

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER
éditée par

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

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

19^e ANNÉE

N° 3

MARS 1954

S O M M A I R E

| | |
|---|-----|
| Reconstruction du pont de Nhabich sur le Song-be (Indochine) | 113 |
| Transformation d'un garage en immeuble administratif rue Marbœuf à Paris, par P. Peissi | 118 |
| Hangar de l'aéroport de New-York | 123 |
| Le nouveau garage du service de la voirie de la Ville de Bruxelles | 127 |
| Constructions préfabriquées industrielles Luria | 129 |
| C. E. C. M. - Conférence du 18 décembre 1953 (2 ^e partie) | 135 |
| Consommation d'acier dans l'Union Belgo-Luxembour- geoise au courant de l'année 1952 | 142 |
| Installation hydro-électrique de Salime (Espagne) | 144 |
| L'ossature métallique au service de l'architecture, par R. Wartmann | 145 |
| Une simplification de la méthode de Cross pour les cadres symétriques soumis aux déplacements laté- raux, par G. B. Godfrey | 151 |
| BIBLIOTHÈQUE | 161 |
| CHRONIQUE | 162 |

La couverture est une créa-
tion Keiffer.

La polychromie en haut
donne une vue d'un nou-
veau hall de la Fabrique
de Fer de Charleroi.
Constructeur : S. A. Baume
& Marpent.

La photographie inférieure
représente les tanks sphé-
riques construits à la Raf-
finerie de l'Esso Standard
S. A. à Anvers.

Photo F. Claes.

ABONNEMENTS 1954 (11 numéros) :

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

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

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

Autres pays : 350 francs belges.

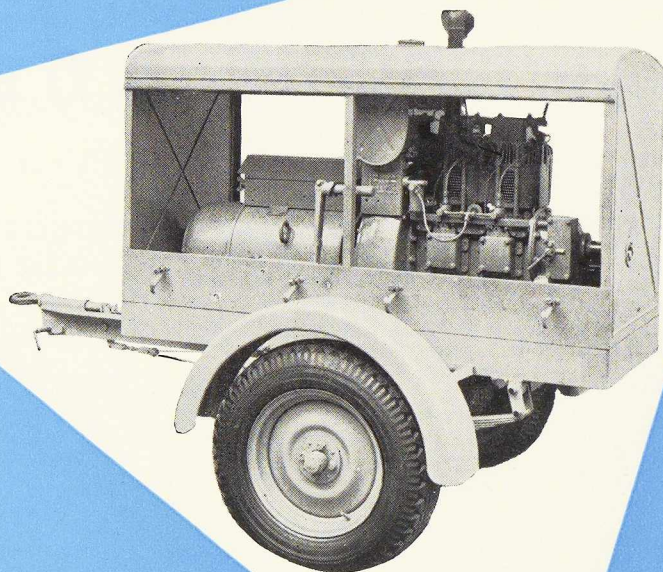
Tous les abonnements prennent cours le 1^{er} janvier.

PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 30,-,
France : francs français 250,- ; **autres pays** : francs belges 40,-.

DROIT DE REPRODUCTION :

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

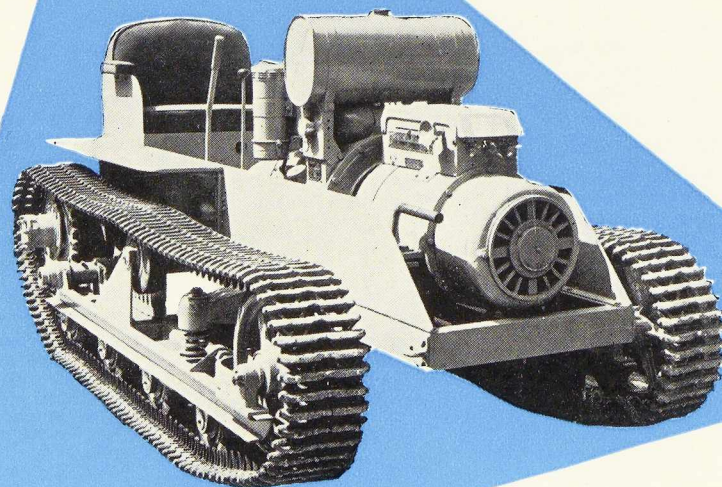


TYPE AS 2
MOTEUR DIESEL 20 HP
MODÈLE T 300 A



ELECTROGENES

GRUPE DE SOUDURE
AUTO-TRACTEUR 300 A



SOUDOMETAL

MATÉRIEL DE SOUDAGE

33, CHAUSSÉE DE RUYSBROECK
FOREST - BRUXELLES

Métaux - Profilés divers - Tôles

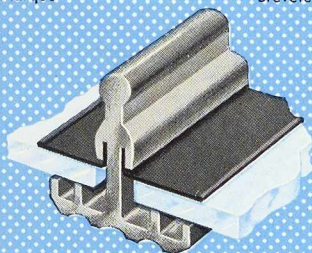
Poutrelles GREY et Normales

Ronds pour béton

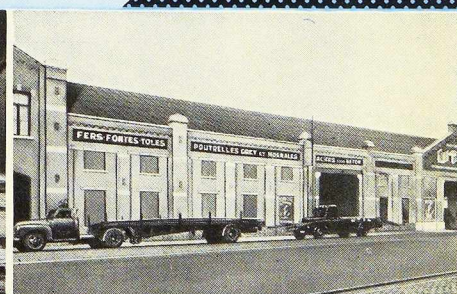
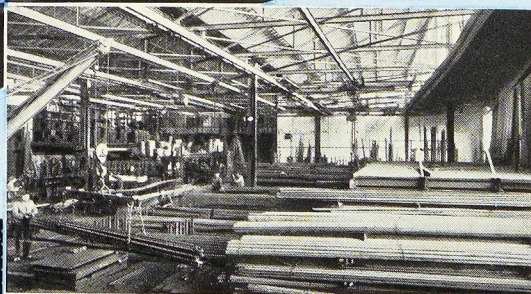
Métal déployé

Fontes - Boulons - Rivets et Vis

Profilé spécial en Aluminium à Vitrage
sans mastic de Fabrication Belge
"HERCULES"
Marque Brevetée



LA BARRE LA PLUS ROBUSTE
Réalisation parfaite
Étanchéité absolue. Inaltérable
Plus de peinture. Plus d'entretien



S. P. R. L. MAISON FONDÉE EN 1807 - 404 A 414, AVENUE VAN VOLXEM - BRUXELLES - TEL. : 38.09.00

PALPLANCHES

A R B E D ★ B E L V A L

BELVAL-Z

BELVAL-P



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

COLUMETA

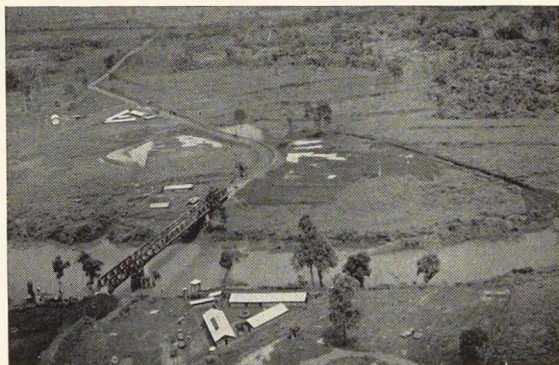
COMPTOIR METALLURGIQUE LUXEMBOURGEOIS · S.A. LUXEMBOURG

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

19^e ANNÉE - N^o 3

MARS 1954



Reconstruction du pont de Nhabich sur le Song-Be (Indochine)

On vient de reconstruire en Indochine l'ancien pont de Nhabich construit par la Société Eiffel et détruit pendant la deuxième guerre mondiale, par les troupes japonaises.

La reconstruction de l'ouvrage fut décidée en 1948. Au cours d'une reconnaissance aérienne des lieux, on constata que les piles en béton armé étaient pratiquement intactes et par conséquent étaient réutilisables.

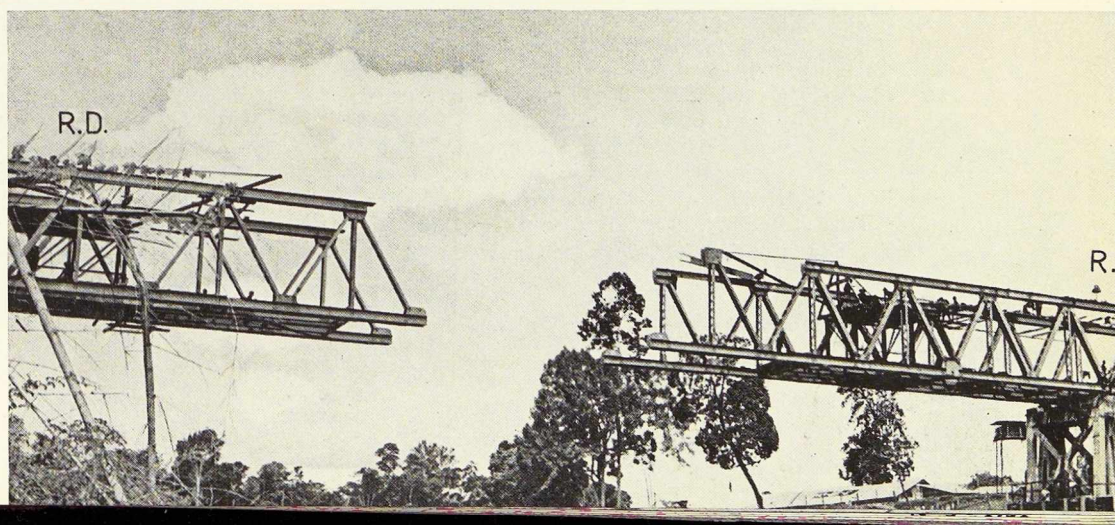
Une première étude fut faite par le service des Travaux publics en collaboration avec la Société des Anciens Etablissements Eiffel. Elle avait pour

but l'utilisation de quatre travées Eiffel type 43-A ou 43-L.

Ces dispositions nécessitaient toutefois la construction d'une pile médiane nouvelle, que la nature du sol ne permettait pas de fonder sans danger pour la stabilité de la pile de rive droite. Il fallut par conséquent s'en tenir à une solution comportant l'utilisation des deux seuls appuis en rivière et des deux blocs d'ancrage existants.

En juin 1949, les Travaux publics confièrent à la Société Eiffel l'étude d'une solution d'un

Fig. 2. Ensemble montrant le montage de la travée centrale en partant des deux piles rive droite (R.D.) et rive gauche (R.G.).



