'annexe, bâtie à Woluwe-Saint-Etienne, par la Société Genco, d'Anvers.

Au point de vue aspect, une maison « Trusteel »

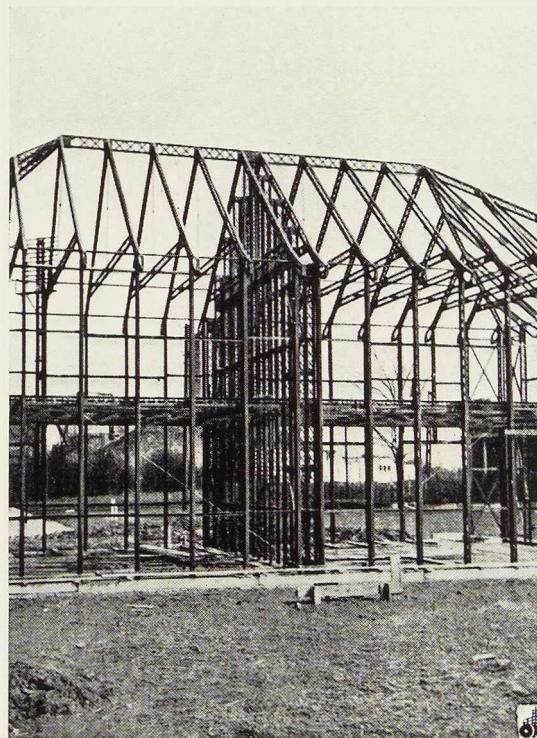


Fig. 174. Ossature du mur mitoyen. On remarque les tirants soutenant le milieu des entrails.

ne diffère en rien d'une maison construite suivant les méthodes traditionnelles, car son ossature métallique est entièrement cachée, mais la construction en a pu être terminée en moins d'un tiers du temps habituellement nécessaire pour un bâtiment de même importance.

Le prix de revient s'en ressent directement et parmi les nombreux types « non-traditionnels » bâtis en Angleterre depuis la libération, la maison « Trusteel » s'est avérée la moins chère.

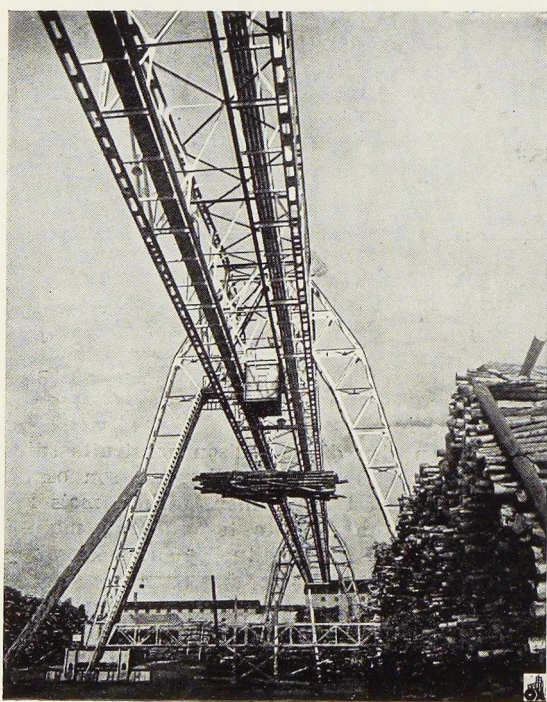
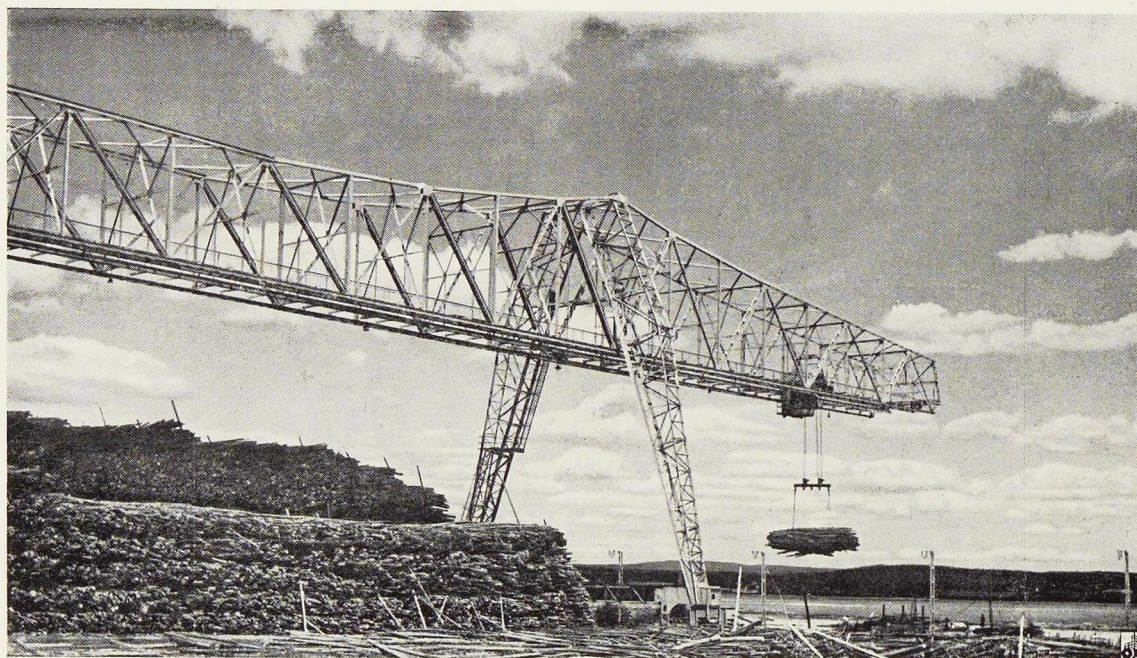


Fig. 175. Elévation du pont-portique de 300 mètres de longueur construit à Sundsvall (Suède).

Fig. 176. Vue d'enfilade du pont-portique montrant les maîtresses-poutres et les béquilles inclinées.



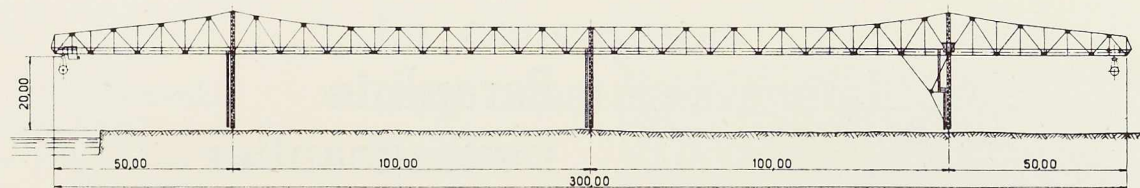


Fig. 177. Elévation du pont-portique de 10 tonnes installé aux usines de l'Ostrands Sulfatfabrik à Sundsvall.

Pont-portique à Sundsvall (Suède)

La Suède compte parmi les plus importants pays exportateurs de la pulpe de bois. En 1939, le pays a exporté plus de 2,3 millions de tonnes

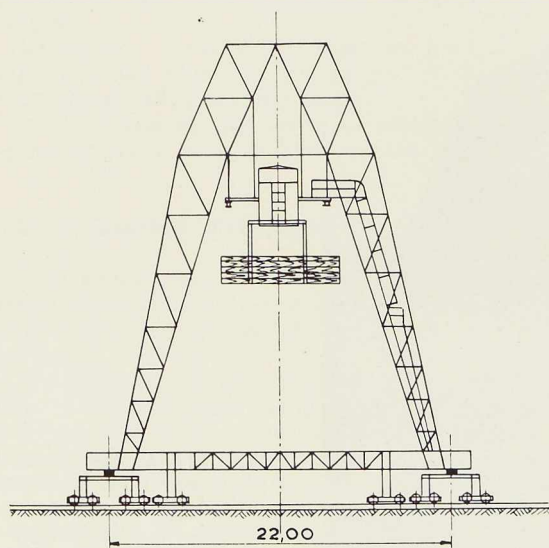


Fig. 178. Coupe transversale du pont-portique à béquilles inclinées, dont la largeur à la base est de 22 mètres.

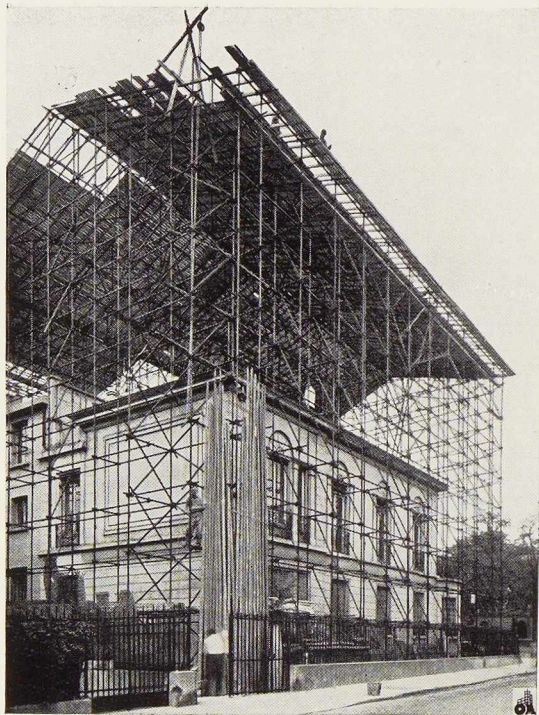
de cette matière. De nombreuses usines s'occupent de la transformation du bois en différentes sortes de pâtes.

La Société *Svenska Cellulosa Aktiebolaget* est la plus importante société européenne de la cellulose et du bois. Elle possède plusieurs usines fabriquant la pâte à papier. Parmi ses établissements se trouve l'usine *Odstrands Sulfat-Fabrik*, située à Sundsvall à 400 km environ du Nord de Stockholm. Pour la manutention du bois, cette usine a installé, il y a quelque temps, un pont-portique métallique dont les caractéristiques méritent d'être signalées.

Cet ouvrage, construit par la Société *A. B. Landsverk*, de Landkrona (près de Malmö), a une longueur totale de 300 mètres. Le système portant est constitué par deux maîtresses-poutres en treillis prenant appui sur trois chevalets en treillis, à béquilles inclinées. Ces chevalets se déplacent sur trois rails (distants de 100 mètres l'un de l'autre), un pour chaque appui. La largeur à la base des chevalets est de 22 mètres.

Le pont-portique comporte deux porte-à-faux (un à chaque extrémité) de 50 mètres de portée. Le déplacement longitudinal est assuré par trois moteurs électriques, dont la vitesse est synchronisée. La capacité de levage du pont-portique est de 10 tonnes.





Parapluie pour chantier de construction

Pour protéger contre les intempéries, un chantier de surélévation d'hôtel près de Paris, on a utilisé un parapluie sur tubes d'acier. La surface couverte par les fermes de cet échafaudage, dont la portée libre est de 15^m50, atteint 616 m². La hauteur de l'échafaudage sous entrants est d'environ 7 mètres. Pour réaliser ce travail, il a été mis en œuvre près de 9 000 mètres de tubes en acier de 40-49 mm soudés par rapprochement et assemblés par les colliers et accessoires « Mills ».

Ces travaux ont été exécutés par la Société des Echafaudages Tubulaires Mills, de Saint-Ouen (Seine).

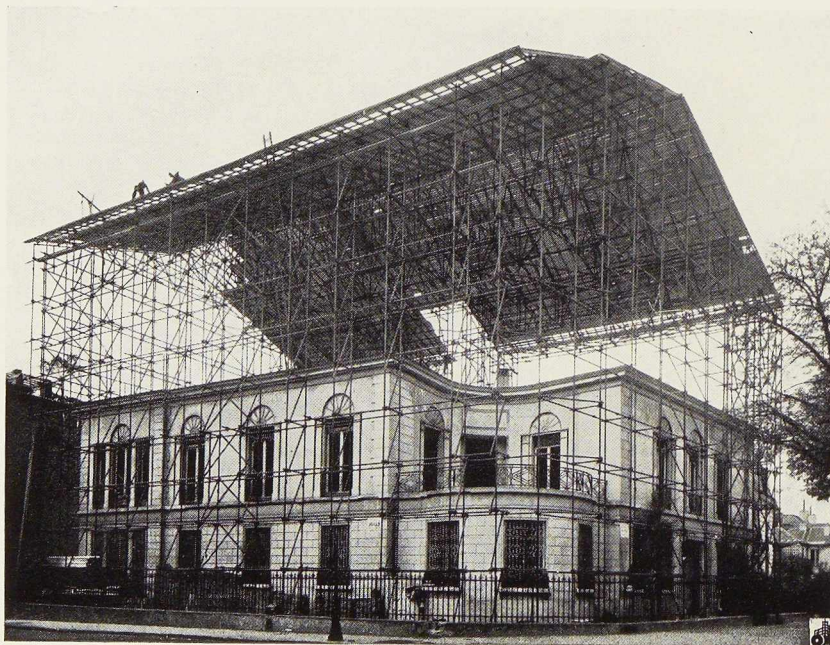


Fig. 179 et 180. Parapluie en tubes d'acier utilisé pour protéger contre les intempéries un chantier de surélévation d'hôtel à Neuilly-sur-Seine.

Photos Chevojon.



J. Dutheil,
Ingénieur A. & M. et I. E. G.,
Lauréat
de l'Académie des Sciences
Dijon (France)

La conception des ossatures métalliques basée sur la déformation plastique

Depuis une vingtaine d'années, la plasticité de l'acier et son introduction dans la détermination des ossatures métalliques en acier doux, ont donné lieu à de très nombreux articles dans la presse technique du monde entier.

Cet important problème ne pouvait laisser indifférent les techniciens de la construction métallique. Il devait d'ailleurs fatalement, dès le début, rencontrer une certaine opposition due pour une grande part à l'attachement naturel des ingénieurs à la théorie de l'élasticité, base classique de la résistance des matériaux. Son extrême complexité pouvait aussi justifier un certain scepticisme. La première place qu'il occupait dans le programme de travail du Congrès de 1936 de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, a suscité un très vif intérêt; il était posé pour la première fois et en quelque sorte officiellement, à l'attention des constructeurs.

Il en est résulté des conclusions un peu hâtives, qui ont eu pour effet de refroidir un optimisme exagéré.

Au dernier Congrès de Liège, en septembre 1948, il n'était plus à l'ordre du jour, et il n'en a été question qu'accessoirement.

Il n'a cependant rien perdu de son intérêt, et sans doute est-il utile de faire le point.

I. Le phénomène d'adaptation

Nous pensons que ce phénomène est suffisamment connu pour qu'il soit inutile d'en exposer le processus dans son détail. En gros, il consiste en ceci :

Les différents éléments constitutifs d'une ossature métallique sont obligatoirement soumis, pour des raisons de construction, à des tensions très différentes. Si l'on excepte quelques cas d'instabilité, tels que le flambement et le déversement, pour ne citer que les principaux, ces tensions restent proportionnelles, dans la limite de l'état élastique, au moins avec l'approximation inhérente à la loi de Hooke. Mais dès qu'on dépasse la limite de l'état élastique, la loi de

Hooke n'est plus valable, les tensions ne sont plus proportionnelles, les plus grandes se fixent les premières à la limite d'écoulement du métal, il en résulte des déformations plastiques, qui ont pour effet de surcharger les fibres les moins contraintes, qui soulagent ainsi celles qui le sont plus. On dit qu'il y a adaptation de la matière. Cette adaptation est favorable à la stabilité. La ruine du système est, sauf cas exceptionnel, précédée d'une évolution plastique plus ou moins avancée, dans laquelle le diagramme des tensions de l'état élastique est profondément modifié.

Il en résulte que la contrainte admissible n'est pas un critère de la sécurité. Une étude saine de la sécurité ne peut pas négliger cette circonstance.

Ceci suppose bien entendu que le matériau présente une limite d'écoulement avec un palier de ductilité suffisant, ce qui est bien le cas pour l'acier doux. On sait que c'est grâce à cette propriété précieuse qu'on peut justifier certaines règles simples, employées pour la résolution de certains problèmes devant lesquels la théorie de l'élasticité a échoué : assemblages rivés, barres percées de trous, tensions internes de laminage, etc., de sorte que certains projeteurs font de l'adaptation sans le savoir. Ce sont là des lieux communs, et nous n'insisterons pas.

Quand il s'agit de poutres fléchies, le phénomène d'adaptation intervient suivant deux processus : entre les fibres d'une même section, et entre les fibres de deux sections différentes. Dans les systèmes isostatiques, le premier seul est à considérer, dans un système hyperstatique, les deux se cumulent, mais ils restent pratiquement indépendants.

II. Adaptation dans la section

Dans une barre prismatique fléchie, à l'état élastique, et dans l'hypothèse classique de la conservation des sections planes, la répartition des tensions est linéaire. Dans cette même hypothèse, lorsque le moment des forces extérieures

augmente, les fibres les plus éloignées de l'axe neutre atteignent successivement la limite d'écoulement R_e , et leur tension se fixe à cette valeur, tant que l'allongement maximum du palier de ductilité n'est pas dépassé. Si l'on néglige le phénomène de raffermissement qui fait suite au palier de ductilité, ce qui revient à admettre que le palier de ductilité a une longueur infinie, on connaît le diagramme des tensions dans la section à l'état élasto-plastique qui a l'allure de la figure 181 pour une section symétrique.

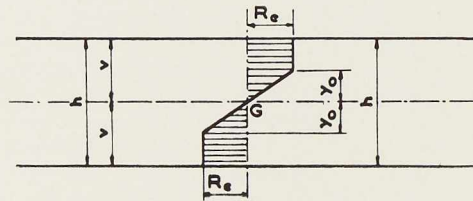


Fig. 181.

Il est alors possible de calculer le moment résistant correspondant à un allongement donné.

C'est la théorie simplifiée de la plasticité en flexion, qui peut être considérée comme classique.

On retrouve cette théorie à la base de toutes les études sur la plasticité. Elle correspond au diagramme idéal tension-allongement OAB de la figure 182, le diagramme réel ayant l'allure OACD.

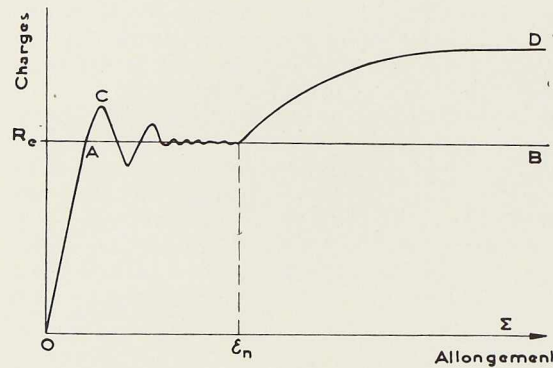


Fig. 182.

Quant au diagramme moment-allongement il a l'allure OAB de la figure 183. La courbe AB est tangente en A à la droite OE des déformations

élastiques. Au point A correspond le moment élastique défini par :

$$M_e = \frac{I}{v} R_e.$$

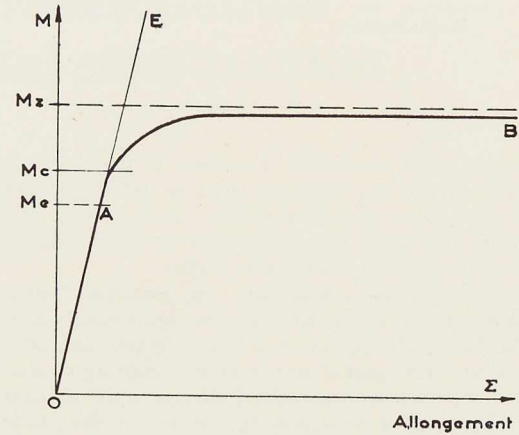


Fig. 183.

L'horizontalité d'ordonnée M_z est asymptote de la courbe AB. M_z est le *moment limite* du moment résistant maximum de la section, qui correspond au diagramme des tensions dans la section, de la figure 184. Ce diagramme est évidemment purement théorique, puisque la hauteur du noyau élastique ne peut être nulle que pour une courbure infiniment grande. Cette interprétation de l'adaptation dans la section est connue sous le nom d'*ancienne condition d'écoulement*, par opposition avec la *nouvelle condition d'écoulement*. Dans cette nouvelle condition d'écoulement, on considère que le point C du diagramme de traction figure 182 correspond à une *limite supérieure d'écoulement*, alors que la tension R_e qui correspond au palier de ductilité est dénommée *limite inférieure d'écoulement*.