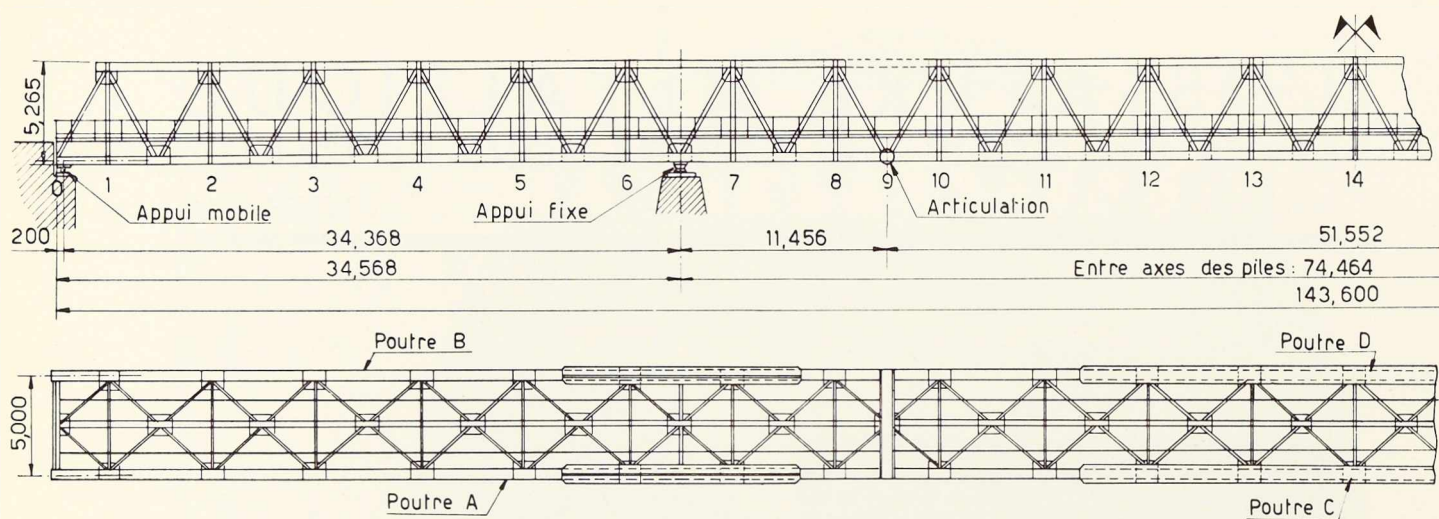


Fig. 3. Pont de Nhabich sur le Song-Be (Indochine). Elévation et plan de la partie gauche de l'ouvrage. (La partie droite est identique à l'exception de l'appui de la pile 6'-7' qui est mobile.)

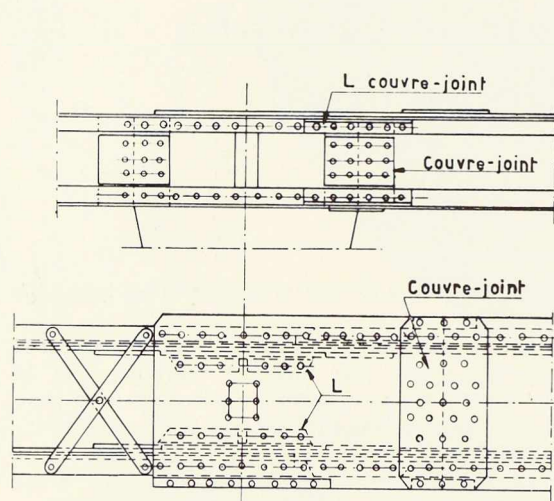


Fig. 4. Détails constructifs de la membrure supérieure des maîtresses-poutres.

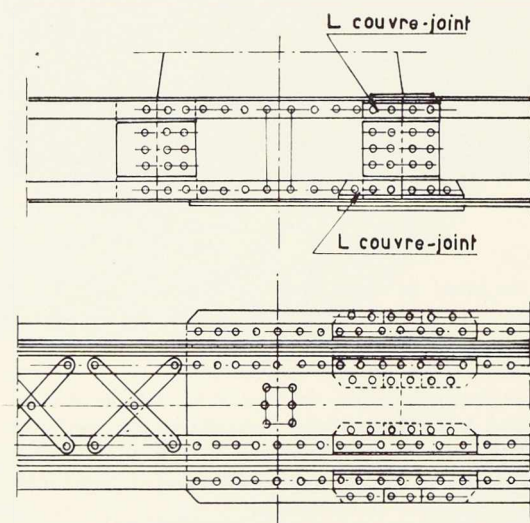


Fig. 5. Détails constructifs de la membrure inférieure des maîtresses-poutres.

pont métallique du type Cantilever permettant le passage d'un véhicule aussi lourd que possible (sans excéder cependant 18 t), compte tenu du pouvoir portant des appuis. La largeur de la chaussée est limitée à 3 m, celle de chacun des deux trottoirs à 0,75 m.

Le projet et l'usinage des éléments métalliques furent réalisés par le bureau d'études et les ateliers de Levallois-Perret de la Société Eiffel.

Tous les éléments métalliques furent livrés aux Travaux publics à Saïgon entre mars et juillet 1950.

A cette époque, les Autorités militaires ne pouvant assurer d'une façon satisfaisante la sécurité permanente des travaux et des routes, les Travaux publics durent renoncer provisoirement à mettre en place les travées métalliques. Les éléments furent alors stockés, en partie à Giadinh (Saïgon) et en partie à Chonthanh.

En 1952, le Commandement militaire, pour des raisons stratégiques, était désireux de voir reconstruire au plus tôt le pont de Nhabich afin de doubler l'itinéraire vers Banmethuot entre Bencat et Tak-Xa.



Fig. 6. Grue de montage et son chariot. Travaux de rivetage en cours.

Le Génie militaire mit tout en œuvre pour faire aboutir cette affaire, et il fut décidé que les travaux seraient confiés aux Anciens Etablissements Eiffel et réglés sur les crédits mis à la disposition des Travaux publics du Vietnam au titre de l'Aide Economique Américaine.

Les travaux de construction furent exécutés en deux phases :

Première phase. Montage à blanc et recomplètement des travées métalliques à Chonthanh situé à 110 km de Saïgon.

Exécution des nouvelles culées à Nhabich.

Deuxième phase. Construction de l'ouvrage à Nhabich qui se trouve à une distance de 131 km de Saïgon.

Le pont métallique du type Cantilever se compose de :

— Deux travées extrêmes d'une longueur totale de 44,82 m chacune, avec porte-à-faux de 11,45 m.

— Une travée centrale suspendue de 51,56 m.

La distance entre piles est de 74,46 m.

— Les poutres maîtresses sont espacées entre elles de 5 m d'axe en axe. Leur hauteur est la même pour toutes les travées et atteint 5 m.

— Le tablier métallique comporte trois cours de longerons.

Les travées métalliques exécutées en acier ordinaire AC 42 ont été calculées conformément aux clauses de la circulaire de 1940, réduite à 72 % tant en ce qui concerne les charges réparties que le convoi.

Primitivement l'ouvrage avait été calculé pour recevoir un platelage en béton armé comprenant :

— Une chaussée de 3 m de largeur utile.

— Deux trottoirs de 0,75 m de largeur.

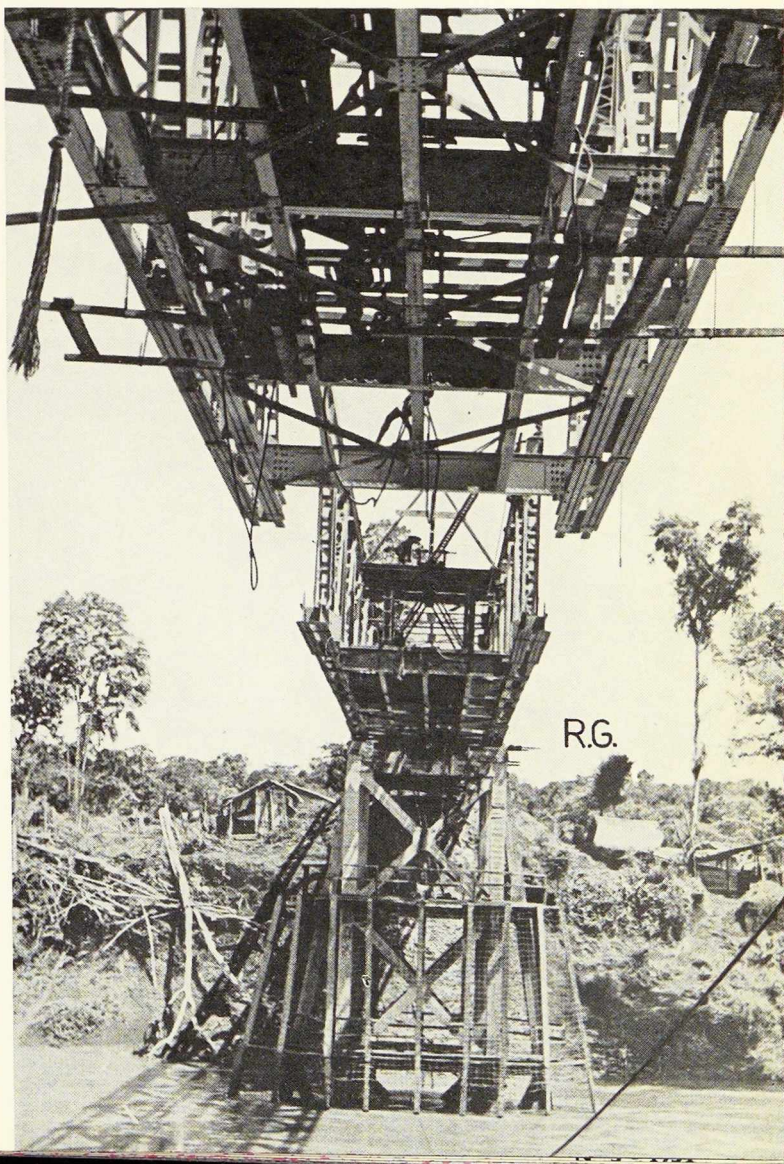
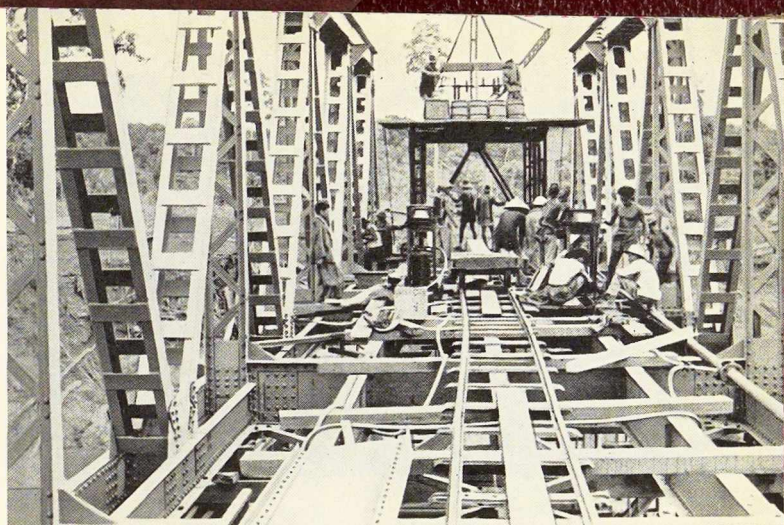
Sur la demande des services des Travaux publics le constructeur a toutefois réalisé un platelage en béton armé comprenant :

— Une chaussée de 3,70 m de largeur utile.