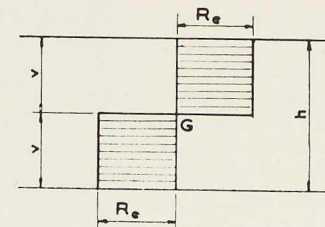


Fig. 184.



Certains auteurs ont cru constater un phénomène analogue en flexion, et ont prétendu qu'il se produisait un relèvement réel de la limite d'écoulement, en l'attribuant à l'hétérogénéité du champ de tension en flexion, ce qui expliquerait l'influence de la forme de la section. Nous ne reprendrons pas la controverse à laquelle a donné lieu cette théorie, elle ne présente d'ailleurs qu'un médiocre intérêt.

Pour nous, l'apparition d'une limite supérieure d'écoulement dans l'essai de traction, quoique étant réelle, et quelles que soient les raisons qu'on puisse lui donner, est avant tout un phénomène d'instabilité à grande dispersion, sur lequel le constructeur ne peut fonder raisonnablement une méthode de calcul. Quant au relèvement de la limite d'écoulement de l'acier doux en flexion, on ne peut en donner d'explication physique plausible. Les références à l'expérience qui prétendent le justifier prennent en général comme limite de l'état élastique, l'apparition des lignes de cession (lignes de Lüder ou de Hartman). Or on sait qu'on relève des déformations permanentes bien avant l'apparition de ces lignes de cession, et c'est bien la constatation de ces déformations permanentes qui constitue le critère réel du dépassement de l'état élastique.

La nouvelle condition d'écoulement a donné lieu à des conceptions mathématiques, telles celle de Kuntze et de Prager, qui ne sont que des hypothèses, non confirmées expérimentalement. En réalité la détermination expérimentale du point de tangence A de la figure 183 est extrêmement difficile, car la courbe s'écarte très doucement de sa tangente, aussi est-il nécessaire de faire des mesures d'allongement extrêmement précises.

Dans son *Traité de Plasticité*, M. Van Iterson remarque que le pourcentage de relèvement mesuré diminue à mesure qu'on a pu observer avec plus de précision les premiers indices de plastification. Ce pourcentage qui était évalué de 35 % à 45 % par les expériences de Thum et Veurderlech en 1932, tombe à 0 dans les expériences de Bolleaurath et Schmied en 1938.

Il convient donc de s'en tenir à l'ancienne condition d'écoulement, quitte à vérifier sa concordance avec l'expérience. Ceci étant posé, il n'en résulte pas moins que la comparaison des diagrammes des figures 182 et 183 fait ressortir que les phénomènes de traction et de flexion sont différents, alors que la théorie de l'élasticité les confondait. On est donc conduit à reviser la notion de sécurité en flexion, telle qu'elle était conçue en élasticité.

On peut remarquer sur ce point la concordance

de la conception de tous les auteurs qui se sont attachés à résoudre cette question : tous prennent comme base le moment limite M_z correspondant au diagramme de tensions de la figure 184.

Si P_z est la charge qui dans une poutre isostatique produit le moment limite M_z , la charge admissible sera $P_a = \frac{P_z}{s}$ étant un certain coefficient de sécurité.

Cette conception est évidemment critiquable, car le moment limite M_z ne peut être atteint qu'après une très grande déformation et la poutre devient impropre à son emploi, bien avant cet état de ruine théorique. Le coefficient s ne donne aucune indication précise sur le degré de sécurité réel. On peut remarquer également que cette grande déformation s'écarte des limites de validité de la résistance des matériaux qui pose en principe que les déformations sont négligeables quant à leur influence sur l'état d'équilibre. Enfin, on peut douter de ce que le principe de la conservation des sections planes puisse rester valable dans une évolution plastique aussi avancée. Or c'est précisément l'hypothèse fondamentale qui permet de calculer M_z . Il n'est donc pas certain que la valeur de M_z soit confirmée expérimentalement, surtout si l'on fait intervenir le facteur temps. A un autre point de vue quelle valeur donner au coefficient de sécurité s pour obtenir des résultats acceptables pour toutes les formes de section ? Certains auteurs n'ont pas hésité à poser l'équation de dimensionnement :

$$M = \frac{I}{v} R_a \Phi \quad (1)$$

expression dans laquelle :

M = moment maximum des forces appliquées

$\frac{I}{v}$ = module de résistance de la section

R_a = contrainte admissible de traction

Φ = coefficient défini par $\Phi = \frac{M_z}{M_e}$

M_e étant le moment élastique :

$$M_e = \frac{I}{v} R_e.$$

En remarquant que Φ est, pour une forme de section géométrique définie, et qu'il peut varier de 1 à 2,3, on voit à quoi peut entraîner l'équation (1).

On est bien obligé de conclure qu'avec cette



conception du moment limite, il est impossible d'aboutir à une doctrine cohérente de la sécurité.

La conception que nous avons développée dans notre exposé du 17 juin 1947, à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics à Paris (*Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 2, janvier 1948) procède d'une idée différente.

L'examen des diagrammes des figures 182 et 183 montre que si pour une barre tendue tout dépassement de la limite d'écoulement est dangereux, il n'y a au contraire aucun inconvénient à dépasser légèrement et localement cette limite d'écoulement dans le cas de la barre fléchie.

Le fait que la courbe AB de la figure 183 s'écarte très lentement de sa tangente, peut s'interpréter comme un relèvement de la limite d'écoulement en flexion. Il n'est pas nécessaire que ce relèvement soit réel, il suffit de l'admettre dans une limite raisonnable, et de déterminer cette limite pour qu'il n'en résulte aucun inconvénient.

Cette détermination ne peut être qu'empirique, on s'est trouvé devant le même problème quand on a voulu définir la limite élastique conventionnelle de l'acier, dans l'essai de traction. La norme AO3-001 du 28 février 1943 définit cette limite élastique conventionnelle par un allongement rémanent de 0,2 % (ou de 0,1 % pour certains aciers à haute résistance).

Nous avons été amenés, dans un même ordre d'idées, à définir le *moment de limite élastique conventionnelle*, ou *moment critique*, par la limitation de l'allongement résiduel à 7,5 % de l'allongement élastique. Ce pourcentage de 7,5 % est justifié par un ensemble de considérations développées dans notre exposé du 17 juin et que nous résumons brièvement :

a) Flèche résiduelle

A un allongement résiduel de 7,5 % correspond une flèche résiduelle variable avec la forme de la charge appliquée, mais qui est \leq 7,5 % de la flèche élastique. Dans le cas, par exemple, d'une charge concentrée au milieu d'une poutre à deux appuis simples, la flèche résiduelle correspondant au moment critique n'est que de 1,3 % de la flèche élastique, cette flèche résiduelle est pratiquement imperceptible. Dans les cas de charges les plus courantes, la flèche résiduelle ne sera guère que de 3 à 4 % de la flèche élastique, c'est-à-dire du même ordre de grandeur que les erreurs qui peuvent se produire dans le calcul des flèches élastiques pour de multiples raisons.

b) Rapport des moments de la couche plastique et du noyau élastique

L'état de tension correspondant au moment critique est tel que le moment du noyau élastique et celui de la couche plastique sont du même ordre de grandeur. Pour la section rectangulaire, il y a même égalité. On conçoit donc que jusqu'au moment critique, le phénomène de flexion conserve un caractère pseudo-élastique.

c) Rayon de courbure résiduelle

Suivant les formes de section, le rayon de courbure résiduelle correspondant au moment critique, varie de 4 000 à 6 000 fois la hauteur de la pièce. Il ne semble pas qu'il puisse en résulter un inconvénient quelconque.

d) Stabilité

Jusqu'à la valeur de moment critique, l'allongement n'est pas sensible à la vitesse de charge. Pour une section déterminée et une nuance donnée, le moment critique est une caractéristique stable.

Sans insister davantage, nous dégagerons seulement les avantages de cette conception du moment critique M_c sur celle du moment limite M_z .

La déformation correspondant au moment critique, est de l'ordre de grandeur des déformations élastiques, on reste ainsi dans les limites de validité de la résistance des matériaux.

Le moment critique peut toujours être atteint, il correspond réellement à la limite dangereuse, car il fixe le début des grandes déformations susceptibles de rendre la poutre inutilisable.

L'application d'un coefficient de sécurité par rapport à cet état critique donne donc bien la mesure du degré de sécurité. Quant au choix du coefficient de sécurité à adopter, il est immédiat

c'est $s = \frac{R_e}{R_a}$, rapport de la limite d'écoulement à la contrainte admissible d'une barre tendue. La conception de la sécurité est ainsi parfaitement cohérente.

Remarquons enfin que si pour une section déterminée on connaît le moment critique M_c , c'est-à-dire par définition le moment jusqu'auquel la déformation peut être considérée sans erreur appréciable, comme linéaire, la prise en compte de l'adaptation de plasticité se traduisant, en définitive, par des calculs classiques d'élasticité, il n'y aura aucune difficulté d'application.



Le rapport :

$$\Psi = \frac{M_c}{M_e}$$

définit le *coefficient d'adaptation dans la section*.

La valeur de Ψ variable avec la forme de la section, sera facilement calculable, et l'équation de dimensionnement (1) de l'ancienne conception sera remplacée par :

$$M = \frac{I}{v} R_a \Psi. \quad (2)$$

Nous donnons dans le tableau ci-dessous les valeurs de calculées pour différentes sections courantes. Par rapport à l'orientation figurée, le coefficient Ψ est valable pour la flexion dans un plan vertical.








SECTION	Ψ	SECTION	Ψ	SECTION	Ψ
	1,425	I PN	1,080	C PN	1,080
	1,300	I ailes //	1,060	C ailes //	1,080
	1,200	I H {	léger 1,060	L } 1,285	
	1,200		normal 1,100		
	1,250		e faible 1,100		
			1/10 1,120		

TABLEAU I. — Valeurs de Ψ calculées pour différentes sections courantes

Confrontation expérimentale

Des essais de flexion sur barres d'acier doux carrées recuites et rabotées ont été exécutés en septembre 1946 au Laboratoire de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics à Paris. Ces essais ont été effectués à moment constant. Ils ont permis de constater que dans le début de l'état élasto-plastique, les hypothèses de la théorie simplifiée de la plasticité sont très sensiblement vérifiées. Il y a concordance entre les mesures de courbure et d'allongement, si l'on prend la moyenne des allongements. Ensuite dans l'évolution plastique avancée on a constaté des divergences, ainsi qu'il fallait s'y attendre. Le moment critique que nous avons défini se trouvait toujours dans la zone de concordance, et l'allongement résiduel qui lui correspondait était assez exactement de 7,5 %.

On peut en conclure :

a) Qu'il n'y a pas relèvement réel de la limite élastique dans la flexion de l'acier doux;

b) Que la valeur du moment critique $M_c = M_e \Psi$ est stable et peut être prise comme base de calcul suivant l'équation de dimensionnement (2).

Remarque

Plus que le diagramme moment-allongement, c'est le diagramme moment-flèche qui, dans la pratique, intéresse le constructeur.

La sollicitation sous moment constant étant assez rare, il en résulte que dans la plupart des cas, la flèche résiduelle correspondant au moment critique sera notablement inférieure à 7,5 % de la flèche élastique. Dans la sollicitation sous charge concentrée au milieu par exemple, cette flèche résiduelle n'est plus que de 1,3 %, elle est dans ce cas à peu près impossible à déceler expérimentalement.

Nous citerons en exemple les essais effectués aux Laboratoires de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, sur l'initiative de M. Caquot, et dans un but d'ailleurs bien différent.

Des essais de flexion sous charge concentrée au milieu ont été faits sur 29 barres d'acier doux rond, de diamètre variable de 6 à 25 mm, avec tracé des diagrammes charge-flèche. On a constaté une déformation linéaire, jusqu'à une valeur moyenne de la charge supérieure de 38 % à la charge de limite élastique. Ce relèvement apparent de la limite élastique, calculé par notre théorie, est de 30 %. Cette différence, qui confirme d'ailleurs la sécurité de notre calcul, provient avant tout de la difficulté de mesures précises dans de tels essais.

Moment critique en flexion composée

Si la poutre considérée, au lieu d'être simplement fléchie subit simultanément une compression axiale, on conçoit qu'il puisse en résulter une réduction du moment critique. On peut, dans ce cas, l'exprimer sous la forme simple suivante :

$$M_c = \frac{I}{v} (R_e - R) \Psi \quad (3)$$

R étant la compression unitaire.

On trouvera en annexe de notre exposé du 17 juin, la justification de cette expression, qui est d'ailleurs entièrement confirmée par l'expérience.



Ainsi, l'adaptation de plasticité peut être prise en compte simplement, dans tous les problèmes relatifs aux barres comprimées, ce qui permet leur solution complète dans le cadre d'une conception cohérente de la sécurité.

III. Adaptation entre sections

Nous avons vu que dans les systèmes hyperstatiques, ce phénomène se cumule avec celui de l'adaptation dans la section. Ses conséquences pratiques sont beaucoup plus importantes, mais son analyse infiniment plus complexe. Il semble bien que la prudence indispensable avec laquelle on doit avancer dans un domaine encore à peine exploré, ait été dans bien des cas perdue de vue. Des conclusions hâtives, dangereuses même, ont été tirées, qui justifient sans doute une certaine méfiance.

En s'appuyant sur le fait expérimental de la tendance à l'égalisation des moments dans un système hyperstatique composé de poutres fléchies, en admettant la formation de rotules plastiques dans les différentes sections où le moment limite M_z est atteint, on aboutit à la méthode bien connue dite « par égalisation des moments », qui constitue la base de la plupart des travaux sur la plasticité. Dans notre exposé du 17 juin, nous avons montré que sous la forme un peu trop simple qu'on est tenté de lui donner, elle peut conduire à des absurdités.

S'il s'agit de charges non pas complètement inertes, mais variables, même très lentement et dans un ordre quelconque, comme c'est le cas le plus général, dans les ossatures de bâtiment par exemple, elle ne garantit pas contre le phénomène du cumul des rotations plastiques, qui peut amener à l'allongement de rupture après un très petit nombre d'alternances (une dizaine environ). Il ne faut pas confondre ce phénomène avec celui de la rupture par fatigue et qui ne se produit qu'après un nombre d'alternances beaucoup plus élevé (voir notre exposé du 17 juin).

Dans le *Bauingenieur* (1932), H. Bleich établit les principes du dimensionnement des systèmes hyperstatiques soumis à des charges variables ou mobiles. La démonstration de la loi qu'il posa fut généralisée par E. Melan dans les publications préliminaires du deuxième Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, 1936.

F. Bleich, dans un article intitulé : « La ductilité de l'Acier (*Ossature Métallique*, février 1934), explique d'une façon plus claire le processus de la loi de H. Bleich, et c'est de ces

considérations que nous avons tiré la *condition de détente élastique*.

On peut faire sur la théorie de H. Bleich une remarque intéressante. Elle aboutit, en fait, à l'égalisation des moments, non plus sur le diagramme correspondant à un cas de charge déterminé, comme la méthode par égalisation des moments, mais sur le diagramme enveloppe de tous les cas de charges possibles. De cette remarque on peut tirer une méthode de calcul assez simple du moment de détente élastique théorique.

Cependant malgré tout l'intérêt présenté par cette théorie et que nous tenons ici à souligner, elle ne peut être considérée comme constituant à elle seule une méthode générale de détermination des constructions hyperstatiques. Elle ne garantit que contre un risque : celui du cumul des rotations plastiques, et malheureusement il y en a d'autres.

Dans le cas de charges inertes, il résulte de la remarque qui précède, qu'elle s'identifie avec la méthode par égalisation des moments et donne donc lieu aux mêmes critiques. Il en est de même s'il s'agit d'une seule charge roulante sur une poutre continue par exemple.

Si d'ailleurs on ne considère que le risque du cumul des rotations plastiques, on peut s'attendre à ce que l'expérience ne confirme pas exactement la théorie de H. Bleich. Le mécanisme de formation des rotules plastiques, tel qu'il est admis, est loin de correspondre à la réalité; le moment à la première rotule est en effet supposé constant et égal à M_0 , alors qu'en fait il continue à croître, les rotations sont supposées entièrement plastiques alors qu'elles sont partiellement élastiques, etc. On peut donc s'attendre à ne déceler expérimentalement le phénomène du cumul des rotations plastiques que pour une charge réelle supérieure à la charge théorique. Et c'est bien cette conclusion qu'on peut tirer des essais de Klöppel (Rapport final, deuxième Congrès de l'A. I. P. C., 1936). Dans cet essai la charge théorique de cumul de Bleich se calculait à 4 320 kg. Or la poutre essayée a pu supporter une charge de 5 830 kg, soit supérieure de 35 % à celle de Bleich, avec une flèche encore stable au bout de 500 000 cycles.

En 1938 M. Colonnetti a mis au point une théorie complète de l'équilibre élasto-plastique. Cette méthode est extrêmement intéressante car elle a une base scientifique indiscutable, et fournit un précieux moyen d'investigation. Malheureusement elle ne s'applique qu'aux systèmes à évolution plastique croissante et de ce fait ne tient pas compte du cumul des rotations plas-



tiques, ce qui limite considérablement son champ d'application. Par ailleurs, même dans des cas simples, elle conduit à des complications mathématiques telles que sous sa forme actuelle on ne peut songer à en proposer l'emploi dans un bureau d'études industriel.

La méthode par adaptation contrôlée

De l'examen des différentes conceptions proposées pour la prise en compte de la ductilité de l'acier dans les systèmes hyperstatiques, on pouvait conclure qu'aucune ne pouvait être considérée comme constituant à elle seule une méthode générale de calcul, mais que chacune contribuait à éclaircir la question, en établissant l'existence de principes fondamentaux propres à être exploités. Mais on ne pouvait envisager d'entrer dans la voie des applications industrielles qu'après avoir déduit de ces principes fondamentaux, en les complétant au besoin, des conditions pratiques de vérification de la stabilité, suffisamment simples, et qui soumises au contrôle de l'expérience, soient considérées comme présentant une garantie indiscutable, dans le cadre d'une conception rationnelle de la sécurité.

C'est ainsi que nous avons été amenés à présenter la « Méthode par adaptation contrôlée » qui constitue l'objet principal de notre exposé du 17 juin à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, à Paris.

Nous ne reprendrons pas ici l'exposé complet de cette méthode. Nous noterons seulement qu'elle prend pour base la méthode par égalisation des moments, conception la plus simple, mais en posant des conditions de contrôle telles qu'on ne puisse, en aucun cas, demander au phénomène d'adaptation, plus qu'il ne peut donner, ce qui justifie sa dénomination « par adaptation contrôlée ».

Elle admet donc fondamentalement la formation successive de rotules plastiques, mais pose par convention que le moment, à ces rotules, se fixe à la valeur du *moment critique* M_c défini dans le paragraphe qui précède, au lieu du moment limite M_z admis dans la méthode par égalisation des moments. Il est bien évident que cette convention ne correspond pas à la réalité, car dans la première rotule en formation par exemple, le moment peut croître au delà de M_c pour aller jusqu'à M_z . Cela n'a aucune importance car l'erreur commise place en sécurité. L'état critique, c'est-à-dire celui qui correspond à la formation de la dernière rotule avant l'affaissement, correspond ainsi à une *évolution plastique limitée*, cet état critique pourra être effectivement réalisé, et ce n'est que pour une charge supérieure que

la phase des déformations à croissance rapide fera son apparition. Par ailleurs du point de vue simplification des calculs l'intérêt de cette convention fondamentale est évident, elle permet de prendre en compte la double adaptation dans la section et entre sections, tout en ne considérant qu'un système idéal, entièrement à l'état élastique. On pourra, notamment, calculer simplement, et par des calculs classiques, la déformation à l'état critique, cette déformation calculée étant d'ailleurs toujours supérieure à la déformation réelle, ce qui en permettra le contrôle.

Il n'en subsiste pas moins que l'allongement à la première rotule peut atteindre une valeur dangereuse, avant la formation de la dernière rotule. La *condition d'allongement* garantit contre ce danger.

La capacité d'adaptation à la première rotule peut se mesurer à la rotation maximum θ_m dans la section correspondante, à laquelle par la convention qui précède nous supposons appliqué le moment constant M_c . On peut déterminer la valeur de θ_m correspondant à un allongement limité, à une fraction suffisamment petite de l'allongement de striction, par exemple environ 1/7. On y arrive en posant :

$$\theta_m = \frac{\varepsilon_m d}{v}$$

expression dans laquelle :

- ε_m = allongement maximum du palier de ductilité;
- v = distance à l'axe neutre de la fibre la plus éloignée;
- d = distance sur laquelle se produit en réalité l'étalement de l'allongement, et donnée par :

$$d = l_1 \left(1 - \frac{\psi}{\phi} \right)$$

l_1 = distance du point d'inflexion à l'appui.

Sous la charge considérée, on calculera facilement la rotation θ à la première rotule, c'est un problème classique d'élasticité. Il faudra vérifier que :

$$\theta \leq \theta_m.$$

La condition d'allongement est en général satisfaite pour les cas courants de charge. Il ne peut y avoir doute que dans le cas d'une charge concentrée unique dans la travée, et située à proximité d'un appui.

La *condition de déformation* élimine les absurdités auxquelles peut conduire la méthode par égalisation des moments, elle conduit dans les



cas où le cumul des rotations plastiques n'est pas à craindre, à une charge critique très voisine et plutôt inférieure à celle de Colonnetti, et ceci par des calculs de déformations élastiques simples sur des systèmes rendus isostatiques.

Considérons par exemple la poutre continue symétrique à trois travées (fig. 185) avec une charge concentrée P au milieu de la travée centrale. Le moment d'adaptation, c'est-à-dire, calculé dans l'hypothèse d'une égalisation des moments en A, B, C, est :

$$M_a = \frac{Pl}{8}.$$

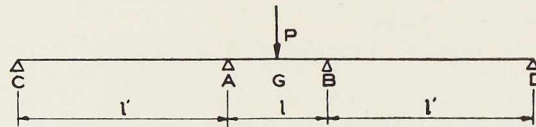


Fig. 185.

Il est donc indépendant de l' , c'est-à-dire des degrés d'encastrement en A et B, de la poutre AB, ce qui est absurde puisque lorsque $l' = \infty$, le moment en G tend vers $\frac{Pl}{4}$; valeur double du moment d'adaptation.

Nous avons montré qu'en contrôlant l'adaptation par une limitation de la déformation, on peut éliminer cette absurdité. Nous avons montré également qu'en considérant la courbe limite de déformation, définie par :

$$y = \frac{M_c}{2EI} x(l-x).$$

on obtient un moment d'adaptation contrôlé donnant une sécurité au moins égale à celle qui est obtenue par la méthode de M. Colonnetti. Cette condition joue dans le cas de faible degré d'encastrement. Dans l'exemple considéré, pour $l' > 0,5 l$ la rotule centrale G arriverait au contact de la courbe limite, avant que les rotules en A et B se soient formées. La condition de déformation s'écrit :

$$\frac{Pl^3}{48EI} - \frac{M_c l^2}{8EI} + \left(\frac{Pl}{4} - M_c \right) \frac{l'}{6EI} = \frac{M_c l^2}{8EI}$$

d'où l'on tire :

$$M_c = \frac{Pl}{4} \frac{1+2k}{3+2k} \quad k = \frac{l'}{l}$$

en revenant aux charges d'exploitation, en divi-

sant les deux termes par le coefficient de sécurité, on obtient le moment d'adaptation contrôlée :

$$M'_a = \frac{Pl}{4} \frac{1+2k}{3+2k}$$

on voit que pour $k = 0,5$, on a

$$M'_a = M_a = \frac{Pl}{8}$$

et pour $k = \infty$, $M'_a = \frac{Pl}{4}$, valeur du moment correspondant à la poutre isostatique.

La condition de détente élastique garantit contre l'allongement dangereux pouvant provenir du phénomène du cumul des rotations plastiques.

Dans tout ce qui précède nous avons supposé qu'il s'agissait de charges inertes. Pratiquement, les charges même dites statiques sont rarement tout à fait inertes, en ce sens qu'elles sont en général sujettes à variations. De ces variations peuvent résulter différents cas de charges qui, répétés alternativement et dans un certain ordre, peuvent provoquer le phénomène du cumul des rotations plastiques qui a été signalé par H. Bleich en 1932 (*Der Bauingenieur*).

Considérons une poutre hyperstatique à deux travées égales soumises à deux charges concentrées P égales et symétriques par rapport à l'appui central. Si dans le cas de charge (I) (fig. 186), il y a une rotation plastique θ sur l'appui central, si de plus dans le cas de charge (II) il y a une rotation plastique θ_1 en travée, quand on revient au cas de charge (I) la rotation plastique est à gauche.

$$\theta + \theta'.$$

En repassant au cas de charge (II), la rotation

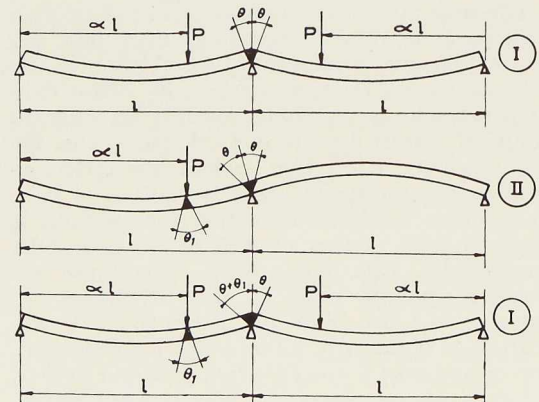


Fig. 186.



plastique en travée deviendrait $\theta_1 + \theta'_1$ d'où il résulterait, en revenant au cas (I), une rotation sur appuis centraux, de $\theta + \theta' + \theta''$ et ainsi de suite jusqu'à rupture après un nombre d'alternances assez réduit, et ce pour une valeur constante de P.

Le théorème de Colonnetti ne tient pas compte de ce phénomène, et c'est là une objection importante qui peut lui être opposée.

La méthode par adaptation contrôlée peut, au contraire, prendre en compte ce phénomène sans difficulté, il suffit de poser la condition que dans le cas de charge (II) le moment maximum sous la force P, compte tenu des réactions résiduelles dues à la rotation θ , est plus petite ou au plus égale à M_e , c'est la condition de détente élastique (voir annexe).

On peut d'ailleurs sans inconvénients remplacer M_e par M_c , étant donné les conditions très défavorables admises pour les rotations plastiques (le moment à la première rotule est supposé constant et égal à M_c alors qu'il continue à croître, les rotations sont supposées entièrement plastiques alors qu'elles sont partiellement élastiques, etc.).

La charge critique de détente élastique, ainsi calculée, correspond à la situation dangereuse de la poutre, pour autant qu'elle est inférieure, toutes choses égales, à la charge critique déterminée en supposant les charges inertes.

L'expérience montre qu'une poutre quelconque peut supporter une charge critique de détente élastique notablement supérieure à celle qui résulte du calcul.

Cette question est discutée dans ce qui suit, à propos des vérifications expérimentales.

Nous avons posé enfin la *condition d'exclusion des efforts alternés et de non-dépassement de la limite élastique sous charges d'exploitation*. La question de la fatigue sera traitée dans le paragraphe suivant.

Cette énumération des conditions de contrôle montre la prudence dont nous n'avons pas voulu nous départir. Elle peut donner une impression de complexité, mais ce n'est qu'une apparence. Pour un élément donné d'un système, on aura, en effet, dans le cas le plus général, à calculer trois moments :

- 1° Le moment de déformation;
- 2° Le moment d'allongement;
- 3° Le moment de détente élastique;

et c'est le plus grand de ces trois moments qui déterminera la section de l'élément considéré.

Mais pratiquement, les deux premiers n'inter-

viendront que rarement, dans des cas exceptionnels faciles à déceler. C'est donc généralement le troisième seul qui sera déterminant, d'où il résulte que non seulement le calcul par adaptation ne constituera pas un élément de complication, mais au contraire, permettra en général une simplification extrêmement intéressante dans la détermination des systèmes hyperstatiques.

Remarquons enfin que les conditions posées permettent d'appliquer à la charge critique d'un système hyperstatique, ou d'un système isostatique, le même coefficient de sécurité, et qu'ainsi les degrés de sécurité obtenus seront entièrement comparables. Le critère de la sécurité est donc plus cohérent que celui de la contrainte admissible. (Voir notre communication « La conception nouvelle de la sécurité appliquée aux ossatures métalliques », Congrès de Liège A. I. P. C., 1948).

Confrontation expérimentale

a) Charges inertes

Depuis une vingtaine d'années, un grand nombre d'essais de flexion sur poutres isostatiques et hyperstatiques, soumises à une charge constamment croissante, ont été effectués :

Maier, Leibnitz (*Bautechnik*, 1928, *Stahlbau*, 1936), Schaim (*Stahlbau*, 1930), Girkmaun (*Stahlbau*, 1932), Hartmaun (*Bauzeitung*, 1933), Stüssi et Kollbrunner (*Bautechnik*, 1935).

A l'examen des résultats, on constate que dans tous les cas, la charge critique que nous avons définie, a pu être réellement atteinte, avec une déformation de l'ordre de grandeur des déformations élastiques. La ruine par déformation à croissance rapide ne se produit que pour une valeur notablement supérieure de la charge.

b) Charges variables

Il n'y avait, à notre connaissance, qu'un seul essai à charges variables, celui de Klöppel déjà cité (Rapport final, deuxième Congrès A. I. P. C., 1936). Encore cet essai n'était-il pas effectué dans les conditions les plus défavorables du point de vue du phénomène du cumul des rotations plastiques. Une analyse plus serrée de ce phénomène nous ayant permis de déterminer ces conditions les plus défavorables, une série d'essais ont été effectués dans les Laboratoires de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics à Paris, sur des poutres hyperstatiques de différentes formes de section, suivant le schéma de la figure 187.



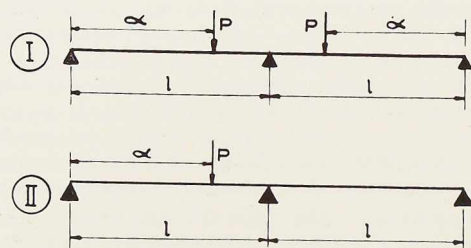


Fig. 187.

Pour chaque valeur de P , on passait alternativement du cas de charge I au cas de charge II. Il suffisait d'un nombre d'alternances réduit pour s'assurer de la stabilité de la déformation. On considérait comme charge critique celle qui produisait une croissance indéfinie de cette déformation.

Pour une section carrée de 86×86 mm on avait : $\infty = 0,7$.

Pour une section en losange 86×86 mm on avait : $\infty = 0,7$.

Pour une section poutrelle Hn 10 on avait : $\infty = 0,73$.

Les résultats furent les suivants :

Pour la poutre en losange, la charge critique expérimentale était de 100 % supérieure à la charge critique théorique de H. Bleich, pour la poutre carrée elle n'était supérieure que de 50 %, et pour la poutrelle Hn de 5 %.

La loi de H. Bleich n'est donc pas vérifiée expérimentalement, elle doit subir une double correction, en fonction de la forme de section, et en fonction de la répartition de la charge.

a) Forme de section

Si dans le calcul de la charge critique de détente élastique on introduit, non plus la limite d'écoulement de traction, mais la limite conventionnelle d'élasticité de flexion telle que nous l'avons définie, c'est-à-dire $R_e \Psi$, la concordance est bien meilleure. Les écarts constatés ci-dessus se réduisent à : 35 % au lieu de 100 % pour la section losange, 25 % au lieu de 50 % pour la section carrée, et 0 pour la section poutrelle Hn (à laquelle correspond un Ψ très faible, environ 1,05). On peut donc introduire dans la loi de Bleich l'adaptation dans la section, avec l'interprétation que nous en avons donnée, ce qui d'ailleurs constitue une nouvelle justification de notre définition de la limite élastique conventionnelle de flexion.

b) Répartition de la charge

La discussion générale de cette question serait très complexe, et au reste ne présenterait pas un grand intérêt, car le cumul des rotations plastiques n'est dangereux pour les poutres continues que dans des cas de charge très particuliers, et assez rarement rencontrés dans la construction courante. On se contentera donc de discuter les cas les plus courants de la pratique.

Charge uniformément répartie

Dans le cas d'une poutre continue sur trois appuis et soumise à une charge uniformément répartie, on établit facilement que la charge critique de détente élastique théorique est minima lorsque les travées et les charges sont égales. Cette charge critique n'est cependant supérieure que de 13 % à la charge limite de déformation. Or ce résultat théorique est extrêmement défavorable, car en fait, à chaque valeur de rotation plastique sur appuis, correspond un point de formation de rotule différent en travée. Il en résulte que dans la travée, les rotations plastiques ne se cumulent pas, mais s'étalent sur une bande, dont les extrémités vont de 0,414 l à 0,5 l, distances prises par rapport à l'appui extrême.

Il est bien évident que ce phénomène augmente notablement la charge critique réelle. Par comparaison avec les essais de Klöppel, dans lesquels il n'y avait pas cette influence retardatrice, et qui a fait ressortir une charge critique expérimentale cependant supérieure de 24 % à la charge critique théorique, on peut conclure que la charge critique sera supérieure à la charge limite de déformation, et que par conséquent le cumul des rotations plastiques n'intervient pas.

Charges concentrées disposées symétriquement dans chaque travée

Ce cas se ramène au précédent. En effet, avec une charge concentrée au milieu de chaque travée (essais de Klöppel), la charge limite de déformation est valable, et à mesure que l'on augmente le nombre des charges concentrées, on se rapproche de la charge uniformément répartie.

Poutres continues à plus de deux travées

La question du cumul des rotations plastiques perd de son importance, car les charges et décharges successives doivent se produire dans un ordre bien déterminé, et leur probabilité devient d'autant plus faible que le nombre de travées



augmente, sauf cas très exceptionnels. Il ne faut d'ailleurs pas perdre de vue que nous avons posé la condition expresse que sous charges d'exploitation, la limite d'écoulement ne doit être dépassée en aucun point. Dans le cas de la section I, cette condition est automatiquement remplie par l'application des conditions de contrôle. Ce n'est donc qu'à la suite d'une majoration accidentelle importante des surcharges normales d'exploitation et de variations successives dans un ordre bien déterminé, que le cumul des rotations plastiques peut se produire.

Conclusion

Dans le cas le plus fréquent de charges symétriquement disposées, et de poutres I, on peut se dispenser de tenir compte du cumul des rotations plastiques. Cependant pour une conclusion plus générale, et s'appliquant à toutes formes de sections, on pourra adopter pour valeur approximative du moment de détente élastique :

$$M_a = M_a \Psi$$

M_a étant le moment d'adaptation déterminé classiquement par l'égalisation des moments.

Ce moment sera valable pour autant qu'il sera supérieur aux moments d'allongement ou de déformation. Il sera en général déterminant, et donnera lieu à des calculs extrêmement simples.

Dans le cas de charges dissymétriques, et notamment de charges concentrées prépondérantes à proximité des appuis, il faudra s'en tenir au calcul théorique du moment de détente élastique, qui pourra se faire par la méthode de H. Bleich, mais en prenant en compte l'adaptation dans la section.

IV. Etudes des différentes sollicitations

D'une façon générale les sollicitations auxquelles un élément d'ouvrage peut être soumis, se classent de la façon suivante (*La sécurité des constructions*, Rapport introductif de M. M. Prot, Congrès de l'A. I. P. C., Liège 1948).

1. Sollicitations statiques

- a) Sollicitations constantes;
- b) Sollicitations lentement variables.

Ces sollicitations sont définies par la valeur maximum des forces et des couples qui les constituent.

2. Sollicitations fatigantes

Ces sollicitations sont définies par :

- Leurs valeurs extrêmes;
- Leur valeur moyenne;
- Leur fréquence;
- Le nombre total des cycles appliqués à la même pièce.

3. Sollicitations percussives

Nous laisserons de côté les sollicitations percussives, pour lesquelles l'intervention du calcul n'est possible que dans quelques cas particuliers, et nous étudierons les autres cas de sollicitations du point de vue des calculs en plasticité.

1. Sollicitations statiques

a) Sollicitations constantes

Les sollicitations constantes proviennent des charges permanentes, et il est évident que les calculs en plasticité s'appliquent.

b) Sollicitations lentement variables

C'est le cas général de sollicitations provenant des charges dites statiques, ou pseudo-statiques. La classification générale demande ici à être complétée. Du point de vue des calculs en plasticité, les sollicitations lentement variables se divisent en deux catégories :

Catégorie A. — Sollicitations résultant de charges dont les variations ne peuvent produire le phénomène du cumul des rotations plastiques.

Catégorie B. — Sollicitations résultant de charges dont les variations peuvent produire le phénomène du cumul des rotations plastiques.

Les calculs en plasticité s'appliquent parfaitement à ces deux catégories qui constituent le cas le plus général des sollicitations rencontrées dans les ossatures métalliques.

Les charges d'exploitation n'amenant à aucun dépassement de la limite élastique, elles peuvent être répétées indéfiniment. Si à la suite de circonstances exceptionnelles amenant une majoration anormale des charges, celles-ci atteignent leur valeur critique, la limite élastique se trouve dépassée localement en certains points, il en résulte des tensions résiduelles favorables, et le système continue ensuite à fonctionner sous charges normales à l'état complètement élastique. La fréquence de tels dépassements qui sont accidentels, est extrêmement faible, et sans impor-

tance quant à la durée de la construction, il n'y a pas à se préoccuper de la fissuration par fatigue. Il faut exclure le cas où ces sollicitations proviendraient de charges alternées, c'est-à-dire à complet renversement de sens. Dans ce cas les allongements plastiques changeant eux-mêmes de sens, il en résulterait, sous charges même inférieures à la charge limite, une altération rapide du métal amenant la rupture sous un nombre de cycles réduit.

2. Sollicitations fatigantes

On ne rencontre pas normalement dans les ossatures métalliques de sollicitations fatigantes comparables à celles que subissent certains organes de machines. Cela ne peut se produire que dans des cas très particuliers et d'un intérêt pratiquement très limité.

Il n'y a guère que le cas des *charges mobiles*, ou *charges roulantes*, qui mérite une attention particulière, car il intéresse une catégorie importante d'ossatures : poutres métalliques et infrastructure des ponts roulants.

Il est évident que la fréquence des sollicitations provenant des charges roulantes est beaucoup plus élevée que celle des charges pseudo-statiques, et on peut se demander s'il n'y a pas lieu de considérer qu'il s'agit de sollicitations fatigantes.

Des observations faites en France sur les ponts-rails les plus anciens et soumis au trafic le plus intense, il résulte qu'on n'a jamais constaté d'amorce de fissuration par fatigue. On sait cependant que si dans les calculs d'établissement de ces ouvrages on a suivi la loi de Hooke, ce n'est dans la plupart des cas qu'en apparence, il suffit d'analyser les contraintes dans certains assemblages pour le reconnaître.

On peut en conclure qu'il n'y a pas concordance avec les expériences de Woehler et de beaucoup d'autres. Ce fait peut s'expliquer par la considération de diverses circonstances favorables qui interviennent précisément dans les poutres, et dont les effets se cumulent.

En premier lieu, les sollicitations sont suivies de périodes de repos, et on sait que lorsqu'un acier doux est soumis à des efforts supérieurs à la limite de fatigue et abandonné au repos, l'aptitude du métal à supporter des efforts ultérieurs est augmentée, et ceci d'autant plus que les repos sont plus longs après des périodes de fatigue plus courtes (CAZAUD, *La Fatigue des Métaux*).

En second lieu, les sollicitations se répétant un grand nombre de fois à une valeur légèrement inférieure à la limite de fatigue, cette limite se trouve relevée, c'est l'effet dénommé *understres-*

sing ⁽¹⁾ (CAZAUD, *La Fatigue des Métaux*) d'après lequel la limite d'élasticité se trouve élevée, de telle sorte que le métal acquiert une nouvelle limite de fatigue. Cet effet est particulièrement important pour l'acier doux, la limite de fatigue peut être relevée de 30 %.

On peut noter également que dans les zones d'allongement résiduel, l'écroûissage par étirement est favorable à un relèvement de la limite de fatigue.

Enfin, il faut aussi considérer que dans un pont, ce n'est que très exceptionnellement que la charge atteindra sa valeur critique, et que si pour cette valeur la contrainte en certains points dépasse la limite de fatigue, la fréquence de ces dépassements sera extrêmement faible et sans importance quant à la stabilité de l'ouvrage dans le temps.