— Deux trottoirs de 0,85 m de largeur.

La surcharge ainsi créée et non prévue a eu

Fig. 7. Montage de la travée centrale. Vue de dessous des éléments montés en porte à faux à partir des deux piles R.D. et R.G.



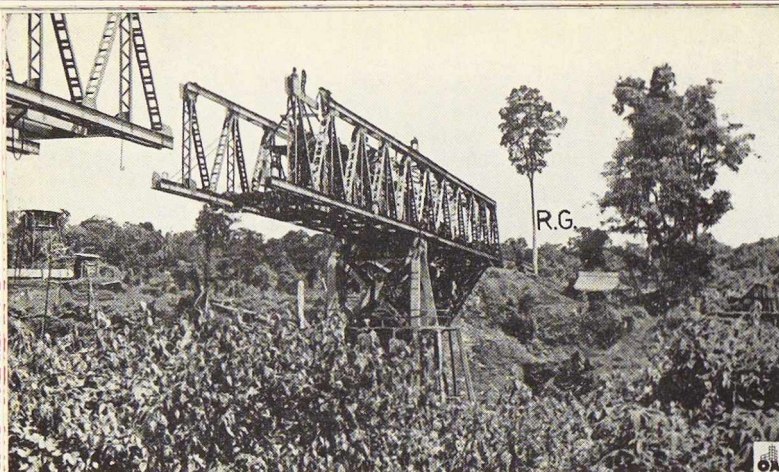


Fig. 8. Ensemble montrant le montage de la travée centrale en partant des piles.

pour conséquence de donner une flèche permanente à l'ouvrage.

Les anciennes piles ont été réutilisées intégralement. Seules les têtes de piles ont été légèrement modifiées pour tenir compte des hauteurs définitives.

Les nouvelles culées ont été réalisées en prenant appuis sur les anciens blocs d'ancrage décapés à cette intention.

Montage

Les travaux de montage à blanc ont été réalisés de décembre 1952 à juin 1953.

Compte tenu du fait que les éléments métalliques furent stockés sans surveillance, à Giadinh et à Chonthanh par les Travaux publics pendant deux ans environ, il a été estimé nécessaire d'effectuer avant toute chose un recensement et un montage à blanc de l'ouvrage, afin de s'assurer que tous les éléments étaient bien au complet.

Ces travaux nécessitèrent :

1° Le transport de Saïgon à Chonthanh par convois routiers sous escorte militaire de 28 t de matériel et 213 t d'éléments métalliques en provenance de Giadinh;

2° A Chonthanh, la manutention de 236 t d'acier, le montage à blanc des travées métalliques (232 t), le redressage de 4 t d'éléments, la fourniture de 6 t d'éléments neufs en remplacement de ceux qui se sont avérés manquants.

Si du point de vue technique, l'ensemble de ces travaux ne présenta aucune difficulté particulière, il n'en reste pas moins que la mise sur pied des transports entre Saïgon et Chonthanh exigea de chacun, un effort tout particulier, ceux-là étant réalisés sur des routes en mauvais état et dans une zone dont la sécurité était très précaire.

Rappelons en effet, que, en moins de trois semaines, le convoi ferroviaire « La Rafale » et un convoi routier furent attaqués entre Saïgon et Chonthanh faisant au total 70 victimes.

Afin de ne pas retarder l'ensemble des travaux, l'exécution des culées fut entreprise avant que les autorités militaires aient réalisé complètement

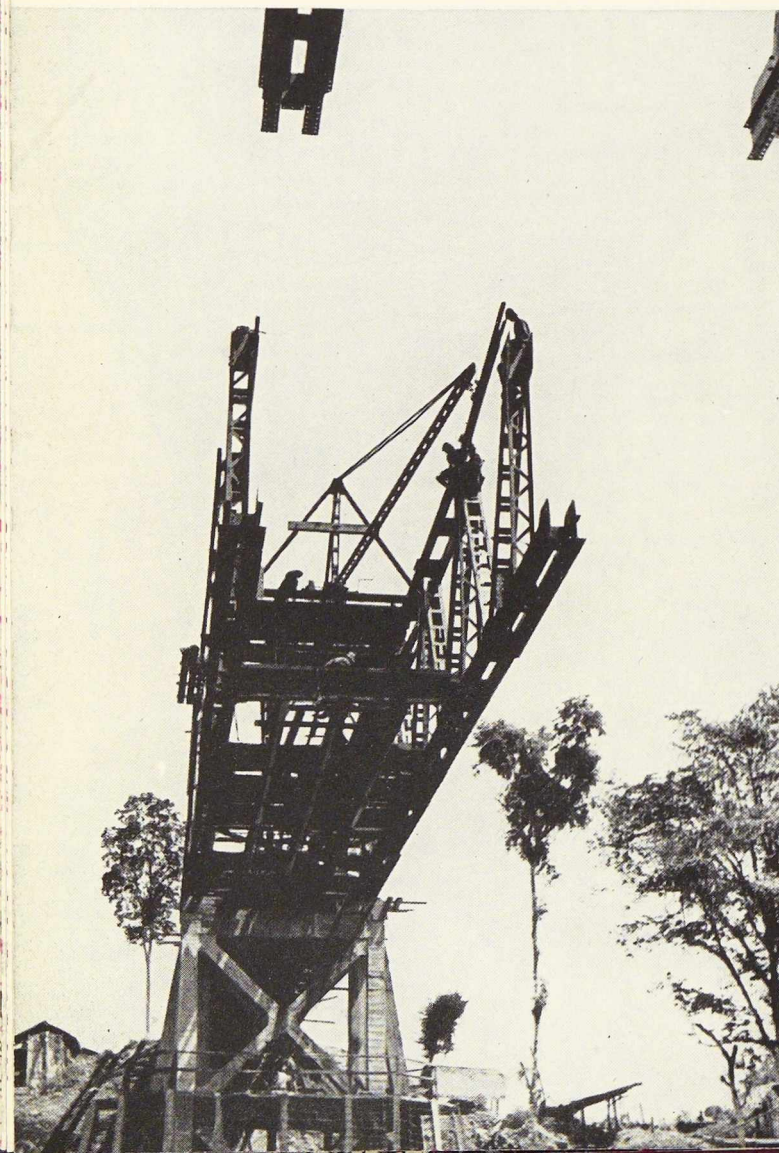


Fig. 9. Montage en porte à faux des éléments de la travée centrale. Vue de dessous, côté rive gauche.

Fig. 10. Une des phases de montage de la travée centrale. En période des hautes eaux, l'eau atteindra le niveau de la plate-forme du chemin de ronde.

le nettoyage de la route Chonthan-Nhabich et celui des abords du chantier, ainsi que la sécurité routière sur ce même axe.

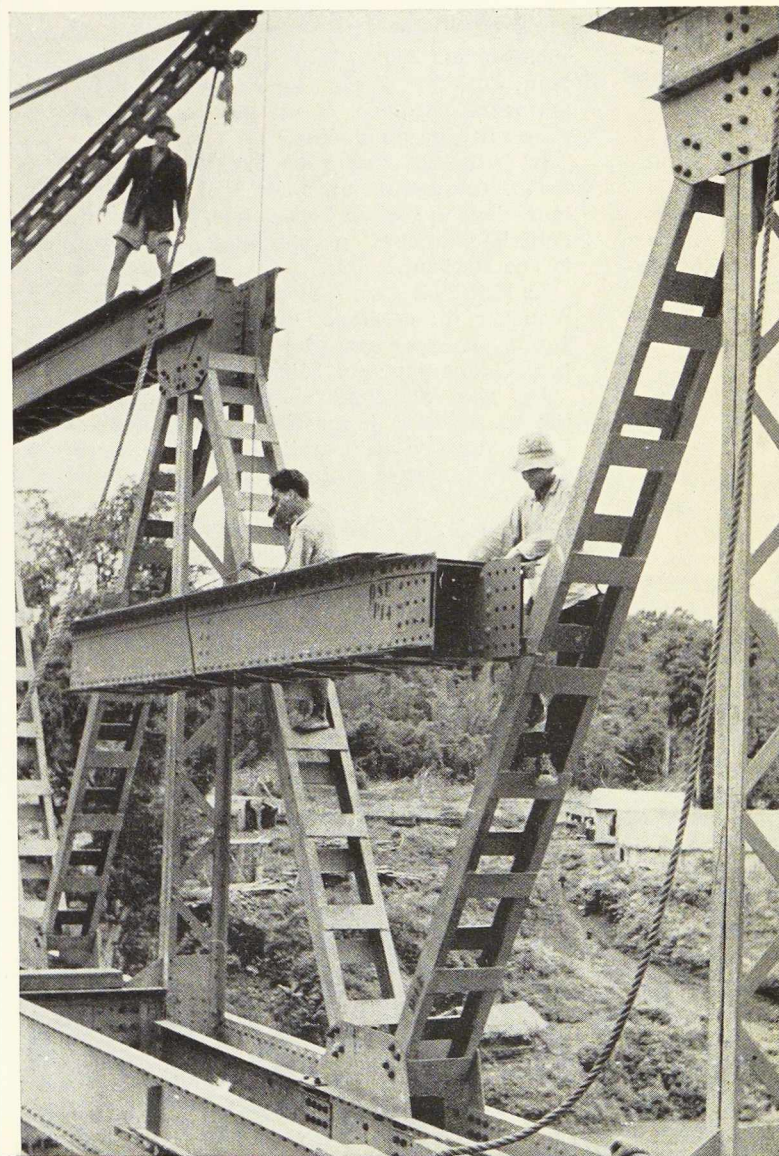
Montage des travées métalliques à Nhabich

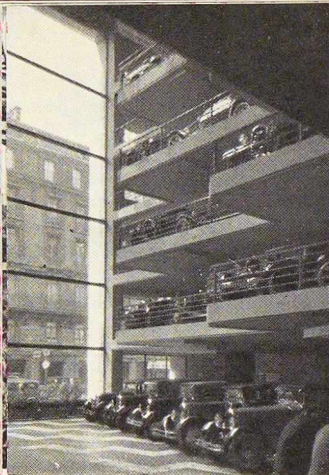
Les travaux furent conduits de la façon suivante :

1. Démontage de l'ancienne travée de rive Eiffel, côté rive gauche — démontage des anciens portiques métalliques.
2. Modification des têtes de pile.
3. Démontage à Chonthan des travées métalliques.
4. Transport des travées par convois routiers sous escorte militaire de Chonthan à Nhabich côté rive droite sur une distance de 21 km environ.
5. Transbordement de la moitié de l'ouvrage (120 t env.) sur la rive gauche par l'intermédiaire d'une voie de 60 disposée sur une passerelle provisoire aménagée à cet effet.
6. Montage sur échafaudage de la travée extrême côté rive droite.
7. Montage d'une travée culasse nécessaire au montage en porte à faux de la travée extrême côté rive gauche.
8. Montage en porte à faux de la travée extrême côté rive gauche.
9. Montage en porte à faux à partir des deux piles de la travée centrale suspendue.
10. Rivetage simultané de tous les éléments représentant la base de 43 000 rivets.
11. Peinture de l'ouvrage (2 couches de coal-tar).
12. Exécution des contrepoids en béton armé au droit des panneaux sur culées et exécution du hourdis en béton armé.

L'ensemble de ces travaux a été réalisé par M. Caussin, chef de chantier sous la direction de M. Sivet, des Anciens Etablissements Eiffel, en trois mois, du 1^{er} juillet au 30 septembre 1953.

Fig. 11. Montage de la travée centrale. Jonction à l'axe de l'ouvrage des deux tronçons R.D. et R.G. de la travée centrale. Mise en place d'une membrure supérieure.





Transformation d'un garage en immeuble administratif rue Marbeuf à Paris (1)

P. Peissi,

Directeur de l'O. T. U. A.

En 1929 pour l'exposition et la vente d'automobiles, on construisait à Paris le garage Marbeuf, bâtiment à ossature en acier de six étages sur rez-de-chaussée, et un sous-sol qui fut aménagé en salle de cinéma.

Le bâtiment, œuvre des Architectes Laprade et Bazin, comportait un vaste hall central présentant, dans sa section horizontale, la forme d'un V dont les branches en crémaillère, s'ouvraient sur la rue Marbeuf.

Le hall était clos, à sa partie supérieure, par le plancher du 6^e étage, et, sur la rue, par une façade vitrée s'étendant sur 21 m de largeur et toute la hauteur du bâtiment.

Les cinq planchers s'étagaient en balcons à redans. En 1952, le marché de l'automobile étant différent de ce qu'il avait été en 1929, on décida de transformer le bâtiment afin d'y installer des bureaux.

Pour cela, il fallait : supprimer la façade vitrée, et créer une cour ouverte sur 16 m de côté

rue Marbeuf; des locaux commerciaux étaient prévus dans cette cour au rez-de-chaussée.

Pour rendre l'opération plus intéressante du point de vue financier, on décida également de surélever l'immeuble de trois étages en portant sa hauteur à la cote maximum de 31 m autorisée par les règlements de la Ville de Paris.

L'escalier devait être prolongé pour assurer le service des trois nouveaux étages, un groupe de trois ascenseurs installé et un escalier secondaire construit, à partir du 1^{er} étage.

Exécution des travaux

L'ossature en acier du garage présentait les caractéristiques essentielles suivantes :

Nombre de points d'appui réduit pour dégager au maximum la salle de cinéma du sous-sol : en dehors des poteaux situés à la périphérie du bâtiment, on comptait seulement huit poteaux intérieurs (surface bâtie de 1 000 m² environ) de section droite cruciforme offrant une grande résistance au flambement.

Poutres disposées parallèlement à la rue, composées de deux éléments moisés sur les poteaux.

Entre les poutres, un fort solivage en IPN 240 et 300 supportait la dalle du plancher en béton armé de 0,12 m d'épaisseur.

(1) Extrait de *Bâtir*, n° 34-1953. La Rédaction de cette Revue nous a aimablement prêté les clichés.

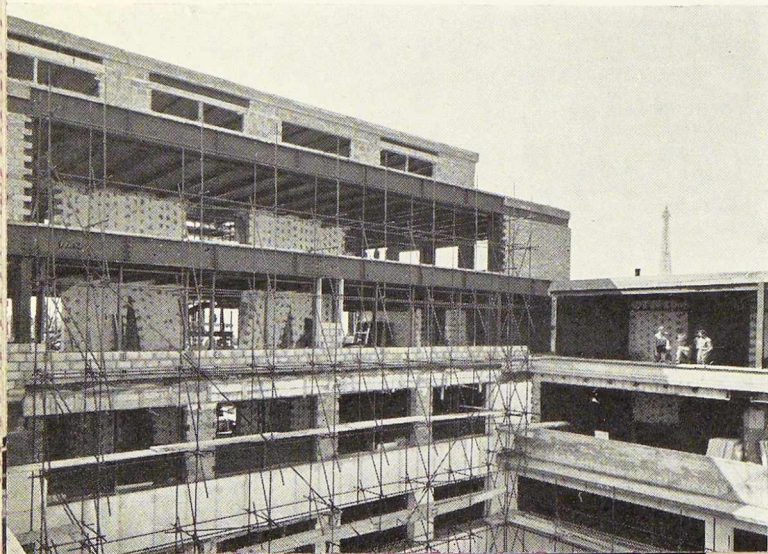


Fig. 2. Vue de la partie surélevée de l'immeuble (7^e, 8^e et 9^e étages).

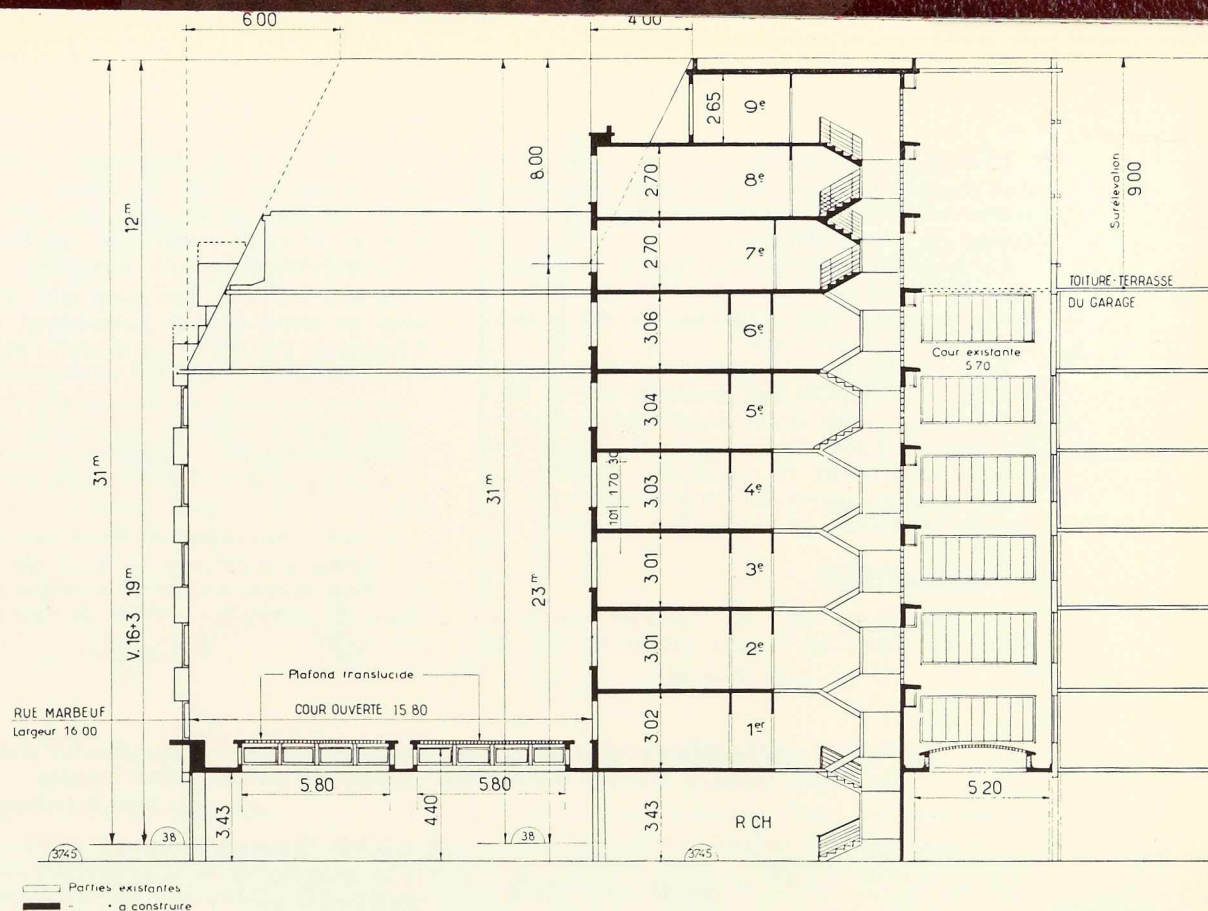


Fig. 3. Coupe transversale de l'immeuble sur l'escalier.
Les parties nouvelles sont figurées en noir.

Non seulement on suréleva de trois étages (7^e, 8^e et 9^e étages), mais encore on démolit partiellement la toiture-terrasse et le plancher du 6^e étage; on construisit des parties complémentaires aux planchers des cinq premiers étages; on renforça ces planchers à l'emplacement des surcharges localisées (conduits de ventilation et de fumée, escalier secondaire, etc.); on couvrit les locaux commerciaux du rez-de-chaussée, établis dans la cour; on construisit des façades, etc.

L'exécution de tous ces travaux se compliquait par le fait qu'ils devaient ne pas gêner l'exploitation du cinéma occupant toute la surface du bâtiment en sous-sol.

C'est pourquoi, afin d'éviter des infiltrations d'eaux pluviales, on dut, jusqu'à l'achèvement de la couverture en béton translucide du rez-de-chaussée, conserver provisoirement le plancher du 6^e étage comme parapluie.

Pour ne pas, d'une part, dépasser les charges au sol prévues dans le projet initial du garage (3 kg/cm²), pour lesquelles les empattements des semelles de poteaux avaient été calculés, et,

d'autre part, ne pas avoir à faire le moindre travail de consolidation dans le cinéma on réduisit le plus possible les charges nouvelles. C'est ainsi que l'on utilisa des éléments légers présentant les meilleures garanties d'isolement thermique et phonique pour les parois extérieures et intérieures.

On fit alors la somme des charges et surcharges sur laquelle on fit jouer la loi de dégression des surcharges dans les bâtiments à étages. Pour le calcul des éléments porteurs le nouveau taux de contrainte de base de l'acier fut appliqué: 14,4 kg/mm² pour l'acier ADX charpente, alors qu'il était seulement de 13 kg/mm² lors de la construction du garage.

De cette façon on s'assura que la construction de nouveaux points d'appui intérieurs n'était pas nécessaire.