Examinons maintenant comment se présentent les poutres en profilés calculées en plasticité, et soumises à des charges répétées.

a) Poutres isostatiques

Il résulte de notre théorie que la charge limite est celle qui produit dans la poutre le moment critique M_c que nous avons défini, la charge d'exploitation devant être inférieure ou au plus égale à cette charge limite divisée par le coefficient de sécurité. Supposons que la charge d'exploitation atteigne la valeur limite. Dans la zone la plus sollicitée, il se produira un allongement résiduel des fibres extrêmes, qui aura pour valeur :

$$A_r = A_e \Psi \cdot 1,075.$$

A_e allongement de limite élastique.

Quand la charge disparaît, les tensions ne s'annulent pas, mais s'équilibrent entre la couche élastique et la couche plastique qui redevient élastique avec son allongement résiduel.

Il en résulte une tension résiduelle de compression dans les fibres extrêmes.

La hauteur h' du noyau plastique étant connue, on peut calculer cette tension résiduelle R_r , il suffit d'écrire que la somme des projections des tensions sur l'axe xx est nulle, et que la somme de leur moment par rapport à l'axe zz passant

(1) Lorsque des efforts sont appliqués momentanément à une éprouvette et que la valeur de ces efforts dépasse la limite de fatigue, on trouve ultérieurement une nouvelle limite inférieure à la première. Cet effet a été appelé *over-stressing* c'est-à-dire surcharge.

Au contraire, si l'éprouvette a supporté antérieurement un grand nombre d'efforts alternés, légèrement inférieurs à la limite de fatigue, on trouve une nouvelle limite plus élevée. Cet effet, par opposition au précédent, a été appelé *under-stressing*. Il correspond en quelque sorte à un « entraînement » du métal à la fatigue.



par G, et perpendiculaire au plan de la fig. 188, est nulle. Pour une section rectangulaire, on arrive facilement à l'expression suivante de R_r (A. S. JOUKOFF):

$$R_r = \frac{1}{2} R_e \left(1 - \left(\frac{h'}{h} \right)^2 \right).$$

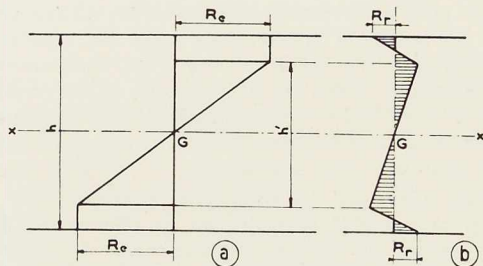


Fig. 188.

Il résulte de la définition même de notre moment critique que :

$$\frac{h'}{h} = \frac{1}{1,075 \Psi}$$

pour une section rectangulaire $\Psi = 1,2$, d'où :

$$\frac{h'}{h} = 0,775$$

et en admettant $R_e = 24 \text{ kg/mm}^2$

$$R_r = \frac{1}{2} \times 24 \left(1 - 0,775^2 \right) = 4,8 \text{ kg/mm}^2.$$

Si l'on se reporte au diagramme expérimental des contraintes alternées, en flexion, donné par M. R. CAZAUD, page 67 de son ouvrage : *La Fatigue des Métaux*, et que nous reproduisons ci-contre (fig. 189), on constate que la charge limite peut se répéter indéfiniment.

Ceci d'ailleurs en supposant nulle la charge permanente qui, cependant, viendra diminuer R_r .

Cette conclusion, valable pour la section rectangulaire, le sera à fortiori pour la section en double té, la seule pratiquement intéressante et à laquelle correspondra une valeur notablement inférieure de R_r .

Il faut évidemment faire une réserve sur la présence de trous ou de cordons de soudure transversaux dans les parties notablement sollicitées, mais on peut facilement les éviter. D'ailleurs même si l'on s'en tient aux calculs en élasticité, il faut éviter ces trous et soudures.

Il faut aussi faire bien attention dans le cas d'une charge alternée (changeant de sens). Une

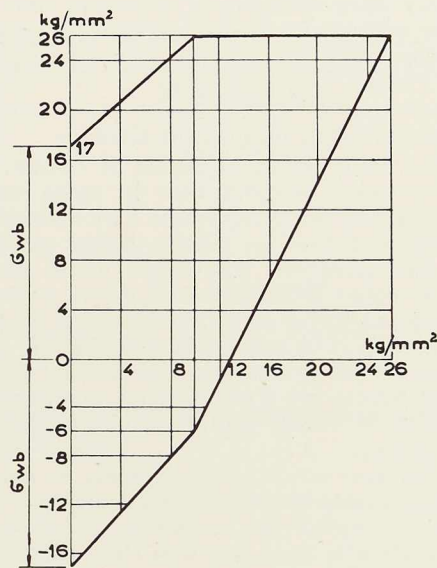


Fig. 189. Diagramme expérimental des contraintes alternées (en flexion).

charge répétée dans la limite du moment critique, produit des contraintes alternées, dont l'amplitude n'est pas dangereuse. Une charge alternée peut produire en plasticité des contraintes alternées dangereuses.

b) Poutres hyperstatiques

Il résulte de notre théorie qu'une poutre hyperstatique soumise à des charges mobiles se calcule en plasticité, sous le moment théorique de détente élastique. Les allongements résiduels se trouvent de ce fait très localisés et limités. On peut alors facilement calculer les tensions résiduelles et analyser l'amplitude des contraintes, qui peuvent, suivant les cas, être ondulées ou alternées.

Si ces contraintes restent dans les limites du diagramme expérimental de fatigue en flexion, la charge limite pourra se répéter indéfiniment, sous réserve d'élimination des trous et soudures dans les parties notablement sollicitées.

Si nous considérons par exemple une poutre continue symétrique sur trois appuis, soumise à la charge uniformément répartie mobile équivalente à un convoi type, en supposant que la longueur de détente élastique aura pour valeur :

$$M_d = \frac{pl^2}{9,54}.$$

Il n'y aura allongement plastique que sur l'appui central. Le moment résiduel correspondant aura pour valeur :

$$M_r = 0,192 M_e$$

soit environ 20 % du moment élastique.

Il en résulte qu'en supposant la charge permanente nulle, les contraintes sur appui central de 4,8 kg/mm² en compression à 24 kg/mm² en traction, sont dans les mêmes limites que dans l'exemple précédent. La charge limite pourra donc se répéter indéfiniment. Il suffira d'ailleurs que la charge permanente soit égale à 16 % de la charge totale pour annuler la contrainte de compression de 4,8 kg/mm².

Il est intéressant d'examiner les conditions de travail de la même poutre calculée suivant la loi de Hooke.

Si l'on veut aboutir à un système se rapprochant de l'égalité de résistance, on est amené à prévoir des semelles de renforcement sur appui central, de telle façon que sous charge limite on atteigne la limite élastique sur l'appui central, ou en travée, suivant les deux cas de charge à considérer.

Or dans le cas d'une seule travée chargée, le moment maximum positif est 0,096 pl^2 , à une distance 0,437 l de l'appui extrême, le moment sur appui central étant de 0,0625 pl^2 . Dans la travée non chargée, le moment sera négatif, et à distance 0,437 l de l'appui extrême, il aura pour valeur 0,0273 pl^2 . Il y aura ainsi en travée sollicitation alternée de + 24 kg/mm² à - 6,8 kg/mm².

On arrive donc à cette conclusion, que dans le cas considéré, *le calcul en élasticité est plus défavorable que le calcul en plasticité, du point de vue de l'effet de fatigue.*

Il faut d'ailleurs remarquer que, dans un cas comme dans l'autre, sous charges d'exploitation, la poutre fonctionnera entièrement à l'état élastique. La probabilité d'application de la charge limite étant extrêmement faible, il n'est pas nécessaire que la charge limite puisse se répéter indéfiniment, il suffit que le nombre de cycles soit suffisamment grand.

On voit donc qu'un ouvrage du genre de celui que nous venons d'examiner peut, moyennant quelques dispositions constructives rationnelles, se calculer en plasticité en toute sécurité, même si la fréquence de répétition de la charge est grande.

En négligeant l'adaptation dans la section, le coefficient d'adaptation reste cependant égal à

$$\frac{9,54}{8} \approx 1,2$$

ce qui revient à dire que par rapport au calcul en élasticité on a réduit le moment sur appui central de 20 %.

V. Champ d'application des calculs en plasticité

On peut évidemment émettre cette affirmation que la plasticité n'intervient dans les ossatures métalliques que pour corriger les erreurs de construction. Dans un système dit à bon rendement, c'est-à-dire se rapprochant de la forme idéale d'égalité de résistance, elle n'intervient en effet que pour une part négligeable.

Mais c'est sur un plan plus pratique que le constructeur doit résoudre les problèmes qui lui sont posés; on ne lui demande pas de réaliser des systèmes à bon rendement mais bien des constructions économiques, et l'un n'entraîne pas forcément l'autre. On peut même dire que généralement c'est le contraire: dans la construction courante de bâtiments et ossatures d'usines, la poutre d'égalité de résistance s'élimine d'elle-même, elle est trop coûteuse. Les conditions d'utilisation imposent d'ailleurs à l'ensemble du système une forme qui n'est pas elle-même à bon rendement. La réalisation la plus économique réside dans l'emploi de poutres en profilés à section constante qui, malgré un poids plus élevé, restent cependant moins coûteuses que les poutres composées. C'est précisément dans ce cas que l'intervention des calculs en plasticité donne son maximum d'effet. Ces calculs devraient donc constituer la règle.

La théorie de l'élasticité ne peut d'ailleurs, à elle seule, suffire au constructeur métallique, car elle échoue devant certains problèmes. Un matériau parfaitement élastique jusqu'à la rupture ne peut pas être utilisé comme matériau de construction. Si donc on considère un matériau ductile comme l'acier doux, la théorie d'élasticité ne suffit plus. On s'est contenté jusqu'à présent de lui adjoindre un certain nombre de règles pratiques, ce qui n'est pas suffisant. Il ne peut y avoir de saine philosophie de la résistance des matériaux en construction métallique, si le projecteur reste enfermé dans le cadre étroit de l'élasticité, et s'il continue à penser que l'idée de sécurité est mathématiquement liée à celle de contrainte admissible.

En pensant plasticité, au contraire, il comprendra ce matériau riche qu'est l'acier, et avec lequel il vit, son imagination pourra lui suggérer des solutions nouvelles, sa technique des assemblages se perfectionnera, ses conceptions s'orien-



teront vers des solutions rationnelles. Il comprendra qu'il faut multiplier les liaisons pour augmenter la sécurité, que les efforts secondaires et les dénivellations d'appuis sont bien moins dangereux qu'on ne le pense, et on ne verra sans doute plus réaliser des articulations coûteuses, sous prétexte de diminuer le nombre des liaisons surabondantes et ainsi de rendre possible un calcul en élasticité autrement inextricable. Car si l'introduction de la plasticité peut être dans certains cas un élément de complications, elle est généralement de nature à simplifier notablement la détermination des inconnues hyperstatiques, et cela n'est pas négligeable surtout dans les avant-projets.

La plupart des auteurs en ont nié l'intérêt quand il s'agit de systèmes réticulés, car ce sont ceux qui se rapprochent le plus commodément de la forme d'égalité résistance, et aussi parce que les barres comprimées soumises au flambement ne participent pas à l'adaptation. L'adaptation entre les barres tendues n'est cependant pas négligeable dans certains cas, et de plus, la plasticité oriente, automatiquement, vers le système le plus économique.

Enfin, dans la recherche de solutions nouvelles, à des problèmes incomplètement résolus par l'élasticité, il est indispensable de considérer le matériau avec ses propriétés réelles, et c'est ainsi que nous avons pu aboutir à une théorie cohérente du flambement, et à une solution pratique du voilement des poutres fléchies et des poutres comprimées excentriquement dans un plan perpendiculaire au plan de flambement. Il y a encore beaucoup d'autres problèmes à résoudre.

VI. Exemples d'application

Dans une très intéressante note publiée en février 1939, et intitulée *Théorie du calcul limite*, M. J. A. Van den Broek, Professeur de mécanique à l'Université de Michigan, donne différents exemples de poutres calculées en plasticité. Ces exemples sont assez caractéristiques, et il est intéressant d'en faire une discussion.

Exemple I (fig. 190)

Poutre encastrée aux deux extrémités, de 1^m82 de longueur, soumise à une charge uniformément répartie p par mètre.

Section rectangulaire :

$$\begin{aligned} h &= 15,3 \text{ cm} \\ b &= 5,08 \text{ cm} \\ \frac{I}{v} &= 198 \text{ cm}^3. \end{aligned}$$

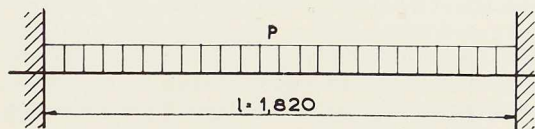


Fig. 190.

Limite d'écoulement :

$$R_e = 21 \text{ kg/mm}^2.$$

Ce problème est traité par égalisation des moments, avec $M_e = \frac{1}{v} R_e$ aux rotules.

La charge critique se déduit immédiatement de la relation :

$$\frac{p_c l^2}{8} - M_c = M_e$$

d'où

$$p_c = 16 \frac{M_e}{l^2} = \frac{16 \times 4\,142}{1,82^2} = 19\,799 \text{ kg}.$$

On en déduit la charge d'exploitation par application d'un coefficient de sécurité qui est pris égal à 2.

Discussion

L'application de la méthode par adaptation contrôlée se ferait comme suit : on sait que le moment élastique est maximum aux encastres, donc la condition de déformation est satisfaite. Puisqu'il s'agit d'une charge uniformément répartie, la condition de rotation est également réalisée. Donc le moment d'adaptation est valable, il a pour valeur :

$$M_a = \frac{pl^2}{16}.$$

Mais on affecte aux rotules, non pas le moment élastique M_e , mais le moment critique :

$$M_c = M_e \Psi.$$

La charge critique se calculerait donc par :

$$p_c = 16 \frac{M_e \Psi}{l^2}$$

pour la section rectangulaire $\Psi = 1,2$, d'où :

$$p_c = 19\,799 \text{ kg} \times 1,2,$$



soit une valeur 20 % plus grande que celle calculée ci-dessus. Cette valeur est parfaitement justifiée, puisque le relèvement apparent de la limite élastique de flexion, dans le cas d'une section rectangulaire du fait de l'adaptation dans la section, est de 20 %.

Il faut d'ailleurs considérer qu'on a rarement des encastremets parfaits.

On peut matérialiser des encastremets partiels par le système représenté (fig. 191).

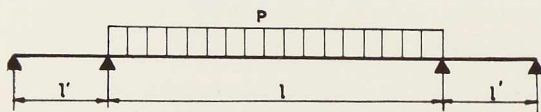


Fig. 191.

Dans ce cas la méthode par égalisation des moments ne peut résoudre le problème que dans un domaine de validité restreint.

On conçoit en effet que $l' \rightarrow \infty$, la poutre de portée l , tend à devenir articulée sur ses appuis, et la charge critique réelle avec M_e aux rotules, serait $\propto p_c = 8 \frac{M_e}{l^2}$, alors que la méthode d'égalisation donnerait une valeur double.

La condition de déformation aboutit à l'expression suivante de la charge critique :

$$p_c = \frac{M_e}{l} \frac{96n}{3 + 12(n-1)}$$

avec

$$n = 1 + \frac{l'}{l}.$$

Valable pour $l' \geq 0,75 l$,

et quand $l' \rightarrow \infty p_c \rightarrow 8 \frac{M_e}{l}$.

Le moment d'adaptation n'est valable que pour $l' \geq 0,75 l$ (conclusion en accord avec la théorie de Colonnetti). Le problème se trouve donc résolu d'une façon simple et entièrement générale.

Remarque I

Il n'est pas nécessaire de connaître le diagramme des moments à l'état élastique. La condition de déformation se pose en supposant que la première rotule se forme en travée, et sa limite de validité se détermine en égalisant la charge critique de déformation à la charge critique d'adaptation. Ces calculs se font entièrement sur des poutres isostatiques.

Remarque II

Les « Règles d'utilisation de l'acier », publiées par le Ministère français de Reconstruction et d'Urbanisme, donnent immédiatement la solution du problème, avec encastremets parfaits. L'article 7,2222 donne immédiatement :

$$M = 0,5 M_0 \quad \text{or : } M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

d'où le moment de calcul :

$$M = 0,5 \frac{pl^2}{8} = \frac{pl^2}{16}.$$

Exemple II

Examiner si la charge limite calculée précédemment peut être répétée indéfiniment dans le même sens.

L'auteur conclut par l'affirmative, car après une première application de la charge limite, la poutre fonctionne ensuite entièrement à l'état élastique.

Discussion. — Nous sommes du même avis. Il semble cependant utile d'apporter quelques précisions.

La stabilisation du fonctionnement se fera suivant la boucle d'hystérésis (fig. 192) à la fibre la plus sollicitée de l'encastrement, et dans l'hypothèse d'une charge permanente nulle. Il y a changement de sens de la contrainte, qui varie de $+R_e$ à $-R_1$.

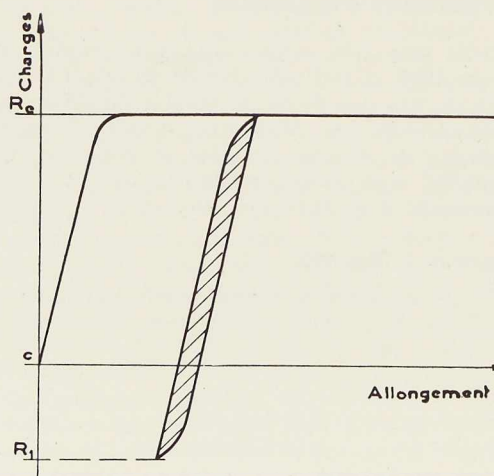


Fig. 192.



Avec les valeurs admises par l'auteur on a :

$$R_e = 21 \text{ kg/mm}^2$$

et :

$$-R_1 = -6,97 \text{ kg/mm}^2.$$

Dans l'hypothèse d'une charge répétée à fréquence rapide (solicitations fatigantes), il y aurait danger de fissuration, au bout d'un nombre de cycles de l'ordre de 1 à 2 millions.

Mais dans l'hypothèse d'une charge lentement variable (pseudo-statique), ce nombre de cycles représente l'infini, car il ne pourrait se produire qu'au bout d'un temps tellement long, qu'il serait sans aucun rapport avec la limite de durée qu'on peut raisonnablement fixer à une construction. Et d'ailleurs la charge limite ne se produira qu'exceptionnellement; à la suite d'une majoration accidentelle de la charge d'exploitation qui, elle, ne produit que des sollicitations dont l'amplitude n'est pas dangereuse. Dans l'exemple étudié, après l'application au moins une fois de la charge limite, la contrainte sous charges d'exploitation varie de $10,5 \text{ kg/mm}^2$ à $-6,97 \text{ kg/mm}^2$, ce qui est sans danger.

Exemple III

Examiner si la charge limite peut être répétée indéfiniment avec inversion complète (charge alternée).

L'auteur conclut par la négative, la limite élastique restant dans ce cas le critère final de résistance.

Discussion. — Nous sommes d'accord sur cette conclusion, mais nous y arrivons par une voie un peu différente. L'auteur impute la rupture au bout d'un nombre de cycles réduit, à une accumulation des allongements plastiques.

Nous pensons qu'il y a altération rapide du métal par changement de sens des allongements plastiques. En effet : après une première application de la charge limite de $19\,799 \text{ kg}$ par mètre linéaire de haut en bas et suppression de cette charge, la rotation plastique aux encastres est de $0^{\circ}13'45''$ et le moment résiduel correspond de $1\,380 \text{ kg/m}$ (fig. 193). Supposons qu'on applique maintenant de bas en haut une charge dont on fait croître la valeur. La poutre se comporte élastiquement tant que le moment $M_e = 4\,140 \text{ kg}$ n'est pas atteint aux encastres. Mais quand ce moment est atteint, il se fixe à cette valeur par hypothèse, le calcul par égalisation est alors valable et conduit à la même valeur de la charge limite que dans l'autre sens, soit : $19\,799 \text{ kg}$ par

mètre linéaire. Mais à l'état critique, l'amplitude de la rotation plastique est égale à deux fois $0^{\circ}13'45''$, puisqu'elle part non plus de 0, mais de $-0^{\circ}13'45''$, la rotation plastique résiduelle restant égale à $0^{\circ}13'45''$ mais de sens inverse. A partir de ce moment chaque application de la charge limite alternativement dans un sens et dans l'autre produira le même phénomène. Les allongements plastiques restent donc limités, mais ils changent de sens.

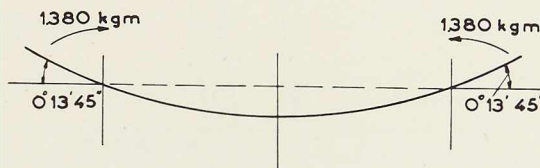


Fig. 193.

Le cycle parcouru est schématiquement figuré en ABCD (fig. 194) et on sait par expérience que ce cycle ne peut se répéter qu'un nombre de fois très limité.

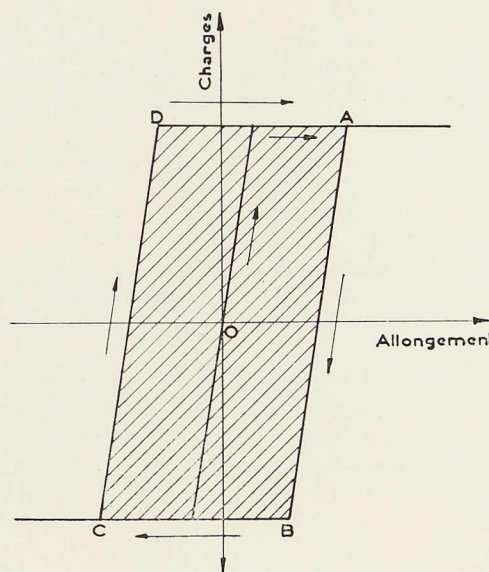


Fig. 194.

C'est l'expérience du clou fixé dans un étai et dont on obtient la rupture par flexion alternée plastique, au bout de quelques alternances. Pour

que le cycle soit stable, il ne faut pas dépasser le point B.

Sous un renversement partiel de la charge, il peut y avoir instabilité suivant la figure 195 ou stabilité suivant la figure 196.

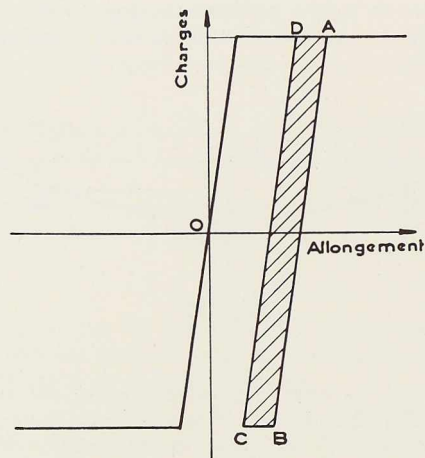


Fig. 195.

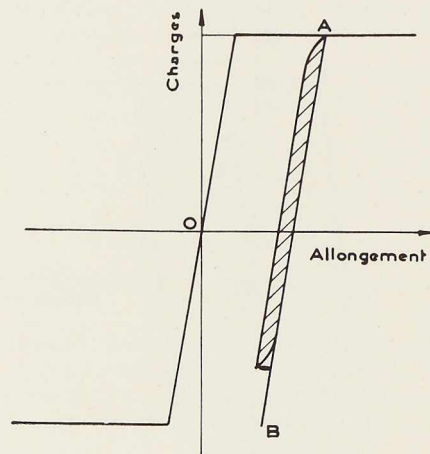


Fig. 196.

Le véritable critère est le *changement de sens de l'allongement plastique*. Dans le cas de sollicitations lentement variables, la charge limite peut être considérée comme pouvant se répéter indéfiniment, si l'allongement plastique ne change pas de sens.

Exemple IV

Etant donné la poutre continue à deux travées égales (fig. 197), calculer la charge limite R , appliquée au centre de l'une des travées. Le module de résistance est

$$\frac{I}{v} = 491 \text{ cm}^3$$

$$R_e = 21 \text{ kg/mm}^2.$$

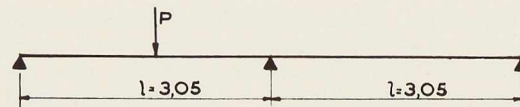


Fig. 197.

Ce problème est résolu par la méthode d'égalisation.

En posant :

$$\frac{Pl}{4} - \frac{M_e}{2} = M_e.$$

on obtient la valeur suivante de la charge limite :

$$P_e = 6 \frac{M_e}{l} = \frac{6 \times 491 \times 21}{3,05} = 20\,300 \text{ kg}.$$

Discussion. — La méthode par adaptation contrôlée permet une discussion complète du problème. Plaçons-nous dans le cas de la figure 198.

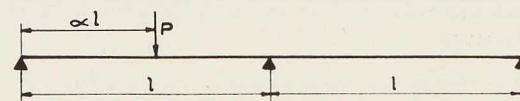


Fig. 198.

On obtient facilement le *moment d'adaptation* :

$$M_a = Pl \frac{\alpha(1-\alpha)}{1+\alpha}$$

et le *moment de déformation* :

$$M_a' = Pl \frac{\alpha(n-\alpha)(1-\alpha)}{\alpha^2 - 0,5\alpha + n} \quad n = 1 + \frac{l'}{l}$$

(voir notre exposé du 17 juin 1947).

Avec $\alpha = 0,5$:

$$M_a = \frac{Pl}{6}$$

$$M_a' = Pl \frac{n-0,5}{4n}.$$



Il y a égalité $M_a = M_a'$ pour $n = \frac{3}{2}$ soit $l' = \frac{l}{2}$.

Le moment d'adaptation n'est donc valable que pour $l' \leq \frac{l}{2}$, pour $l' > \frac{l}{2}$ c'est M_a' qui est valable. Pour $l' = l$ soit $n = 2$

$$M_a' = \frac{Pl}{5,33}$$

La charge limite correspondante serait :

$$P_c = 5,33 \frac{M_e \psi}{l}$$

La forme de section de la poutre n'étant pas précisée, admettons $\Psi = 1$, d'où :

$$P_c = \frac{5,33 \times 491 \times 21}{3,05} = 18\,000 \text{ kg}$$

valeur très voisine de celle qui résulterait de l'application du théorème de Colonnetti.

On peut remarquer que si $l' \rightarrow \infty$, $n \rightarrow \infty$ $M_a' \rightarrow \frac{Pl}{4}$, qui est bien la valeur du moment de la poutre de portée l sur deux appuis simples, alors que la méthode par égalisation donnerait toujours $\frac{Pl}{6}$, ce qui est évidemment inacceptable.

Exemple V

Poutre identique à la précédente, mais il y a deux charges concentrées égales appliquées simultanément au milieu de chaque travée (fig. 199).

Le problème est résolu par la méthode d'égalisation comme le précédent, et on trouve la même charge limite $P_c = 20\,300 \text{ kg}$.

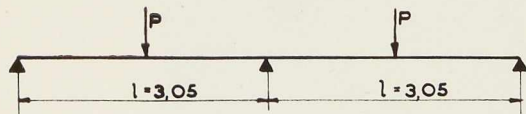


Fig. 199.

Discussion. — Par symétrie la tangente reste toujours horizontale sur l'appui central, chaque travée peut donc être considérée isolément, comme appuyée à une extrémité, encastrée à l'autre.

Le moment de déformation aura donc la même

expression que dans le cas précédent, mais avec $l' = 0$, soit $n = 1$:

$$M_a' = \frac{Pl}{8}$$

Puisque $\frac{Pl}{8} < \frac{Pl}{6}$ c'est le moment d'adaptation qui est valable, et la charge limite est bien $20\,300 \text{ kg}$, en négligeant l'adaptation dans la section.

Exemple VI

Système identique au précédent, mais les forces P peuvent être appliquées simultanément ou alternativement.

Ce problème est résolu par la méthode de Bleich.

Le moment d'égalisation du diagramme enveloppe est :

$$M = \frac{Pl}{5,05}$$

auquel correspond une charge utile :

$$P_c = \frac{5,05 \times 10\,350}{3,05} = 17\,150 \text{ kg}$$

Discussion. — On sait que dans ce cas de charges disposées symétriquement, la charge limite de Bleich n'est pas vérifiée expérimentalement (essais de Klöppel). Il résulte de notre théorie que le moment de détente élastique peut dans ce cas être pris égal à :

$$M_d = M_a \Psi$$

M_a étant le moment d'adaptation, égal ici à $\frac{Pl}{6}$.

En supposant $\Psi = 1$ on aurait $M_d = \frac{Pl}{6}$, mais

$M_a' = \frac{Pl}{5,33}$, c'est donc le moment de déformation qui reste déterminant, et la charge limite est donc celle que nous avons précédemment calculée, soit $18\,000 \text{ kg}$.

Si l'on suppose avoir à faire à une section en double té avec $\Psi = 1,1$

$$M_d = \frac{Pl}{6} \times 1,1 = \frac{Pl}{5,45}$$

C'est encore le moment de déformation qui est déterminant, mais on peut introduire l'adaptation dans la section, ce qui donne pour charge limite :

$$P_c = 18\,000 \text{ kg} \times 1,1 = 19\,800 \text{ kg}$$

Ces calculs sont beaucoup plus simples que par la méthode de Bleich et la concordance expérimentale est vérifiée.

Exemple VII

La même poutre est soumise à une charge mobile unique P (fig. 200).

Le problème est résolu par la méthode de Bleich qui donne un moment de calcul $M = 0,1744 Pl$, correspondant à une charge limite de 19 520 kg.

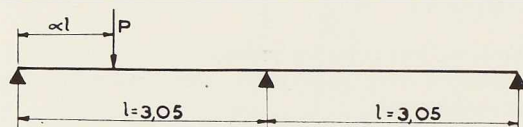


Fig. 200.

Discussion. — On peut remarquer que dans ce cas le moment de Bleich est égal à la valeur maximum du moment d'égalisation. En effet le moment d'égalisation a pour valeur :

$$M_a = Pl \frac{\alpha(1-\alpha)}{1+\alpha}$$

dont la valeur maximum pour $\alpha = 0,415$ est :

$$M_a = 0,1715 Pl.$$

Or nous avons vu que dans ce cas de charge, ce moment d'égalisation n'est pas applicable.

Le moment de déformation s'exprime par :

$$M_a' = Pl \frac{\alpha(2-\alpha)(1-\alpha)}{\alpha^2 - 0,5\alpha + 2}$$

sa valeur maximum pour $\alpha = 0,405$ est :

$$M_a' = 0,196 Pl$$

et c'est ce moment maximum qui est déterminant.

Avec $\Psi = 1$ la charge limite serait donc :

$$P = \frac{10\,350}{0,196 \times 3,05} = 17\,350 \text{ kg.}$$

Dans le cas d'une section en double té avec $\Psi = 1,1$, cette charge limite serait :

$$17\,350 \times 1,1 = 19\,000 \text{ kg.}$$

On pourrait vérifier que la sollicitation alternative maximum n'est pas dangereuse du point de vue de l'effet de fatigue.

J. D.

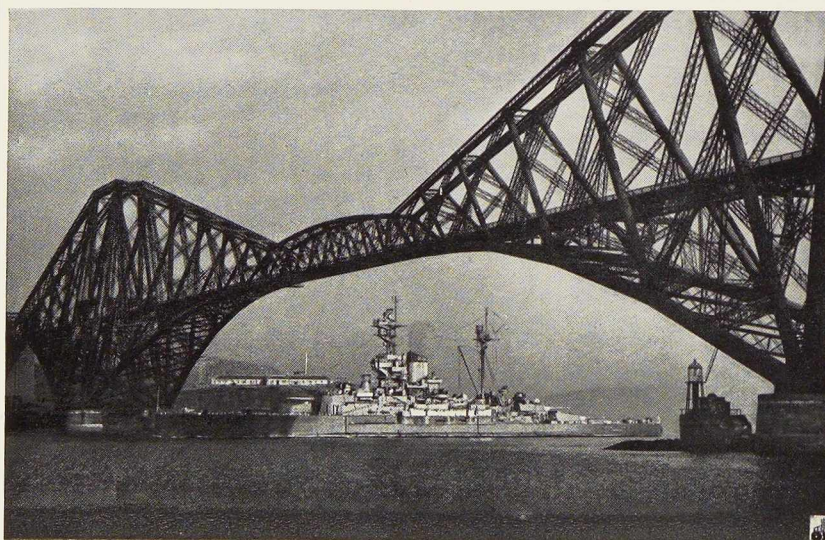


Photo Acme.

Fig. 201. Le pont du Forth en Ecosse, œuvre des ingénieurs Sir John Fowler et Benjamin Baker, vient d'avoir 60 ans. La photographie montre un navire de guerre britannique passant sous le tablier du célèbre ouvrage d'art, dont la longueur totale atteint 1 630 mètres.





Réservoir métallique soudé de 5 000 m³ érigé par la Chicago Bridge & Iron Company pour la Ville de Manhattan, dans le Kansas (U. S. A.).

Réservoir soudé aux États-Unis

CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois de janvier 1949

		Production acier lingot en tonnes		
		Belgique	Luxembourg	Total
Janvier	1949	363 227	227 552	590 779
Décembre	1948	357 006	243 010	600 016
Janvier	1948	305 848	166 341	472 189

La situation générale reste assez favorable. Les conventions conclues sur les marchés réguliers constituent une base pour l'écoulement de nos

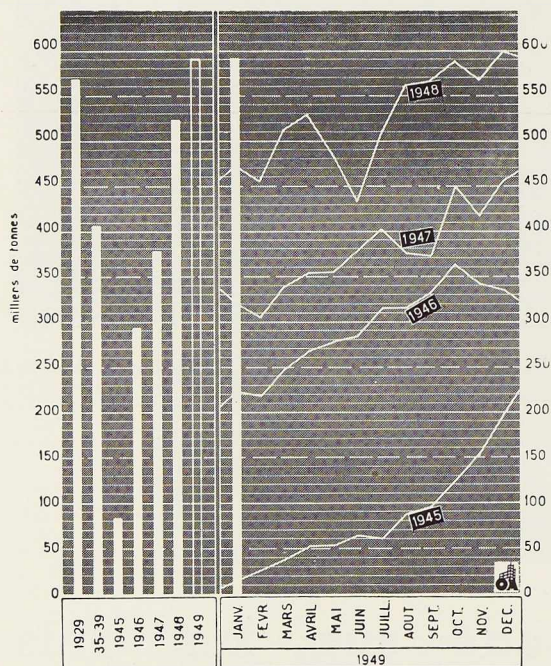


Fig. 203. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises.

produits pendant les prochains mois, sinon pour toute l'année 1949.

L'approvisionnement en mitrailles et en charbon et coke s'effectue normalement. En mitrailles les prix continuent leur orientation vers la baisse. C'est notamment les fournitures importantes de la bizonne qui sont la cause de cette orientation.

Marché intérieur

La production élevée permet d'approvisionner largement le marché intérieur. Les producteurs ont pris toutes mesures utiles pour satisfaire la clientèle, notamment en ce qui concerne certains tonnages prioritaires.

Les constructeurs se plaignent néanmoins encore des délais assez longs en ce qui concerne les tôles fortes et moyennes.

Le département des ponts et charpentes, bien qu'ayant encore des carnets de commande suffisamment garnis et augmentant l'effectif de ses équipes, subit depuis quelque temps une certaine compétition qui ne manquera pas de peser sur les prix.

En construction navale, on peut se réjouir d'une pleine activité qui porte notamment sur des pétroliers. Par contre les réparateurs de navires enregistrent un chômage de 50 % de leurs équipes, à la suite du blocage de devises anglaises et d'une malencontreuse taxe — au taux de 50 % — que les Etats-Unis appliquent sur les réparations non urgentes effectuées en Belgique.

D'autres départements des constructions métalliques souffrent sérieusement de la pénurie de commandes.

Les expéditions du mois de décembre ont atteint un total de 154.756 tonnes et comprennent notamment :

Produits de la tôle	23 940 tonnes
Accessoires du bâtiment	9 838 tonnes
Matériel de chemin de fer et de tramways	22.808 tonnes
Ponts et charpentes	8 465 tonnes



Marché extérieur

D'après les tonnages expédiés, les dix principaux clients de l'Union Economique ont été, en 1948 :

- les Pays-Bas;
- l'Argentine;
- la Suisse;
- la Suède;
- l'Angleterre;
- le Danemark;
- les Etats-Unis;
- le Portugal;
- l'Afrique du Sud;
- la Norvège.

La convention avec l'Angleterre a été conclue sur la base des indications figurant à notre précédent rapport. Le récent accord avec la trizone prévoit des exportations pour une valeur de 10 000 000 de dollars. A l'importation figure un total de 1 300 000 dollars.

Pour la Hollande, le tonnage prévu pour le premier trimestre a dû être sérieusement réduit, l'obtention des licences subissant des retards de plus en plus longs.

De même, le nouvel accord avec le Portugal réduit nos livraisons de produits sidérurgiques : il est prévu 50 000 tonnes de ces produits et un chiffre de 200 000 000 de francs belges en fabrications métalliques.

Sur les marchés d'exportation, on s'attend à rencontrer davantage la concurrence des produits français et allemands. Aux Etats-Unis cependant, une augmentation d'environ 5 % des tarifs ferroviaires vient d'entraîner une majoration de 3 % des prix des aciers à New-York.

Reconstruction des ponts-routes hongrois

La Section des Ponts-Routes du Ministère des Communications de Hongrie, sous la direction de M. Ch. Széchy, continue le remplacement méthodique des ponts provisoires, édifiés peu après la guerre, par des constructions définitives; 80 % des ouvrages provisoires seront reconstruits pour fin 1950. Rappelons que 1 424 ponts (17 % du nombre total) ont été détruits, représentant une longueur totale de 27 504 mètres (41 % de la longueur totale des ponts).

Le plan triennal hongrois prévoit la reconstruction des ponts suivants :

a) Ponts sur le Danube à Budapest

Le pont Kossuth, d'une longueur de 400 mètres, dont la construction fut commencée pendant la guerre, comporte trois travées centrales de 57,20 m, 80,20 m et 57,20 m avec maîtresses-poutres en treillis et tablier inférieur, quatre travées latérales de 28,60 m de portée à tablier supérieur; en plus, deux travées de 28,60 m en bois.

Le pont de la Liberté, partiellement détruit, composé de trois travées de 78,10 m, 178 m et 78,10 m a été rétabli dans sa forme définitive dès 1946. La travée centrale a été renouvelée, la travée de rive droite relevée.

Le Pont Marguerite comporte six travées métalliques en arc surbaissé à deux rotules, de 73,50 m, 82,67 m, 87,88 m, 87,88 m, 82,67 m et 73,50 m de portée. La largeur du tablier a été portée à 25 mètres. Ce pont a été remis à la circulation le 16 novembre 1947 pour la partie Nord et le 1^{er} août 1947 pour la partie Sud.

Le pont suspendu Széchenyi, qui sera inauguré dans sa forme initiale le jour de son centième anniversaire en 1949, se compose de trois travées de 88,70 m, 202,60 m et 88,70 m de portée.

Le pont Arpád, dont la construction fut interrompue pendant la guerre, a une longueur de 928 mètres. Il sera ouvert à la circulation avec une largeur partielle de 13 mètres, fin 1950; son élargissement à 27,60 m est prévu ultérieurement.

Le pont Boráros, d'une longueur de 514,20 m, sera rétabli dans sa forme initiale en réduisant toutefois sa pente longitudinale et en augmentant sa largeur.

Le pont Elisabeth, de 378,60 m de longueur, sera reconstruit pendant les années 1952-1954 dans sa forme initiale. Son tablier a une largeur de 18 mètres.

b) Autres ponts sur le Danube

Les ponts « Medve » (701 mètres) et « Komárov » (470 mètres) ont été rétablis en 1947.