En revanche, sur l'alignement de la rue Marbeuf, durent être placés deux poteaux appuyés sur le mur de soutènement de la rue, l'un à droite et l'autre à gauche de la cour, pour supporter les nouvelles façades.

Là encore, on évitait tout travail dans le cinéma. Aux étages supérieurs, les poutres et les poteaux étaient renforcés pour résister au supplément de charge dû à la surélévation.

La disposition des poutres moisées a facilité cette opération par l'adjonction d'une troisième poutre entre les deux premières, ou par le renforcement de l'une d'elles.

Pour la réalisation de l'ossature de la surélévation, on a employé des poutrelles IAP et HE.

Dans cette partie de la construction, un gain sur le poids d'acier et la hauteur des solives fut obtenu en rendant ces dernières solidaires du béton armé au moyen de taquets soudés sur la semelle supérieure, et noyés dans la dalle.

Façades nouvelles

Un mur écran léger est constitué ainsi que suit : un muret en briques creuses de 0,11 m

d'épaisseur, raidi par des potelets en béton armé, au droit des trumeaux. Le muret repose (façade située au fond de la cour) sur une poutre en acier de 15 m de portée, ou (façades latérales) sur une solive de rive des planchers.

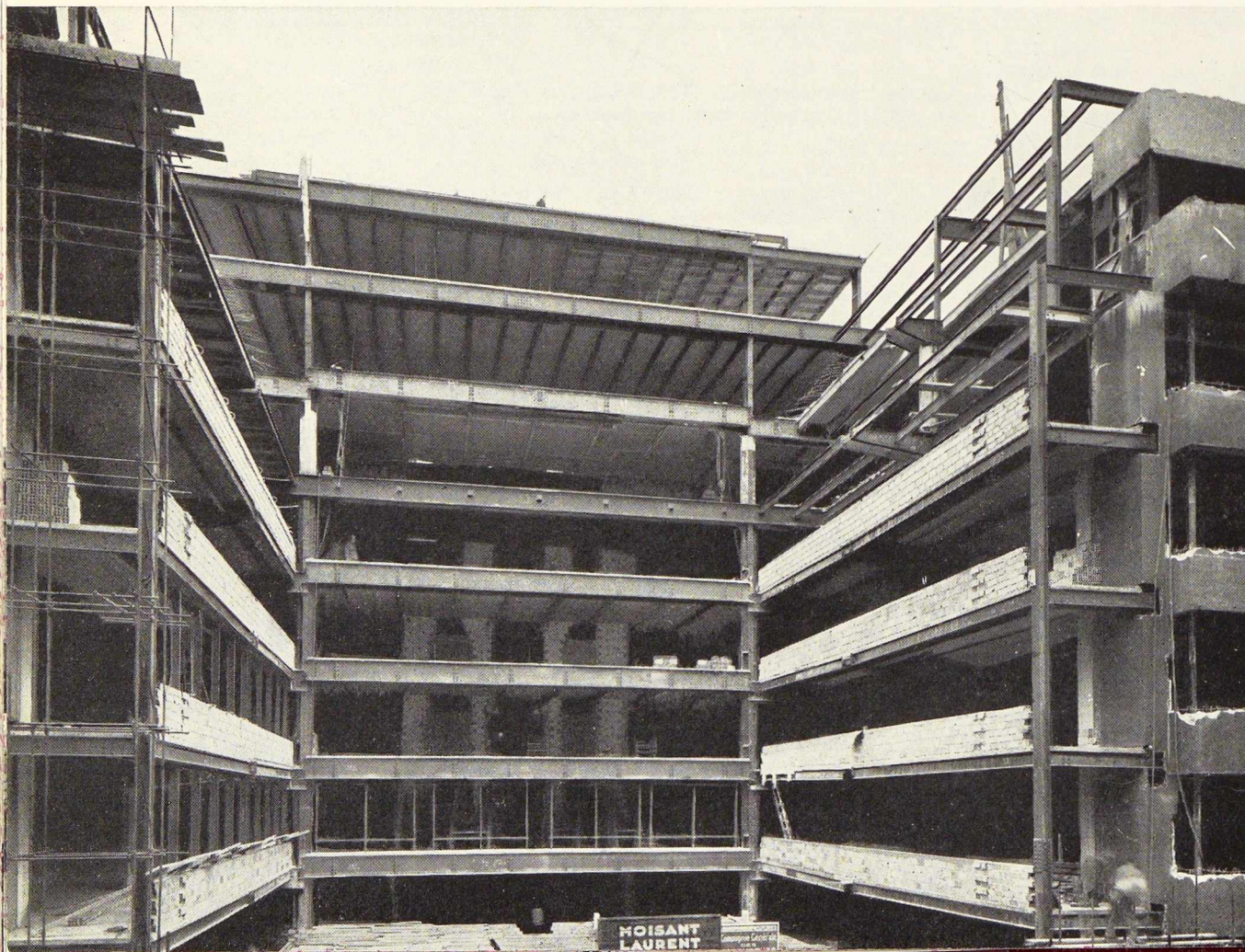
Du côté extérieur, une paroi faite d'un revêtement en pierre dure de Longchamp, de 0,04 m d'épaisseur, est scellée au muret ; interposition d'un matelas d'air de 0,03 m d'épaisseur.

Du côté intérieur, un bâti en tôle d'acier pliée « Stran-Steel » supporte les croisées également en tôle d'acier pliée et soudée, les volets roulants et le revêtement intérieur en panneaux « Dufaylite ».

Le bâti « Stran-Steel » est lié au muret par des pattes à scellement et laisse un vide d'air de 0,10 m d'épaisseur entre la brique et les panneaux de « Dufaylite ». Poids du mur extérieur : 243 kg/m².

Fig. 4. Vue d'ensemble du chantier au-dessus du rez-de-chaussée. Au premier plan, les deux poteaux d'angle dressés pour supporter les nouvelles façades.

Photo H. Lacheroy.



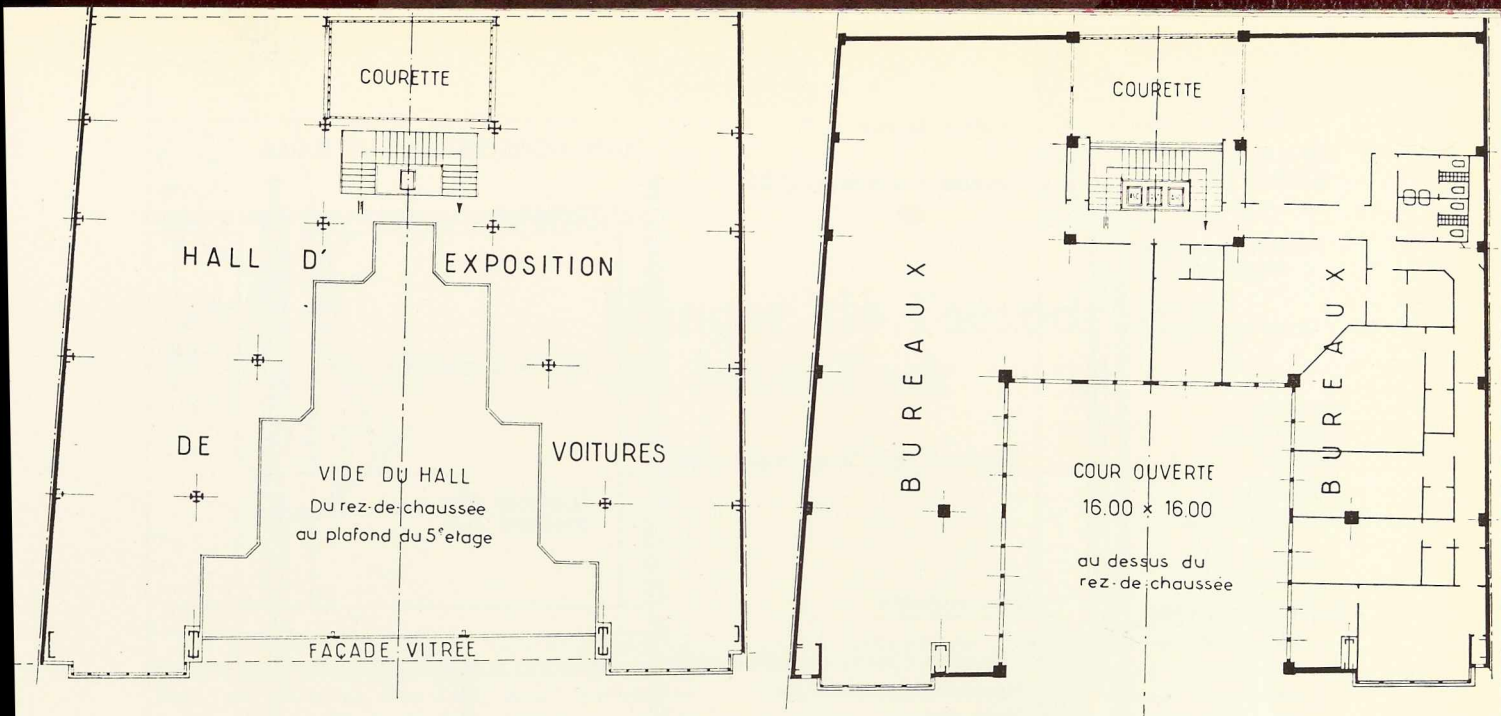


Fig. 5 et 6. Plan avant transformation (à gauche) et après transformation (à droite).

Couverture du rez-de-chaussée

La couverture du rez-de-chaussée, destinée à abriter deux magasins et le hall d'accès à l'immeuble est en béton translucide. Elle comporte chéneaux et lanterneaux; l'ensemble repose sur trois poutres métalliques de 21 m de portée, qui viennent s'appuyer sur les poteaux existants.

Deux des poutres ont été récupérées dans les démolitions de la toiture-terrasse du garage.

Escalier principal

L'escalier principal a été prolongé dans les 7^e, 8^e et 9^e étages, par un escalier en acier avec marches en dallettes de béton armé. L'ensemble des marches, contremarches et paliers sera recouvert d'un tapis de caoutchouc.

La paroi entre l'escalier et la courtine est en béton translucide, monté sur une ossature métallique. Les meneaux sont faits de cornières et de tôle d'acier formant des caissons verticaux plats, montant de pied et fixés sur les poutres métalliques de chaque plancher.

Les panneaux de béton translucide, système « Nevada » sont maintenus dans leur cadre à libre dilatation au moyen de parcloles, comme des glaces.

L'escalier secondaire est également en acier : limons en larges plats, contremarches en tôle

pliée, rampe grillagée; seules les marches préfabriquées sont en béton armé.