Le pont-route et rails de Baja sera reconstruit en 1950. Son système portant est constitué de poutres en treillis du type continu. Quatre travées de 102,80 m, 103,40 m, 103,40 m et 102,80 m de portée sont à tablier inférieur, les autres travées (51,90 m, 52,40 m et 51,90 m) sont à tablier supérieur. Le tablier livre passage à une voie de chemin de fer placée entre les maîtresses-poutres, tandis que les porte-à-faux, de part et d'autre des maîtresses-poutres, portent chacun une voie carrossable. L'achèvement du pont-rails près de Dunaföldvár est prévu pour fin 1952.



c) Ponts sur la Tisza

Des douze ponts détruits, sept ont déjà été rétablis en 1948. Un huitième vient d'être achevé : c'est le pont de Szeged, en acier à haute résistance, d'une longueur totale de 439 mètres et d'une largeur de 12 mètres.

L'année 1949 verra l'achèvement du pont de Vasárosnamény (longueur : 209,25 m). Ce pont, entièrement soudé, comporte deux maîtresses-poutres du type continu, à cinq travées de 12,20 m, 42,10 m, 101,70 m, 41 m et 12,25 m de portée.

La reconstruction des autres ponts est prévue pour 1950 sauf celui de Balsa.

d) Ponts divers

Les autres ponts ont été reconstruits en deux étapes; d'abord une construction provisoire en bois; ensuite la construction définitive.

Pour les ponts de petite portée, les parties écroulées furent relevées et réparées. Pour les portées de 20 à 30 mètres, on établit des ponts-types permettant une construction et un montage rapides; pour les portées au delà de 30 mètres, le type « bow-string » s'est révélé très utile.

Notons pour terminer les difficultés pour l'enlèvement des débris; d'après les estimations, environ 30 % de ceux-ci ne pourront être retirés du lit des fleuves.

(D'après *Schweizerische Bauzeitung*, 5 févr. 1949)

Conférence de M. R. A. Nihoul

M. R.-A. Nihoul, Directeur du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, fera le samedi 12 mars 1949, à 16 h. 30 à Luxembourg, une conférence sur le sujet suivant : « Tendances et perspectives de la construction métallique ». Cette conférence se donnera à la Tribune de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels en l'Hôtel des Arbed.

Construction des ponts en U. R. S. S.

Pendant la deuxième guerre mondiale, quelque 13 000 ponts-rails de différents types ont été détruits en U. R. S. S. La longueur totale de ces ouvrages dépasse 300 000 mètres.

Le plan quinquennal d'après guerre prévoit un important programme de travaux de construction ou de reconstruction de ponts-rails; environ 10 % des sommes destinées au dévelop-

pement des chemins de fer pendant la période 1946-1950 seront utilisés pour la construction des ponts sur le réseau ferroviaire soviétique.

Plusieurs ouvrages d'art nouveaux ont déjà été construits sur le Don, le Dniéper, le Pripyet, etc. Ces ponts ont exigé la mise en œuvre de 160 000 tonnes d'acier et 800 000 m³ de béton.

Au cours de la construction d'un important pont sur le Dniéper à Kiev, un groupe d'ingénieurs, comprenant notamment MM. I. Y. Barenboim, V. M. Balitsky et G. I. Zingorenko, a mis au point une méthode hydraulique nouvelle pour le fonçage des caissons qui a donné de bons résultats en pratique.

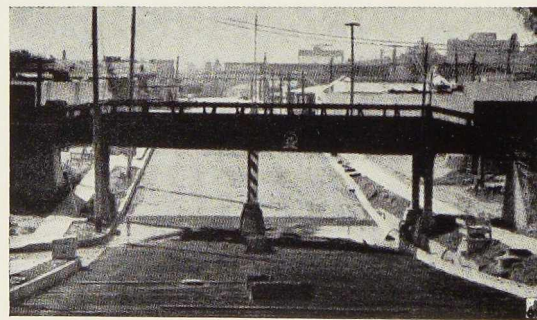
Pour la reconstruction des ponts, la récupération des matériaux a été poussée au maximum. Jusqu'ici, plus de 20 000 tonnes de charpentes métalliques ont été récupérées et réutilisées.

Pour intensifier la restauration des ouvrages d'art, la préfabrication et la mécanisation ont été employés sur une grande échelle et ont permis de réaliser d'importants gains de temps et d'argent.

La méthode de soudure automatique sous une couche de poudre, développée par le Professeur E. O. Patton, a trouvé un vaste champ d'application et a permis d'accélérer considérablement l'assemblage des ouvrages métalliques.

(D'après *Civil Engineering*, Londres, févr. 1949)

Route chauffée dans l'Etat d'Orégon



Une première application de route chauffée, pour accélérer la fonte des neiges, a été réalisée sur la route reliant Dallas aux chutes de Klamath, dans l'Etat d'Orégon. La chaleur est fournie par une source souterraine chaude traversant 4 500 mètres de tuyaux soudés noyés dans le béton de la chaussée.

(D'après *Civil Engineering N. Y.*, janvier 1949)



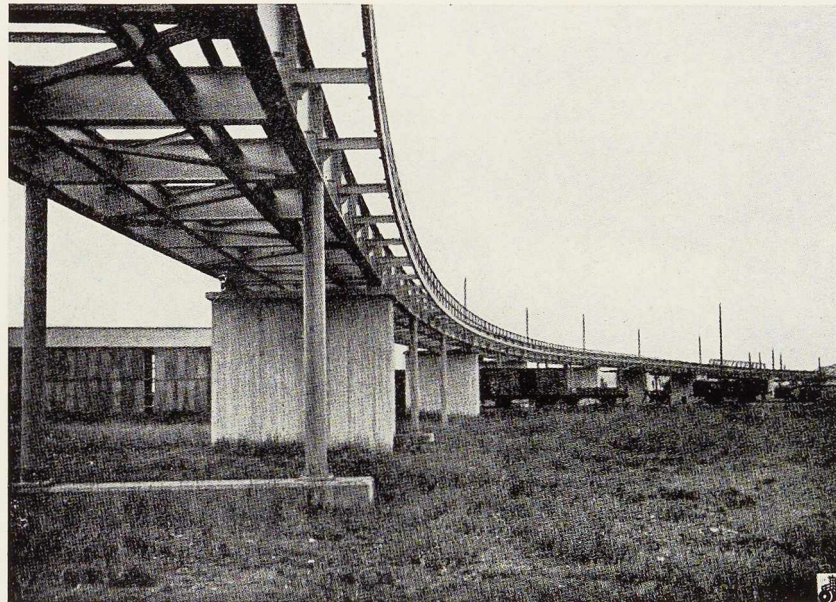


Fig. 205. Vue d'un viaduc métallique soudé, à tablier sans ballast, construit récemment sur le réseau suédois.

Viaduc soudé en Suède

On a construit récemment, en Suède, pour les Chemins de Fer de l'Etat, un viaduc métallique soudé.

Cet ouvrage est destiné principalement à une ligne de trains de marchandises située entre deux lignes principales.

En plan, le viaduc est construit en courbure continue avec un rayon de courbure moyen de 240 mètres. L'ouvrage passe au-dessus de plusieurs voies de chemin de fer et notamment au-dessus d'une troisième ligne principale électrifiée, ce qui a rendu nécessaire de donner au viaduc des pentes de 0,025. La superstructure métallique est assemblée par soudure à l'exception de certains éléments de contreventement qui ont été exécutés en construction rivée.

L'ouvrage a été exécuté en tronçons constitués chacun de deux ou trois travées continues avec une portée théorique variant de 12,17 m à 15,20 m. Les appuis extrêmes reposent sur des piliers en béton massif tandis que les appuis intermédiaires sont constitués par des colonnes cylindriques en acier soudé formées de deux tôles mi-cylindriques assemblées par soudure. Ces colonnes en acier sont pourvues à leurs extrémités supérieure et inférieure de rotules pendulaires destinées à absorber les réactions horizontales et verticales de l'ouvrage.

La courbure uniforme du pont en plan a rendu plus coûteuse l'exécution de la superstructure.

Par contre cette disposition a permis de réaliser des économies grâce à la longueur constante des entretoises et grâce également à la disposition plus simple en plan de ces entretoises ainsi que des longerons.

Ce viaduc, d'un aspect particulièrement élégant, a été construit par la Société Götawerken. Le projet est l'œuvre de la Section des Ponts des Chemins de fer suédois.

L'ouvrage, dont la construction a nécessité la mise en œuvre de 330 tonnes d'acier, a été mis en service le 1^{er} décembre 1948.

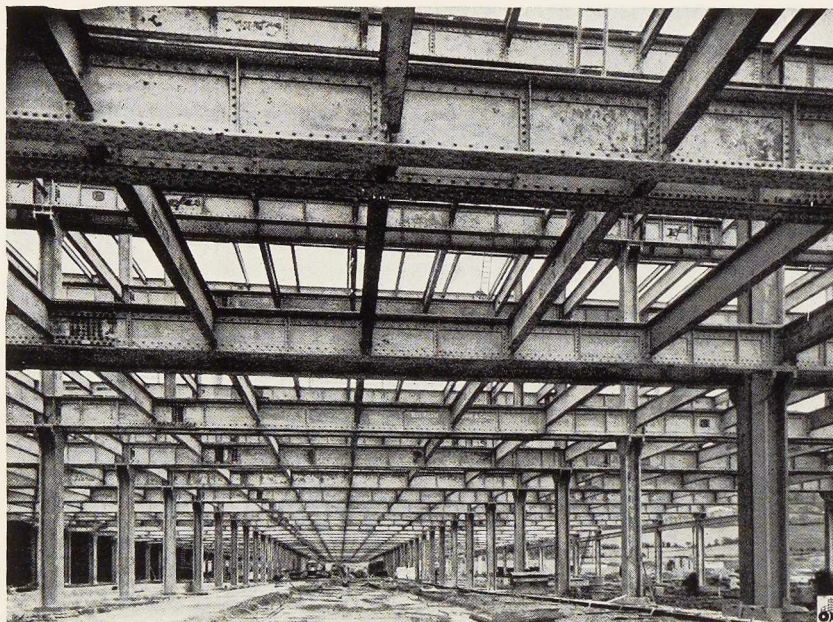
(D'après *Svetsen*, févr. 1949)

La restauration du réseau ferroviaire en Belgique

D'après les chiffres établis au 31 décembre 1948, il est possible de dresser un tableau des restaurations déjà réalisées par la Société Nationale des Chemins de Fer Belges (S. N. C. B.).

	Destructions par fait de guerre	Réparations au 31-12-48	
		provisaires	définitives
Voies principales . . .	58,5 km	—	56,7 km
Voies secondaires . . .	280 km	—	206,6 km
Passages inférieurs . . .	395	145	205
Passages supérieurs . . .	71	17	32
Bâtiments	494	86	311
Cabines de signalisation			
mécaniques	165	33	120
électriques	38	12	24





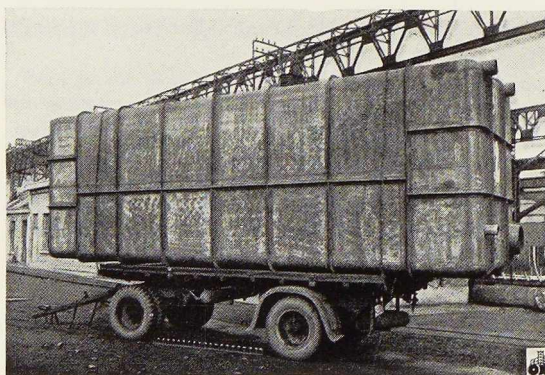
Charpente industrielle en Grande - Bretagne

Fig. 206. Vue intérieure d'une usine pour la fabrication du fil de nylon en Grande - Bretagne. La charpente en acier est composée de poutres continues doubles et de poteaux en profilés à larges ailes soudés.

Photo J. Maltby.

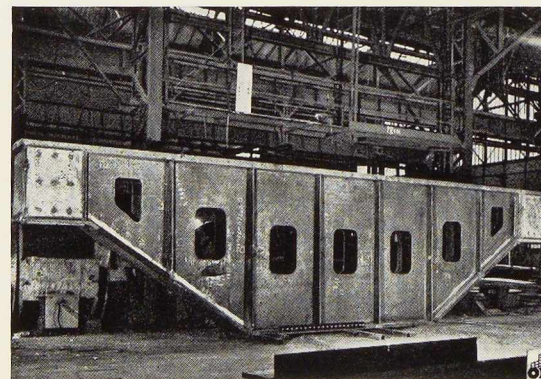
ECHOS ET NOUVELLES

Réservoir pour fermentation de produits de brasserie



La S. A. John Cockerill a en commande des réservoirs pour fermentation de produits de brasserie. Construits en tôle de 5 mm d'épaisseur, ces réservoirs sont complètement soudés. La figure ci-dessus montre un type de réservoir de 4,29 m de longueur, 2,44 m de largeur et 2,60 m de hauteur.

Traverses pour presse à plier



La S. A. John Cockerill a fourni récemment des traverses pour presse à plier de 600 tonnes. La figure ci-dessus représente une traverse supérieure d'un poids de 27 tonnes, composée de semelles en acier moulé et d'âme et entretoises en acier laminé dont les caractéristiques sont les suivantes : longueur totale 12,242 m ; hauteur 3,048 m ; largeur 0,915 m.



Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

An Introduction to Metallurgy (Introduction à la métallurgie)

par J. NEWTON.

Un volume relié de 645 pages, format 15 × 23 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par John Wiley & Sons Inc., New-York, 1948.

Le but du livre du Professeur Newton est de présenter une introduction à la branche « Métallurgie » dans son ensemble et de servir de base pour l'étude des problèmes métallurgiques spéciaux.

Les différents chapitres de l'ouvrage traitent des sujets suivants : Métaux — Propriétés physiques des métaux et alliages — Alliages — Production — Traitements thermiques — Corrosion — Sources des métaux — Traitement des minerais — Principes chimiques — Combustibles et produits réfractaires — Pyrométallurgie — Hydro-métallurgie — Electrométallurgie.

L'importance des métaux et de la métallurgie dans la civilisation moderne ne doit plus être soulignée. L'ouvrage du Professeur Newton, conçu d'une façon pratique et accompagné d'excellentes illustrations, est appelé à rendre de réels services à ceux qui le consulteront.

Corrosion Handbook (Manuel de corrosion)

par Herbert H. UHLIG.

Un volume relié de 1 188 pages, format 15 × 23 cm, illustré de 381 figures. Edité par John Wiley & Sons Inc., New-York, 1948. Prix : 12 dollars.

Le tribut que paient tous les ans à la corrosion les métaux est très lourd. Afin de diminuer ce tribut et protéger les ouvrages métalliques contre la corrosion, des chercheurs de différents pays se sont penchés sur ces problèmes. Des résultats intéressants ont, d'ores et déjà, été obtenus dans ce domaine. Toutefois, il reste encore beaucoup à faire. Aussi convient-il de saluer tout particulièrement la publication d'ouvrages tels que le manuel du Professeur Uhlig, rédigé en collaboration avec plus de cent spécialistes des questions

(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).

de la corrosion des métaux. Ce monumental ouvrage est divisé en 9 sections : Théorie de la corrosion — Corrosion en milieux liquides, dans l'atmosphère et dans les gaz — Problèmes spéciaux (corrosion par l'eau de mer, corrosion par le sol, etc.) — Corrosion à haute température — Matériaux résistant à haute température — Matériaux résistant aux attaques chimiques — Protection contre la corrosion — Essais de corrosion — Documentation diverse.

Le chapitre réservé à la protection des métaux traite en détails des méthodes de protection de l'acier (métallisation, traitement anodique, peintures et vernis, protection cathodique, etc.).

Le chapitre relatif aux essais offre également un grand intérêt. L'excellent ouvrage du professeur Uhlig, publié sous le patronage de l'*Electrochemical Society* de New-York, sera apprécié par tous ceux qui s'intéressent aux méthodes modernes de lutte contre la corrosion.

The Mechanical Testing of Metals and Alloys (Essais mécaniques des métaux et alliages) (4^e édition)

par P. Field FOSTER.

Un volume relié de 320 pages, format 14 × 22 cm, illustré de 234 figures. Edité par Sir Isaac Pitman & Sons Ltd., Londres, 1948. Prix : 18 shillings. (Envoyé par le British Council.)

Les conditions dans lesquelles travaillent les métaux et alliages dans l'industrie moderne devant de plus en plus sévères, le problème des essais mécaniques des matériaux métalliques revêt une importance vitale.

Dans son livre, M. Foster expose la théorie et la pratique des essais mécaniques standards. Après avoir rappelé sommairement la théorie de l'élasticité et celle de la structure des métaux, l'auteur donne d'intéressants détails sur les machines d'essai universelles. Les chapitres suivants se rapportent aux essais de traction et de flexion, aux accessoires des machines d'essai, aux extensomètres, etc.

M. Foster traite ensuite des essais de dureté et des essais de résilience. La résistance des métaux aux sollicitations répétées, les constantes élastiques et certains essais spéciaux forment la matière des derniers chapitres. L'ensemble constitue un livre utile et intéressant.



Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis (Volume VI n° 1) (Publications de la Société pour l'Analyse expérimentale des tensions)

Un volume relié de 137 pages, format 21 × 28 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Addison-Wesley Press, Inc., Cambridge, Mass. (U. S. A.), 1948. Prix : 6 \$.

La nouvelle publication de la *Society for Experimental Stress Analysis* américaine contient 15 communications sur les sujets entrant dans le cadre de l'activité de l'Association.

Les principaux mémoires de cette importante publication traitent des problèmes suivants : Recherches sur les états de tensions et déformations se produisant dans les barres rectangulaires soumises à flexion (G. S. SANGDAHL, E. L. AUL & G. SACHS); Un nouveau matériel pour la photoélasticité à trois dimensions (M. M. LEVEN); Mesure des déplacements par l'interferomètre mécanique (R. WELLER & B. M. SHEPARD); Quelques simplifications dans la solution numérique de l'équation de Laplace appliquée à la photoélasticité (M. M. FROCHT); Appareil à couplage direct pour l'enregistrement des tensions dynamiques (W. R. MEHAFFEY, J. N. VAN SCOYOC & D. S. SCHOVER); Technologie des essais au choc au Laboratoire de l'Artillerie Navale (J. H. ARMSTRONG); Etude photoélastique des tensions dans les profils en U (J. B. MANTLE & T. J. DOLAN); Le fleximètre équilatéral (G. BRENER), etc.

Par la qualité de sa documentation cet ouvrage, publié sous la direction de M. Hetényi, de l'Institut Technologique de la « Northwestern University », constitue une contribution de valeur à l'étude expérimentale des tensions.

Nieuwe vereffeningsmethoden voor het berekenen van balkroosters (Nouvelles méthodes de répartition pour le calcul des systèmes de poutres croisées)

par G. F. JANSSONIUS.

Un volume de 233 pages, format 16 × 24 cm, illustré de 84 figures et nombreux tableaux hors-texte. Edité par Uitgeverij Waltman, Delft (Pays-Bas), 1948. Prix : 8,75 florins.

Le but de l'auteur est de donner aux ingénieurs des méthodes de calcul rationnelles pour les systèmes de poutres croisées, rigides ou articulées. Les méthodes de répartition dites de Cross et de Southwell sont données dans un chapitre spécial.

Plus loin, l'auteur explique un nouveau calcul des systèmes rigides de poutres croisées, limité aux systèmes de poutres se croisant à angle droit.

En fin de volume, on trouve un exemple de calcul d'un système rigide de poutres croisées.

Une méthode rationnelle pour les systèmes de poutres croisées spécialement du type rigide est d'une grande utilité pour l'ingénieur car elle lui

permet d'obtenir une solution économique tout en serrant la réalité de plus près. A ce sujet, l'ouvrage du Dr Ir. Janssonius rendra de réels services aux calculateurs de bureaux d'études.

Au fil du rail (Fascicules XV et XVI)

par F. LEBBE.

Deux ouvrages de 32 pages chacun, format 21 × 31 cm, illustrés de nombreuses figures. Edité par l'Editorial Office, Bruxelles, 1949. Prix : 110 francs par fascicule.

Les quinzième et seizième fascicules de l'ouvrage de vulgarisation sur les chemins de fer, publiés par M. Lebbe, sont relatifs à l'exploitation.

L'un est consacré à l'organisation du service de manœuvre, l'autre traite du service des trains (organisation, horaires, composition et circulation des trains, etc.).

Svarovani (Soudure)

par F. FALTUS.

Un ouvrage relié de 218 pages, format 15 × 20 cm, illustré de 252 figures. Edité par la Česká Matice Technická, Prague, 1947. Prix : 120 couronnes.

L'ouvrage du Professeur Faltus, spécialiste des questions de soudure, est divisé en quatre parties : Technologie — Résistance et calcul des assemblages soudés — Règles pour l'établissement des projets — Bibliographie.

Cet intéressant livre est largement illustré et contient de nombreux exemples de calcul.

Ten Bosch' viertalig technisch woordenboek : Nederlands, Engels, Frans, Duits (Dictionnaire Ten Bosch en 4 langues : néerlandais, anglais, français, allemand) (4^e édition)

par E. L. OBERG.

Un volume relié de 682 pages, format 14 × 20 cm. Edité par la Société A. E. Kluwer, Deventer (Pays-Bas), 1948. Prix : 25 florins.

Le dictionnaire Ten Bosch donne la traduction en langue anglaise, française et allemande d'environ 45 000 termes techniques néerlandais qu'on rencontre dans les différentes branches de l'ingénieur : Mécanique — Chimie — Géologie — Minéralogie — Métallurgie — Technologie — Chemins de fer — Machines — Bâtiments — Electricité, etc.

Cet ouvrage, établi sous la direction de l'ingénieur Oberg, avec la collaboration de nombreux spécialistes, sera d'une grande utilité à ceux qui consultent des ouvrages techniques de langue néerlandaise.



Bibliographie

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

13.5. - Construction d'un nouveau haut fourneau endéans 97 jours

John D. Knox, *Steel*, 4 octobre 1948, p. 101, 2 fig.

Un nouveau haut fourneau comportant 18 tuyères a été érigé dans un délai record de 97 jours, dans la *Youngstown Sheet & Tube Co.*, à Indiana Harbor. Ce haut fourneau fut construit sur une fondation provisoire à 40 mètres de son emplacement définitif. Après cette période préliminaire, on procéda à l'extinction de l'ancien fourneau datant de 1917, à sa démolition et au ripage du nouveau haut fourneau à son emplacement définitif. Le nouveau haut fourneau comporte un ouvrage de 7,80 m de diamètre et a une hauteur de 31 mètres.

20.13a. - Résultats du concours pour la reconstruction du pont sur le Rhin à Cologne-Mulheim

W. ZACHER, *Die Bautechnik*, novembre 1948, pp. 248-256, 13 fig.

Récemment, un concours d'idées a eu lieu pour la reconstruction de l'ancien pont suspendu sur le Rhin à Cologne, détruit pendant la guerre. Les clauses du concours stipulaient que le tablier devait porter une voie carrossable de 17,20 m de largeur, deux pistes cyclables de 1,60 m et deux trottoirs de 3,50 m. Le nombre de projets présentés par 17 concurrents s'est élevé à 58; parmi ceux-ci on compte notamment 13 projets de ponts suspendus à ancrages établis dans le sol, 8 ponts suspendus avec poutres de rigidité, 12 ponts en poutres à âme pleine, 2 ponts en treillis, 5 ponts en arc sous-tendu, etc.

Tous les ponts suspendus comportent une ouverture centrale de 315 mètres et deux travées latérales de 91 à 96 mètres, sauf un projet qui

prévoyait une ouverture centrale de 402 mètres de portée. Dans la plupart des projets, le tablier est du type classique; un des concurrents toutefois a présenté une solution en tablier ajouré en grilles d'acier « Tri-Lok ».

Dans les projets de ponts à poutres à âme pleine, on a dû augmenter le nombre des piles, afin de ne pas dépasser la portée économique de 200 mètres. Généralement, ces ouvrages sont prévus en acier à haute résistance St.52 ou St.60. Les ponts en treillis du type classique ne présentaient aucune particularité spéciale; quant aux ponts en arc sous-tendus, ils n'ont pas été retenus par le jury.

Le premier prix a été attribué au projet présenté par la Société *Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg* (M.A.N.), en collaboration avec plusieurs spécialistes. La solution primée prévoit un pont suspendu à ancrage partiel réalisant un gain de poids d'environ 2 200 tonnes sur la solution la plus favorable en ponts suspendus à poutre de rigidité.

30.5. - Les colonnes dans les constructions métalliques

H. E. DÄNDLIKER, *Stahlbau Bericht*, févr. 1949, pp. 1-8, 8 fig.

Dans les bâtiments industriels, l'architecte considère les colonnes intermédiaires comme un mal nécessaire et inévitable; il tend toutefois à en réduire le plus possible le nombre et l'encombrement. Les premières colonnes métalliques utilisées dans le bâtiment furent des éléments en fonte de section circulaire; elles ont été remplacées par des profils composés en poutrelles I ou U. Actuellement, on utilise de plus en plus les poutrelles à larges ailes qui permettent de supporter des charges importantes (une poutrelle Hr 30 peut porter une charge de 300 tonnes pour une hauteur de flambage de 5 mètres).

Pour des raisons architecturales, les colonnes en poutrelles H sont souvent enrobées de béton afin d'avoir une section circulaire.

Pour ce qui est de l'encombrement, l'acier peut soutenir une comparaison avantageuse avec d'autres matériaux de construction. C'est ainsi que pour une charge de 300 tonnes, une colonne en poutrelles Hr 30 (dont l'encombrement est de

(1) La liste des périodiques reçus par notre Association a été publiée dans le n° 10-1948 de *L'Ossature Métallique*. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, 154, avenue Louise à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification dont le tableau a été publié dans le même numéro de *L'Ossature Métallique*, p. 442.



34 × 31 cm) devrait être remplacée par un poteau de 129 × 129 cm, 60 × 60 cm et 58 × 58 cm de section suivant qu'il s'agit de maçonnerie, de béton armé ou de bois.

31.30. - Bourse de Rotterdam

V. VRIEND, *L'Architecture d'aujourd'hui*, novembre-décembre 1948, pp. 29-35, 23 fig.

La Bourse de Rotterdam est l'œuvre de l'architecte J. F. Staal. En dehors du grand hall de la Bourse proprement dite et de la Bourse aux grains, l'édifice comprend la Bourse des armateurs, des bureaux, des boutiques, un restaurant, un café, des petites salles à usages divers, une salle des ventes et même une salle de concert. L'ensemble est pourvu d'une installation de chauffage avec conditionnement de l'air. Selon la nécessité, dans cette région de la Hollande, la construction est établie sur pilotis chargés de 400 à 600 tonnes, dont la longueur varie entre 17 et 24 mètres. Les portiques du grand hall central sont en acier soudé et ont une portée de 48 mètres. La toiture est en béton translucide.

37.0. - Flèche d'excavateur en éléments tubulaires soudés

A. SCOTT & E. McMINN, *Welding*, janvier 1948, pp. 2-8, 5 fig.

Pour l'extraction du charbon dans des mines à ciel ouvert, on a construit en Grande-Bretagne un excavateur dont la flèche a une longueur de 34,50 m. Cette flèche, entièrement réalisée en éléments tubulaires assemblés par soudure à l'arc, pèse environ 6 tonnes.

Les plus importants efforts sollicitant les flèches des grues et excavateurs étant des efforts de compression, la section tubulaire est particulièrement indiquée pour ce genre de sollicitations, car la section tubulaire assure une répartition rationnelle des tensions. Par ailleurs, le tube possède une plus grande rigidité à la torsion que les profils laminés.

Les tubes utilisés pour la construction de la flèche, réalisés en acier à haute résistance, avaient un diamètre extérieur variant de 1 11/10" à 4 1/2" (43-127 mm) et une épaisseur comprise entre 0,104 " et 0,192 " (environ 3 à 5 mm). L'élément le plus chargé, qui se trouve à la partie supérieure de la flèche, est soumis à un effort de compression de 18,08 tonnes. Le coefficient de sécurité est généralement voisin de 3. La flèche a été assemblée par soudure dans un atelier de 91,50 m × 15,25 m. L'assemblage a été effectué en quatre étapes à l'aide des gabarits. On a tout d'abord procédé à la soudure de la partie cen-

trale de la flèche, qui a servi ensuite de gabarit pour le montage des parties supérieures et inférieures de la flèche. En dernier lieu, on avait fixé à la flèche une échelle dite « cat walk ». Le poids total de la flèche en tubes d'acier est de 6,06 tonnes; réalisée en profilés courants la même flèche aurait pesé 8,48 tonnes.

Le gain en poids est de l'ordre de 25 % en faveur de la construction tubulaire.

54.16. - Les progrès du décapage chimique des métaux aux États-Unis pendant la guerre

Le Génie Civil, 15 févr. 1949, pp. 70-71.

Pendant la dernière guerre, on a employé, aux États-Unis, un procédé de décapage nouveau dans lequel on utilise l'hydrure de sodium, mais ce procédé est assez onéreux et il n'a été appliqué que dans des cas exceptionnels. Le plus souvent on s'en est tenu à l'ancien procédé de décapage par les acides minéraux. Toutefois, ce procédé a été porté à un haut degré de perfection. L'acide sulfurique n'a été employé seul que pour les aciers doux. Pour les aciers spéciaux, on a utilisé les acides chlorhydrique, azotique, phosphorique et fluorhydrique, seuls ou mélangés.

On s'est efforcé de réduire leur consommation au minimum et on a rendu le décapage continu ou semi-continu pour les tôles. De plus, une étude de l'oxyde de battitures qui se forme dans le travail à la forme et des croûtes de laminage a conduit à en enlever la majeure partie mécaniquement avant de procéder au décapage chimique.

Pour décaper les pièces qui doivent être peintes, il y a avantage à employer l'acide phosphorique et à ne pas trop rincer aussitôt après décapage, car le film de phosphate de fer qui se forme à la surface de la pièce contribue à « l'accrochage » de la première couche de peinture, dite d'impression et même à protéger le fer métallique sous-jacent contre l'oxydation par l'air.

Le décapage doit être suivi d'un rinçage parfait, car le film d'acide et de sels qui résulte de l'action de l'acide sur le métal est un stimulant de la rouille. Pour ralentir la formation de la rouille, on immerge les pièces dans un bain à 300 grammes par litre de carbonate de sodium ou de phosphate trisodique.

Le décapage continu ou semi-continu n'est applicable qu'aux tôles et au feuillard. On procède d'abord à un décalaminage mécanique. On fait ensuite passer la tôle immédiatement après dans un bac renfermant le bain de décapage qui est à 5 à 25 % d'acide sulfurique à 66° B.

La bande y est, soit poussée par son passage entre deux cylindres caoutchoutés (décapage semi-continu), soit tirée par agrafage de la tôle (décapage continu) ce qui permet une vitesse de déplacement plus grande, soit au moins 200 m/minute.





SOCIÉTÉ COMMERCIALE DE SIDÉRURGIE
S. A.

1^a, RUE DU BASTION (ELITE HOUSE) BRUXELLES
TÉLÉPH. : 12.31.70 (4 LIGNES) 12.00.53 (3 LIGNES) — C. C. P. 33.97
TÉLÉGR. : SIDÉRUR-BRUXELLES — REG. COMM. : BRUX. 207.794

S
SIDERUR

VOUS OFFRE TOUTE LA GAMME
DES PROFILÉS MOULURÉS A FROID
POUR LA CONSTRUCTION DE :

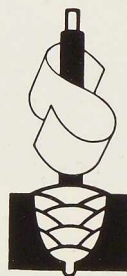
Vos meubles métalliques
Vos charpentes légères
Vos vitrages sans mastic
Vos voitures métalliques pour
chemins de fer etc.... etc....

Consultez-la pour tout profil spécial pouvant être
mouluré à froid hors feuillard laminé à chaud.

Office Technique de Publicité

CONFIEZ VOS COMMANDES D'ELECTRODES A

SOUDOMETAL



CITOBEST - S
CITOFIXE
TENACITO - 55

BEAMA Coding

E 413

E 313

E 614

AWS Standards

E 6020-6030

E 6013

E 7016

Trois électrodes agréées par le Lloyd's Register
of Shipping (toutes positions) et le Bureau
Véritas.

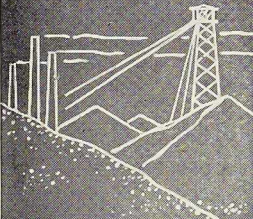


SOUDOMETAL S. A.

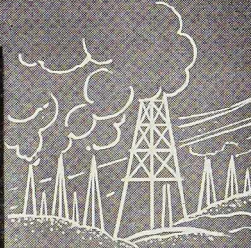
CHAUSSÉE DE RUYSBROECK, 83 - FOREST - BRUXELLES - TÉLÉPHONE 43.45.65 - 44.09.02

TUBES POUR TOUTES ACTIVITÉS

CHARBONNAGES



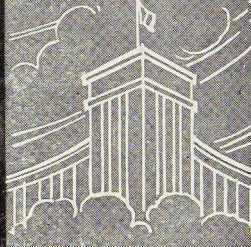
PÉTROLE



CANALISATIONS



TRAVAUX PUBLICS

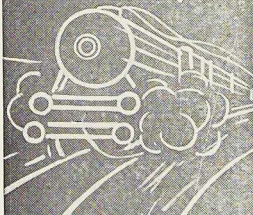


EAU

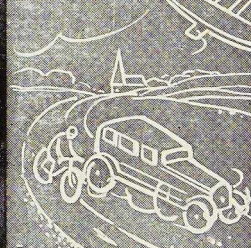


GAZ

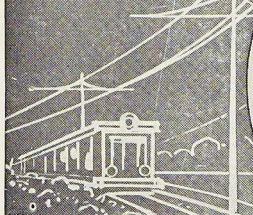
CONSTRUCTION MÉCANIQUE



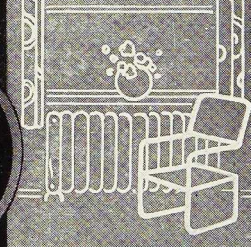
SPORTS



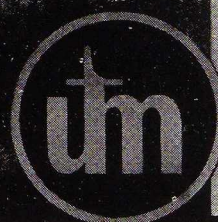
TRANSPORT DE FORCE



LE HOME



TOUS DIAMÈTRES
DE 3^m A 1250^m
ET PLUS



USINES À TUBES DE LA MEUSE

STEAM FLEMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO

54
34



SÉCURITÉ

COMME LE ROSEAU
L'ACIER PLIE MAIS NE ROMPT PAS

Construisez en Acier!





PROCÉDÉ
ARCOS OXYARC



POUR LE DÉCOUPAGE,
LE DÉRIVETAGE,
LE GOUGEAGE
DE **TOUS MÉTAUX**

ARCOS

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE S. A.

58-62, RUE DES DEUX-GARES • TÉLÉPHONE 21.01.65 • BRUXELLES



TÉLÉGRAPHIEZ OUTRE-MER

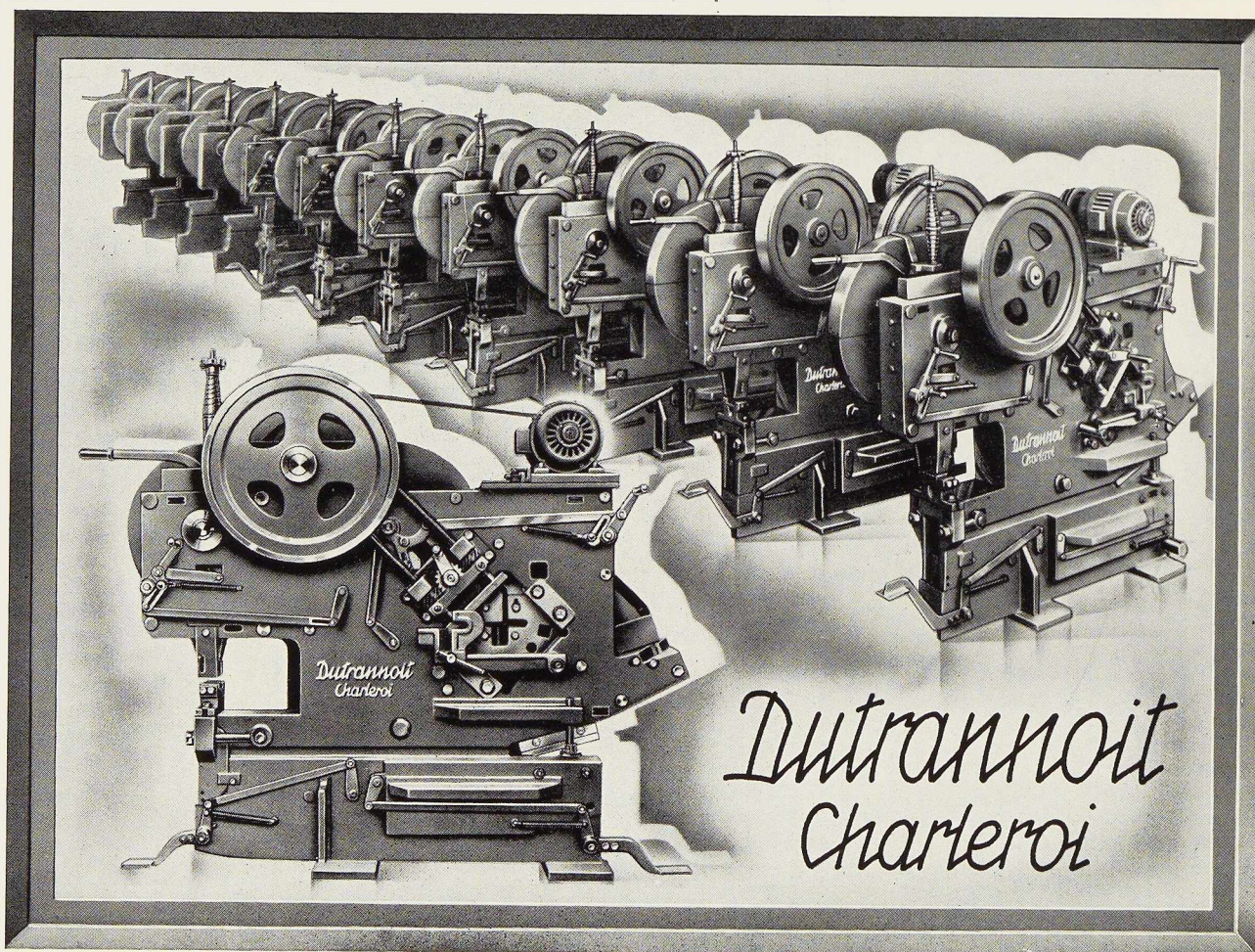
"VIA BELRADIO"

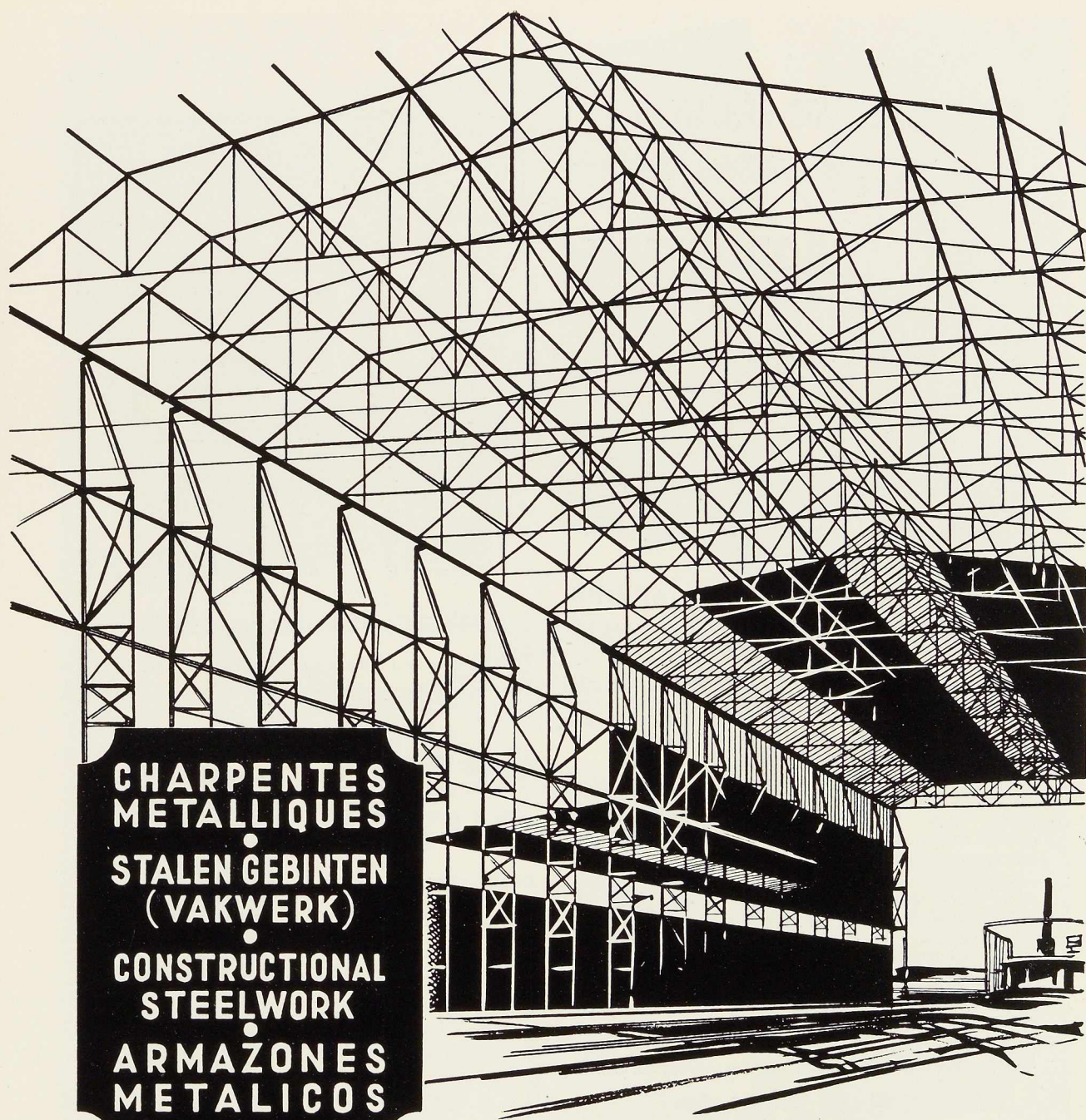
LA VOIE NATIONALE BELGE RAPIDE
ET SURE VERS TOUS LES CONTINENTS

RENSEIGNEMENTS ET DÉPÔT DES MESSAGES
DANS TOUT BUREAU TÉLÉGRAPHIQUE
BELGE

TÉLÉPHONES

ANVERS	399.50
BRUXELLES	12.30.00
LIÈGE	609.10





**CHARPENTES
 METALLIQUES
 •
 STALEN GEÛINTEN
 (VAKWERK)
 •
 CONSTRUCTIONAL
 STEELWORK
 •
 ARMAZONES
 METALICOS**

**ATELIERS DE
 BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS**

R. C. BRUX. : 79.683

CHAUSSÉE DE VLEURGAT, 249-253 • TÉLÉGR.: MAXTHI-BRUXELLES • CODES:

A.B.C. 6th Ed.
 BENTLEY'S
 RUDOLF MOSSE

BRUXELLES • BRUSSEL • BRUSSELS • BRUSELAS

CRÉATEUR FRANCIS DELAMARE • 48, AV. BRUGMANN, BRUX

AUGMENTEZ VOS BÉNÉFICES . . .