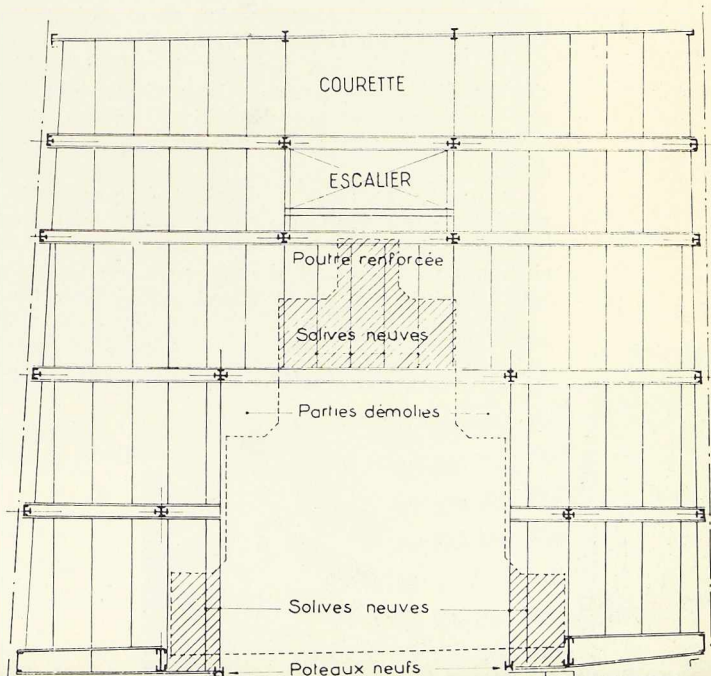
Cage d'ascenseurs

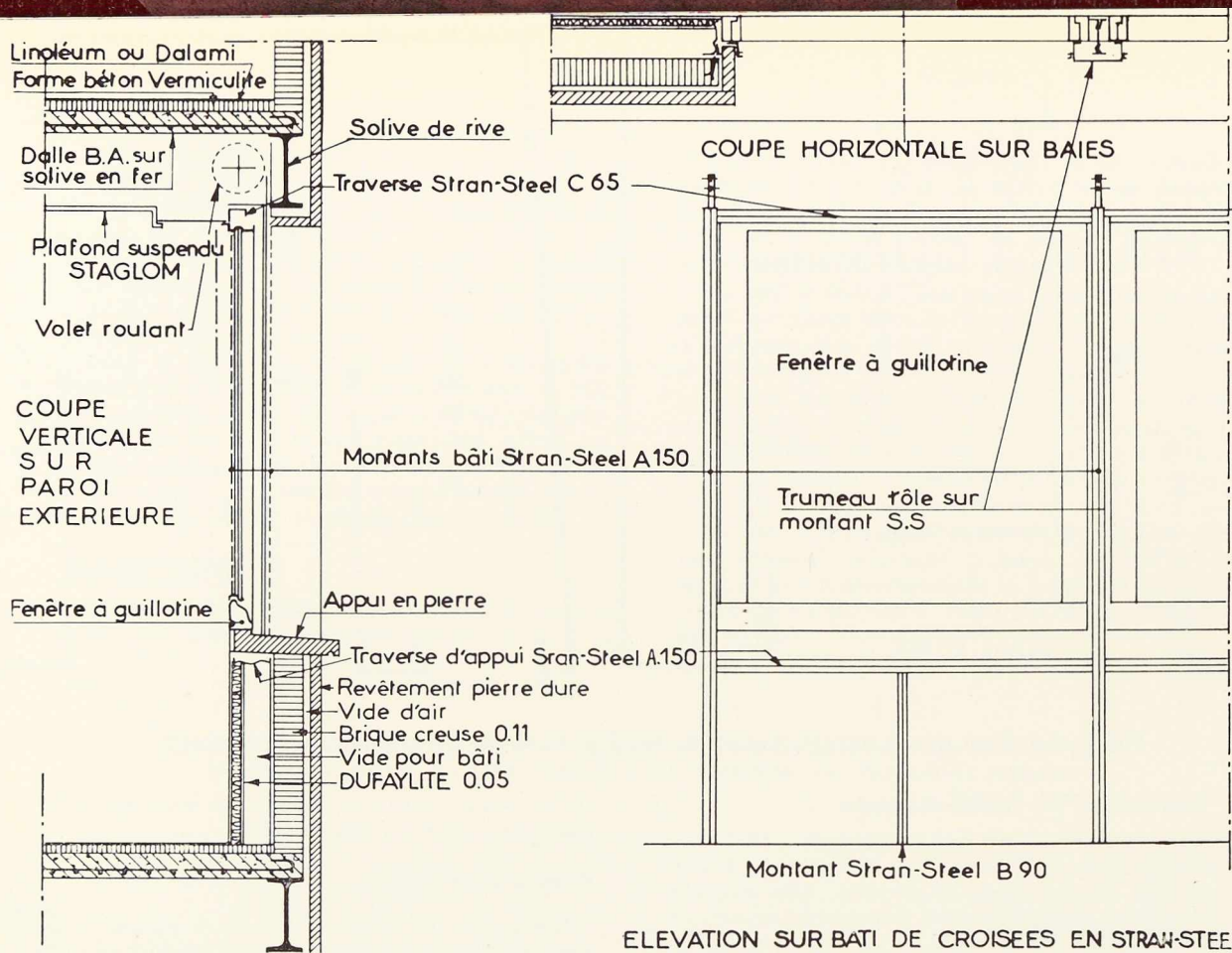
Les portes des trois ascenseurs à parois lisses sont maintenues en place par une ossature en cornières, fixée d'un étage à l'autre entre les poutres des planchers.

La paroi lisse, entre les portes, est en tôle du côté intérieur. Elle est revêtue de staff renforcé du côté des paliers ainsi qu'au-dessus des portes.

La protection de la cage des ascenseurs est assurée par des glaces « Sécurité » trempées et

Fig. 7. Ossature métallique des planchers courants.





ELEVATION SUR BATI DE CROISEES EN STRAW-STEEL

Fig. 8. Détails constructifs.

dépolies, qui sont maintenues par des supports en tôle laquée.

C'est la nature du gros œuvre de la construction, c'est-à-dire l'ossature métallique, qui a rendu possible la transformation de ce bâtiment. En effet, quant à l'étude d'abord et pour ce qui est de la réalisation ensuite, il fallait qu'il s'agisse d'éléments porteurs homogènes dont la résistance pouvait être déterminée très exactement et la structure modifiée et renforcée sans difficultés.

En outre, les travaux devaient être exécutés rapidement en dépit, d'une part, des sujétions qu'apportait le maintien en exploitation du cinéma en sous-sol, et d'autre part, de la surface restreinte dont on disposait au sol pour les

approvisionnements et la préparation des travaux élémentaires.

On a constaté que l'ossature métallique du garage, en service depuis près de 25 ans, était en parfait état de conservation et que l'on pouvait effectuer toutes les transformations nécessaires, avec la plus grande sécurité. On eût autant de facilité pour exécuter les travaux que si l'on avait employé des éléments neufs.

Le réemploi de nombreux éléments métalliques, dans la proportion de 80 %, a procuré, par ailleurs, une économie appréciable de matière.

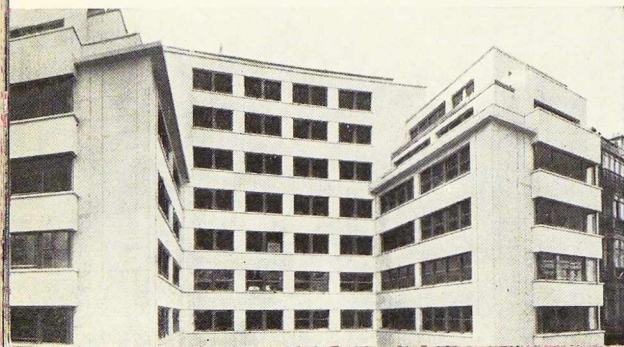
Le nouveau bâtiment de la rue Marbeuf est l'œuvre de M. Auguste Léonard, Architecte.

La construction métallique a été exécutée par les Ateliers Moisant-Laurent-Savey.

P. P.

Fig. 9. L'immeuble au cours de son achèvement.

Photo M. Fréchou.





Hangar de l'aérodrome de New-York

Les autorités de l'Aéroport vont construire un hangar d'entretien à l'Aéroport international de New-York à Queens, New-York, de 2,7 millions de dollars (135 millions de francs belges), pour le service international des avions Lockheed.

Les fermes de toiture en porte à faux de ce hangar seront supportées au point milieu de leur membrure supérieure, par une charpente de retenue, exposée à l'air, et, à leur extrémité intérieure, par un solide gousset de support, faisant

partie saillante de la charpente du bâtiment principal. Les entrepreneurs de charpentes avaient le choix de proposer, suivant les conditions du cahier des charges, pour cet about de la ferme, soit un appui à bielle, soit un appui à rotule avec axe; l'entrepreneur a choisi l'appui à rotule. Le système avec tirant de retenue, exposé à l'air, est ancré à la charpente du bâtiment central.

Le porte-à-faux est de 17,70 m, mesuré depuis

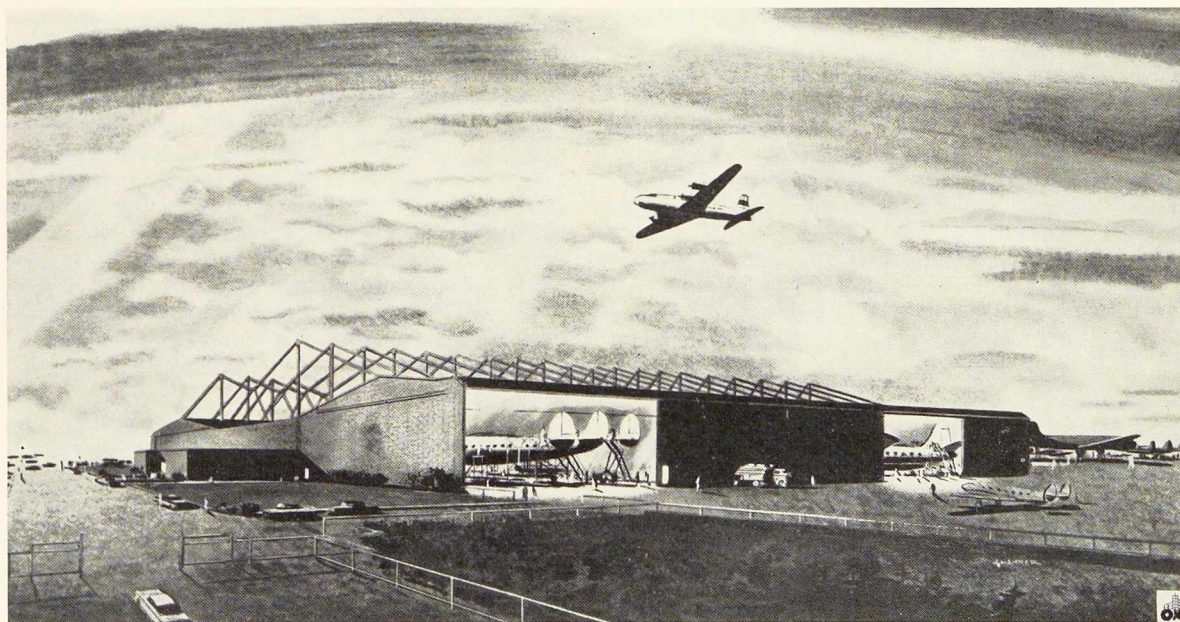


Fig. 1. Impression d'artiste du hangar Lockheed à l'aéroport international de New-York dont le coût atteint près de 3 millions de dollars.

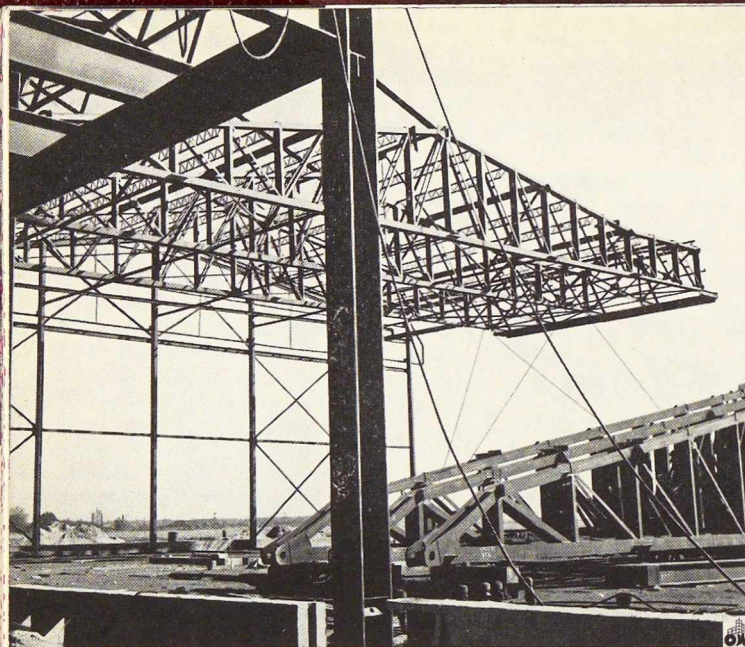


Photo Serating.

le point de suspension central jusqu'au point extrême, côté des portes du hangar. La couverture de la toiture est posée sur ces fermes. Le système de tirant de suspension aura une longueur de 22,86 m, mesurée depuis la charpente du bâtiment central jusqu'au point où il supporte la ferme de toiture.

Il y aura, sous la toiture en porte à faux, une aire d'entretien de 122 m de long et 40,55 m de profondeur, située le long d'un des côtés de la charpente du bâtiment central. De l'autre côté de la charpente du bâtiment central l'aire d'entretien aura 85,35 m de long et 40,55 m de profondeur. La surface totale des aires d'entretien du hangar aura 8 361 m². En outre les magasins et les bureaux des deux étages, de la partie centrale, occuperont 6 317 m².

Les aires d'entretien de chaque côté du bâtiment central n'étant pas symétriques, la charpente suspendue en porte à faux symétrique ne pourra s'étendre sur toute la longueur du bâtiment. Le système en porte à faux symétrique



Fig. 2. Charpente en porte à faux de 17,70 m portant la toiture du hangar.

existe sur 14 files de colonnes distantes de 6,10 m d'axe en axe. Sur une longueur supplémentaire de six files de colonnes, à une extrémité du hangar, la charpente à tendeur de retenue, exposée à l'air, supportera les fermes de toiture uniquement, d'un seul côté de la charpente du bâtiment principal. Ces charpentes dissymétriques, exposées à l'air sont d'un tracé semblable à celui des charpentes symétriques.

Guide des portes du hangar

L'étude des rails-guides des portes coulissantes du hangar, situées à la partie extrême des fermes de toiture, permet un déplacement vertical différentiel de l'extrémité de la charpente, de 30 cm, sans coincement des portes. Pendant les journées chaudes de l'été, la charpente (en acier) du hangar peut se dilater, suffisamment, pour abaisser l'extrémité de la toiture de 15 cm. Le vent agissant sur la surface inférieure de la toiture du hangar, lorsque les portes coulissantes de 21,33 m sont ouvertes, peut soulever l'extrémité de la toiture de 15 cm. Pour parer à ces mouvements possibles de la toiture, les portes et les guides des portes seront reliés par des arbres en acier. Ces arbres seront placés verticalement dans des paliers, en tête du moteur qui actionnera les portes coulissantes; ils seront pourvus de galets à leur partie supérieure, galets qui coulisseront dans des rails fixés aux fermes de la toiture. Lorsque la ferme se déplacera, vers le haut ou vers le bas, les arbres se déplaceront vers le haut ou vers le bas dans la porte (leurs galets étant retenus dans les rails de la ferme de toiture). Une garde contre les intempéries, constituée d'une feuille de métal, suspendue à la charpente de la toiture, protégera, contre la pluie, les arbres et les paliers situés en tête des portes du hangar.

Conditions du cahier des charges

Les ingénieurs de la direction de l'Aéroport ont choisi le projet, avec poutres suspendues en porte à faux, à cause de l'économie d'acier réali-

Fig. 3. Vue intérieure du hangar du Lockheed Aircraft Service à l'aéroport international de New-York.



Fig. 4. Vue d'ensemble du nouveau hangar du Service international des avions Lockheed, récemment construit à l'aéroport de Idlewild à New-York.

sée par rapport aux autres projets de construction qui auraient pu satisfaire aux mêmes desiderata. Les auteurs du projet estiment qu'on peut économiser beaucoup d'argent en concentrant les surfaces des magasins alimentant les services d'entretien, de chaque côté, plutôt qu'en adoptant la solution d'une longue surface de magasins, en chapelet, à l'arrière des hangars.

Une considération supplémentaire qui a prévalu, lors de l'établissement du projet, est l'incertitude que l'on a sur les dimensions des avions futurs. Le nouveau hangar permettra l'entrée des queues les plus hautes, actuellement prévues pour les avions. L'aire d'entretien, sans obstacles, autorisera l'entrée d'avions pourvus d'ailes plus grandes que celles de nos avions commerciaux actuels.

Les autorités de l'Aéroport ont projeté la charpente du hangar en acier rivé; mais on demandait des offres pour des charpentes rivées ou soudées. Un exemplaire des conditions à remplir pour la charpente rivée était envoyé à tous les soumissionnaires. Un entrepreneur qui désirait soumissionner avec un projet soudé, déterminait la réduction de poids appropriée, d'une charpente soudée, en conférant avec les ingénieurs de la direction de l'Aéroport. En substituant le projet soudé au projet rivé, on peut réduire le poids total d'acier, du hangar, de 5 %, principalement

par élimination des tôles de goussets des fermes de toiture. Cependant les grandes tôles de goussets, exigées par la charpente exposée à l'air, seront maintenues, dans le projet soudé.

L'élimination des tôles de goussets réduit le poids de chaque ferme de toiture d'environ 20 %; mais le poids des éléments de la suspension, exposée à l'air, qui supportent les fermes de toiture, ne fut pas réduit. On modifia, uniquement, dans le projet soudé, les dimensions de deux poutres, soumises à traction, de la membrure supérieure d'une ferme typique de toiture. Ces éléments soumis à traction furent modifiés en passant, dans le projet soudé, d'une section de poutre permettant le forage des trous de rivets et rivetage, à un type de poutre de dimensions plus petites dont la section n'est pas réduite par les trous de rivets.

L'économie du poids d'acier, provenant de la réduction des dimensions des membrures supérieures, se monte à 2 t pour les 34 fermes typiques de toiture du hangar. Sur un total de 1 472 t d'acier, prévu pour le projet original, on gagna 74 t pour le projet soudé, principalement en tôles de goussets.

Le soumissionnaire le plus bas, pour la charpente en acier, fut la *Lehigh Structural Steel Co.* avec une charpente soudée. Une analyse des prix de soumission montra que les prix unitaires de

la *Lehigh Structural Steel Co.*, pour la fourniture d'aciers soudés étaient plus élevés que les prix comparables du soumissionnaire le plus voisin, pour une charpente rivée.

Cependant la réduction du poids du projet soudé renversa ce désavantage de prix dans des proportions appréciables.

Les prix unitaires remis par les deux plus bas soumissionnaires pour le montage de la charpente en acier étaient à peu près les mêmes. Cependant la réduction de poids montra pour ce poste non seulement que la dépense était plus faible, mais encore que la différence était supé-

rieure à l'augmentation du prix des éléments réalisés en acier soudé.

La marge des soumissions était faible. La soumission la plus basse de la *Lehigh Structural Steel Co.* de 475 185 dollars (près de 24 millions de francs belges), pour le projet soudé, n'était que de 3 889,50 dollars (environ 195 000 francs belges) plus basse que la soumission la plus basse, pour le projet rivé.

La *Lehigh Structural Steel Co.* fut déclarée adjudicataire et commença en septembre 1953 le montage de la charpente en acier, à l'Aéroport international de New-York.



Fig. 1. Vue intérieure du nouveau garage du Service de la voirie de la Ville de Bruxelles.

Photo Malevez.



Le nouveau garage du Service de la voirie de la Ville de Bruxelles

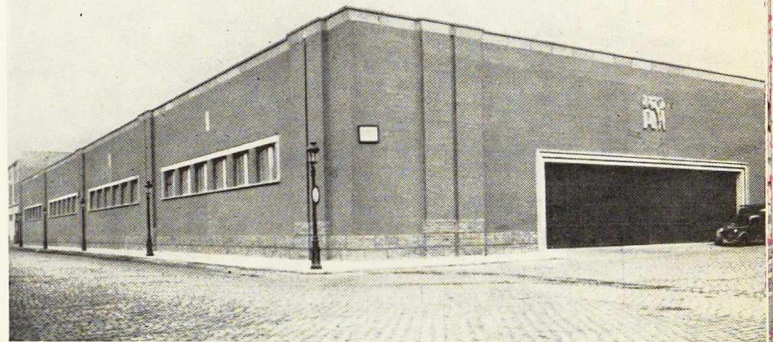


Photo Malevez.

La Ville de Bruxelles a fait construire récemment pour son service de la voirie un garage situé quai des Usines.

Les plans de cette construction sont l'œuvre de M. Thilly, Ingénieur-Conseil qui s'est adjoint la collaboration du bureau d'études Robert et Musette.

Le bâtiment comprend un hall principal de forme trapézoïdale de 113,50 m de longueur et de 36,28 m et 28,40 m de largeur ainsi qu'un bâtiment annexe qui mesure en plan 34 × 13,32 m.