Accélérez le rythme de votre

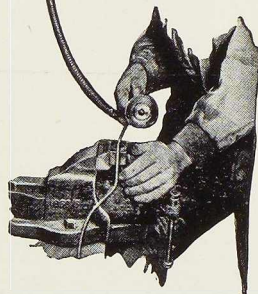


**EN VOUS SERVANT D'UNE MACHINE
WOLF FF2 A TRANSMISSION FLEXIBLE**

**POUR VOS TRAVAUX
DE MÔULAGE, DE
LIMAGE ET DE
POLISSAGE.**

Cette machine à deux vitesses, de conception nouvelle vous permettra d'accélérer sans contre-temps une grande variété de travaux : matriçage, usinage et affûtage d'outils, ébarbage de petits moulages, etc. Elle comporte un grand nombre d'outils accessoires : limes rotatives, fraises, meules, brosses métalliques et feutres de polissage. Profitez de la supériorité des machines WOLF, pour une nouvelle et vaste gamme de travaux à la pièce. Tout comme vous, vos ouvriers en tireront de plus grands avantages.

Pour plus amples renseignements, écrivez aujourd'hui même.



Wolf

OUTILLAGE ÉLECTRIQUE

" Fonctionnement Parfait, Rendement Élevé, Sécurité "

Agents généraux pour la Belgique et le Grand-Duché de Luxembourg.
(Vente en gros et Dépannage) :

J. & R. LENAERS, 5 Avenue Ernest Renan, BRUXELLES, 3.

En vente dans les principaux magasins d'outillage.

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

EN HAUT DE L'ECHELLE !

PRODUITS « ACME QUALITY »
pour la protection
de charpentes et constructions métalliques



Kromik Metal Primer
Peinture à base de chrome.
Pouvoir couvrant supérieur
aux miniums ordinaires.

Metal Protective Paint.
Peinture à base de graphite
pour la couche de finition.

Jetcote « A »
Peinture anti-acide et hydro-
fuge, supérieure aux goudrons
ordinaires.

Siltex
Peinture à l'aluminium.

ACME QUALITY

Etablissements de Crane et Marsily

s. p. r. l.
2, avenue Reine-Elisabeth, ANVERS

**PETITS
OUTILS**

pour mécaniciens

La série complète d'outils et d'accessoires mise sur le marché par Tho. W. WARD donnera exactement cette sécurité supplémentaire en service, d'une si grande importance pour maintenir les plans de production à la page.



Outils de filetage - Mandrins - Crampons
- Plateaux diviseurs - Foreuses - Meules -
Outils de tours - Fraises - Alésoirs -
Calibres à affûter à foret hélicoïdal -
Verniers - Etau, etc.

Ecrivez-nous aujourd'hui pour les parties du
catalogue des petits outils.

THO. W. WARD (BELGIUM) S.A.

8, LONGUE RUE DES CLAIRES
ANVERS · BELGIQUE

TELEPHONES

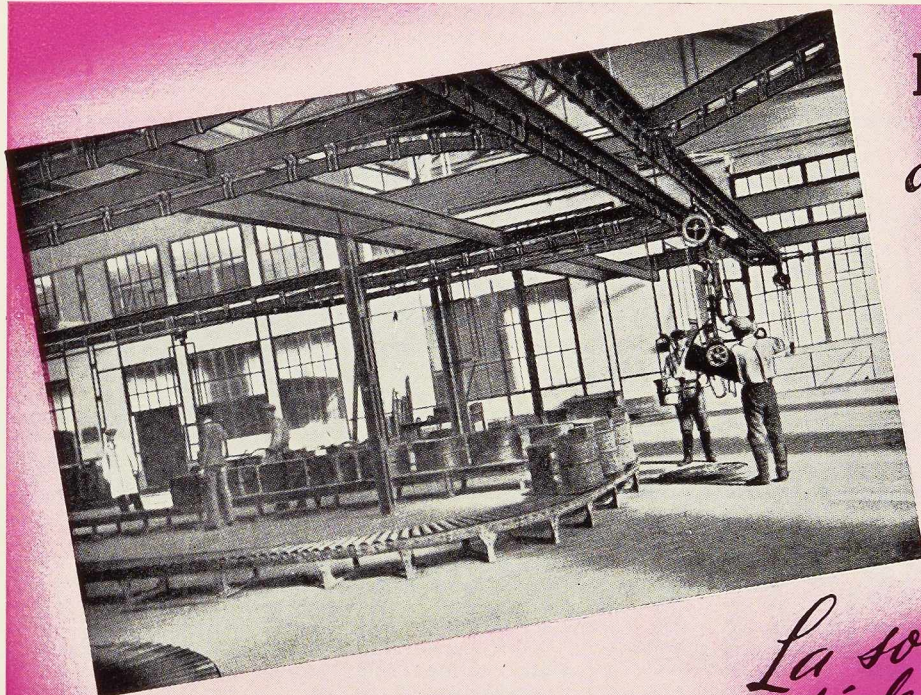
ADRESSE TELEGRAPHIQUE

228-47 - 228-51 ANVERS

WARDSMAN ANVERS

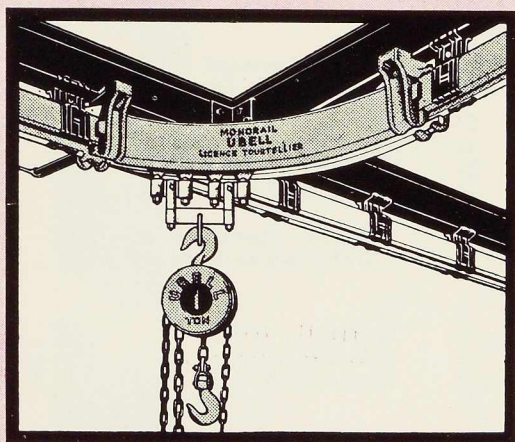


IMPORTATIONS et les EXPORTATIONS



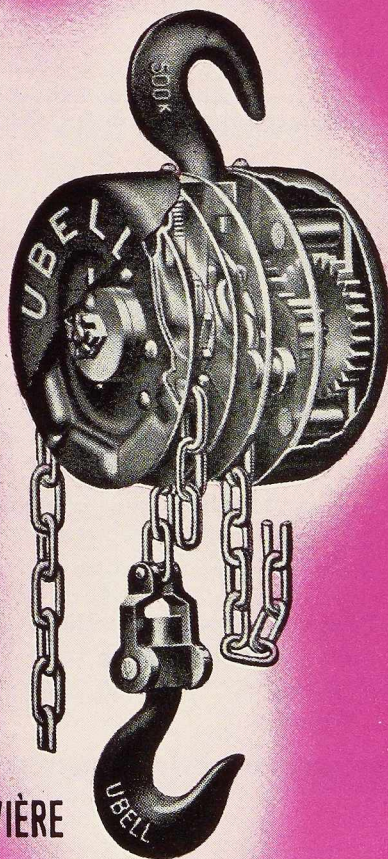
REDUISEZ
de **50 à 85%**
VOS FRAIS
DE MANU-
TENTION

*La solution
idéale de tous
vos problèmes
de manutention!*



UTILISEZ LE
MONORAIL
TUBULAIRE
UBELL
LICENCE TOURTELLIER
COMBINÉ AVEC LE
PALAN UBELL

DEMANDEZ LA NOTICE DÉTAILLÉE
S. A. USINES, BOULONNERIES ET ETIRAGES • LA LOUVIÈRE





INDUSTRIELS,

La concurrence s'annonce âpre.

Abaissez vos prix de revient !

Spécialisé en ÉLECTRICITÉ MÉCANIQUE
THERMO-DYNAMIQUE, GÉNIE CIVIL

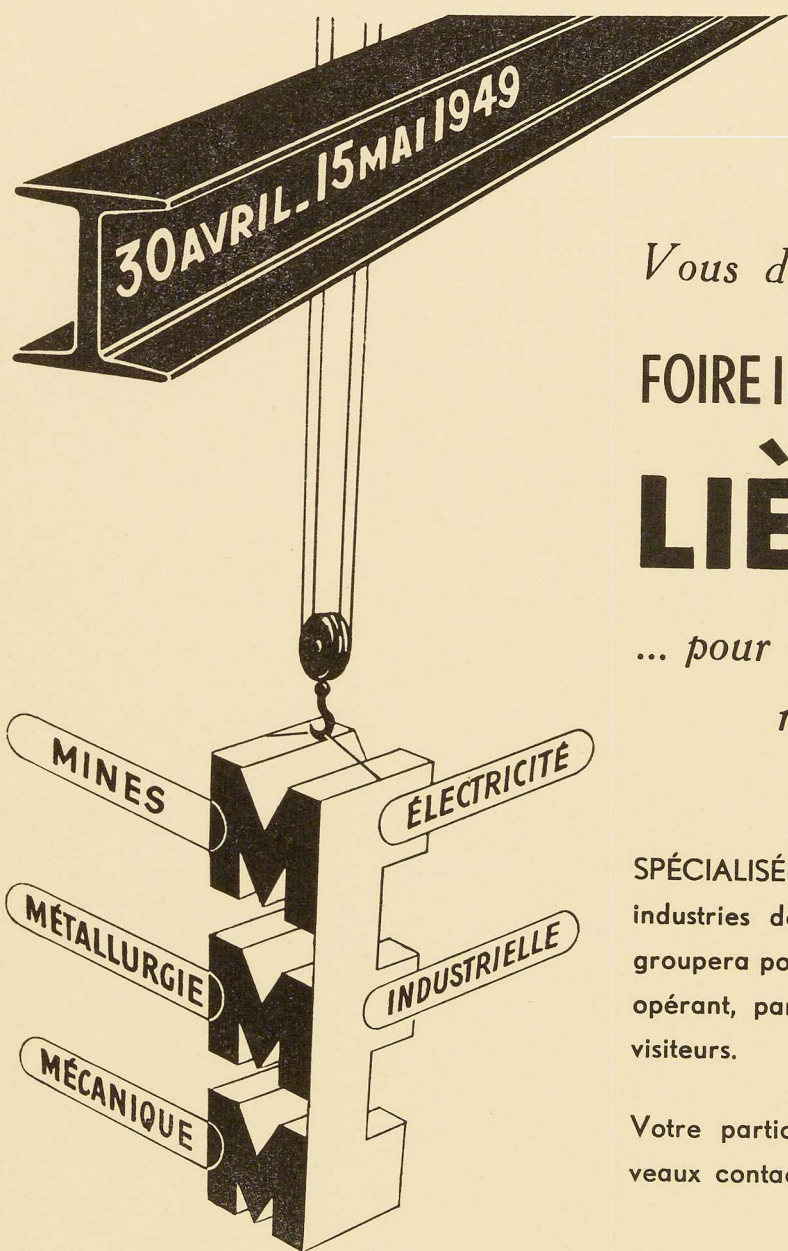
Se charge d'étudier l'ORGANISATION, l'AMÉLIORATION
la TRANSFORMATION, l'AGRANDISSEMENT de vos usines

Bureau d'Etudes Industrielles **F. COURTOY, S. A.**

43, rue des Colonies. BRUXELLES

INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A			
A. C. E. C.	28	Constructions Métalliques de Jemeppe-	
L'Air Liquide.	31	sur-Meuse, S. A.	14
Arcos, « La Soudure Electrique Auto-		Jouret	29
gène »	37	L	
B		S. A. L. Leemans & Fils.	7
Baume et Marpent, S. A.	23	Laminoirs de Longtain	15
B. E. I.	42	N	
Belradio	38	Anc. Ets Nobels-Peelman, S. A.	32
Usines Gustave Boël.	22	O	
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis .	39	Ougrée - Marhay	17
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve couv.	II	L'Oxhydrique Internationale	27
C		S	
P. & M. Cassart	2	Siderur	33
C. B. L. I. A.	36	Someba	6
Chamebel	18	Soudométal	34
Cockerill	21	T	
Columeta	8-9	Titan Anversois	20
D		S. A. Hauts Fourneaux, Forges et Aciéries	
Davum	30	de Thy-le-Château et Marcinelle	11
De Crane et Marsily.	40	Usines à Tubes de la Meuse.	35
Alexandre Devis & C ^o	13-19	U	
Dutrannoit	38	Ubell	41
E		Ucométal	24-25
Société Métallurgique d'Enghien-Saint-		V	
Eloi couv.	IV	Ateliers Vanderplanck, S. P. R. L.	16
E. S. A. B.	5	W	
F		Ets Wanson	12
Foire Internationale de Liège . . . couv.	III	Thos. W. Ward.	40
J		S. Wolf & C ^{ie}	40
S. A. Ateliers de Construction Jambes		Anciens Ets Paul Würth	10
Namur	26		



Vous devez exposer à la

FOIRE INTERNATIONALE DE **LIÈGE**

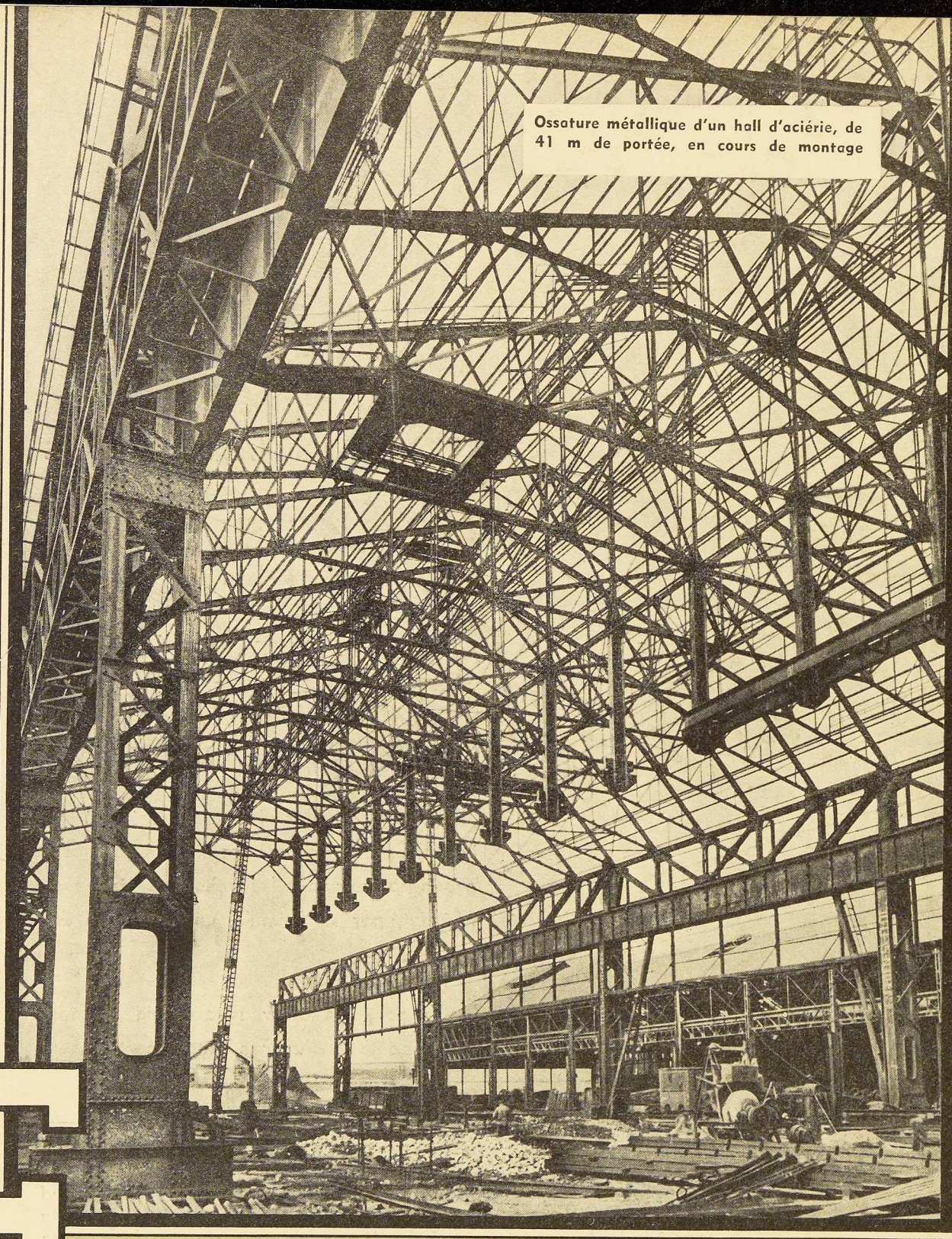
*... pour toucher les principaux
marchés d'exportation*

SPÉCIALISÉE dans la métallurgie et les industries de fabrications mécaniques, elle groupera pour vous les acheteurs étrangers, opérant, par sa formule, une sélection des visiteurs.

Votre participation vous assurera de nouveaux contacts d'un rendement certain.

DÈS AUJOURD'HUI, faites votre demande de participation, en mentionnant la nature exacte de vos fabrications ou produits. Ecrivez au Service des Exposants, Foire Internationale de Liège, 32, boulevard de la Sauvenière, Liège, Belgique. Vous recevrez, par retour du courrier, la documentation nécessaire pour vous permettre de prendre une décision.

Ossature métallique d'un hall d'aciérie, de
41 m de portée, en cours de montage



*d'***E**
SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE
Engghien-S'Elloi

SOCIÉTÉ ANONYME A ENGHIEN (BELGIQUE)
WAGONS ET VOITURES · PONTS ET CHARPENTES · APPAREILS DE LEVAGE · PRODUITS DE BOULONNERIE