La charpente du garage a été étudiée de ma-

nière à pouvoir se placer sur les colonnes en béton armé constituant l'élément résistant des murs de façade.

La toiture du hall principal est portée par une charpente Raikem, système Robert et Musette. Les fermes ont une ouverture de 6,66 m, les arbalétriers sont réalisés en fer U PN 18 pour les versants de 30° et en U PN 16 pour les versants de 60°.

La couverture est formée de plaques en éternit ondulé; il n'a pas été prévu de sous-toiture. L'éclairage du jour est distribué abondamment, grâce à de larges surfaces vitrées, où on a utilisé

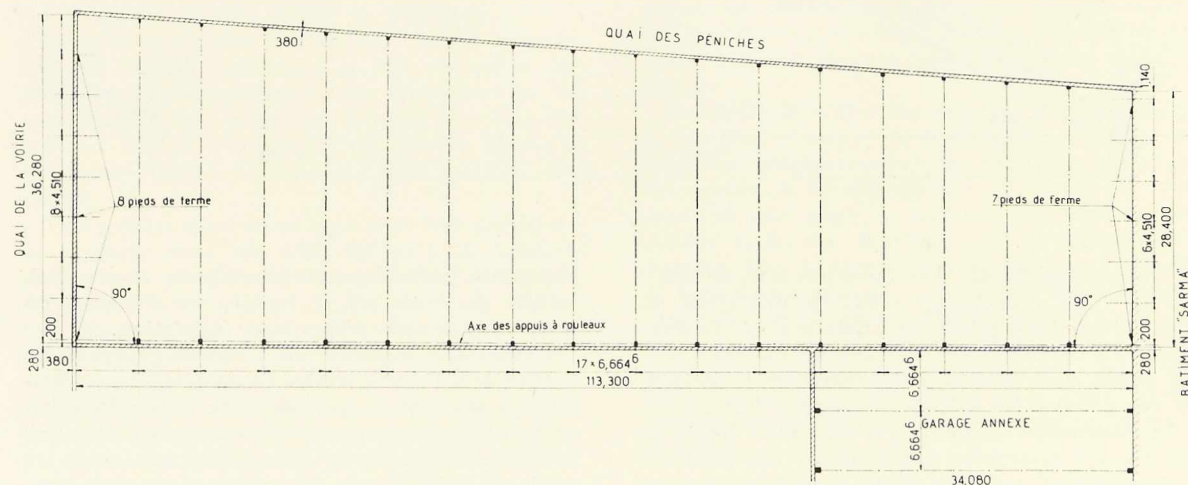


Fig. 3. Vue en plan du garage du Service de la voirie de la Ville de Bruxelles.

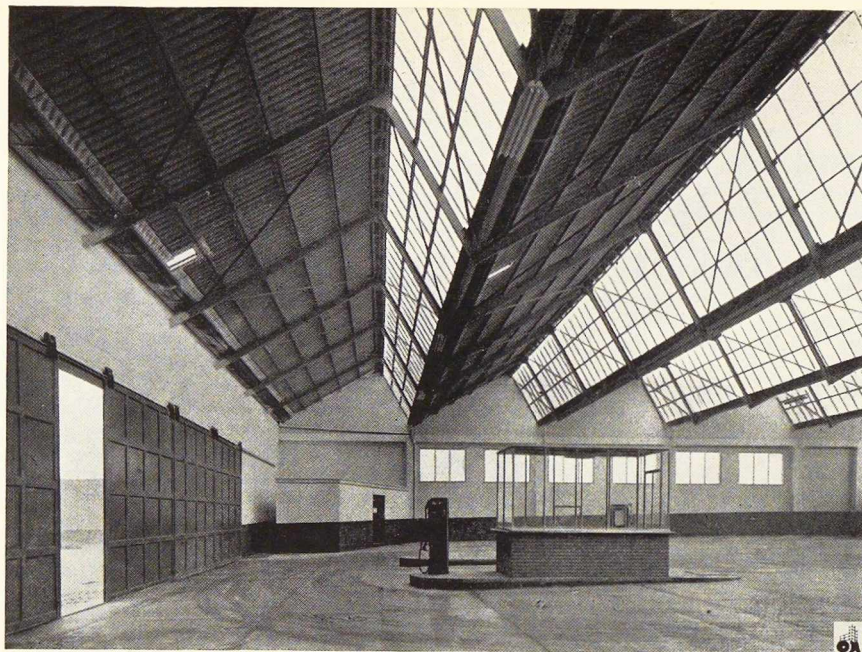
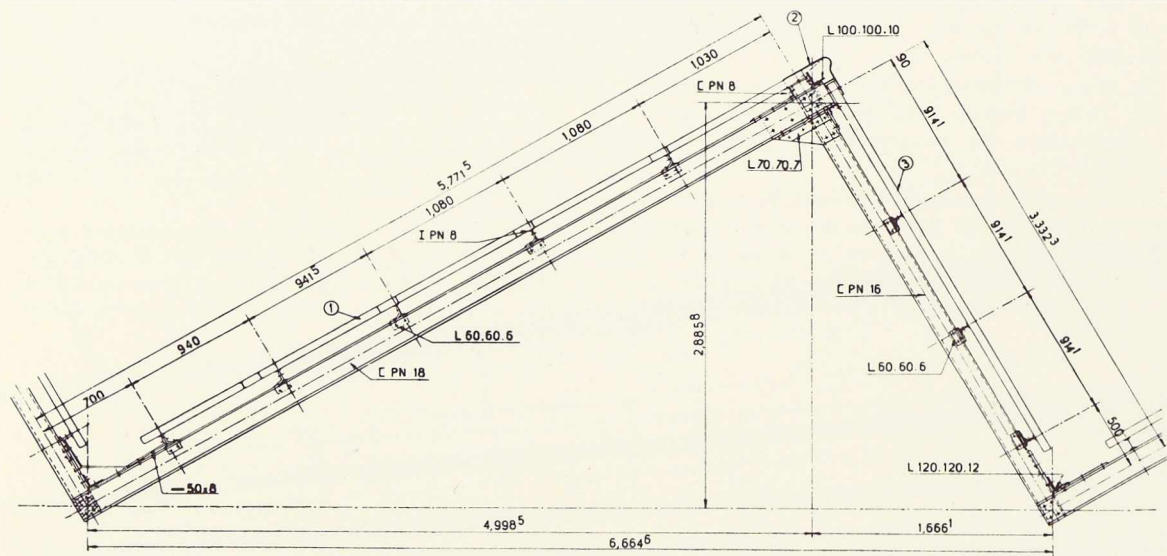


Fig. 4 (ci-contre). Vue partielle du garage. La toiture est portée par des fermes Robert & Musette. L'éclairage est abondant grâce aux larges surfaces vitrées.

Photo Malevez.

Fig. 5 (ci-dessous). Détails constructifs d'une ferme de toiture.

1. Eternit ondulé.
2. Faîtière en eternit.
3. Vitrage en mastic.



le vitrage sans mastic. Les chéneaux sont en zinc.

Pour tenir compte des effets de dilatation, il a été établi trois joints de dilatation sur la longueur du bâtiment. Des précautions spéciales ont été prises pour assurer l'étanchéité de la toiture en vue d'éviter les entrées de neige poudreuse.

La charpente métallique d'un poids total de 127 t a été assemblée par boulons. Les poutres-maitresses ont reçu une contre-flèche de 250 mm pour une portée de 36 m. En vue de rendre la

charpente métallique indépendante des sollicitations du vent sur la façade, les éléments en acier sont munis d'appuis de dilatation.

L'entreprise générale du nouveau garage a été confiée à la firme Carette. La construction métallique a été réalisée par la firme Nobels-Peelman de Saint-Nicolas. Grâce à l'absence de tout pilier intérieur, le nouveau garage du service de la voirie de la Ville de Bruxelles, permet la manœuvre facile des camions et voitures.



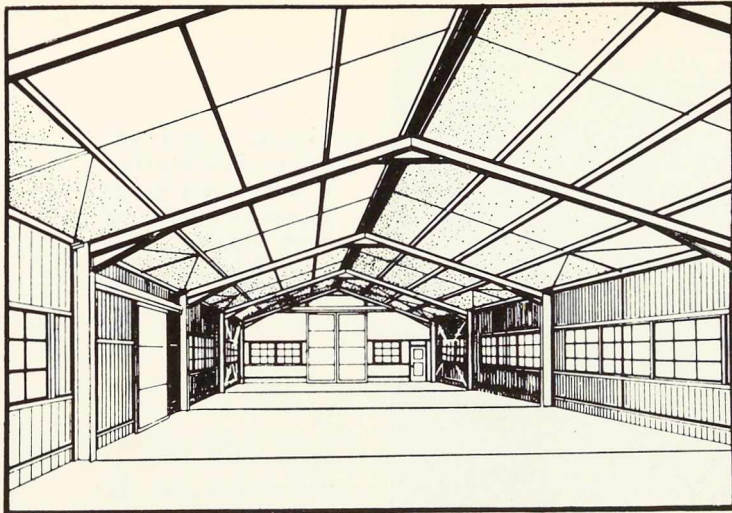


Fig. 1.

Avec l'accroissement des activités industrielles, l'établissement d'aérodromes et d'autres types de constructions, les demandes de bâtiments ont bénéficié d'une recrudescence dans le monde entier. On peut dire que cette fièvre de construction s'étend à tous les domaines : magasins, hangars d'aviation, extension d'ateliers, nouveaux hangars pour l'armée, industrie de la construction et les mines.

La firme *Luria Engineering Co* de Bethlehem (Pennsylvanie) a imaginé une nouvelle conception de constructions industrielles et commerciales en charpentes d'acier préétudiées, définitives, constituées d'éléments standardisés, rendus à destination comme de simples colis.

Tout ce qui est nécessaire au montage consiste en une grue, des boulons, des clefs, un manuel d'instructions et une équipe de monteurs.

Cette construction est simple, comme conception et comme réalisation et elle rencontre un large succès dans toutes les branches de la construction. Ses usages se trouvent dans tous les milieux depuis l'industriel qui désire agrandir ses usines jusqu'à l'artisan qui veut agrandir son atelier.

Une construction de ce type peut être fabriquée et expédiée dans un délai de 15 à 30 jours à dater de la réception de la commande. Ceci est dû au fait que la plus grande partie du travail est effectuée dans des ateliers spécialisés et il arrive fréquemment que la construction soit prête avant que les fondations ne soient terminées.

Ces constructions standardisées ne sont pas des constructions provisoires mais sont fabriquées en éléments d'acier laminé, et sont étudiées pour répondre aux normes de construction les plus sévères.

Constructions préfabriquées industrielles ⁽¹⁾

Il est également significatif que la standardisation n'a pas condamné l'individualité ni éliminé les agencements spéciaux. Il y a une telle variété de types et de dimensions standards et un choix quasi illimité d'utilisation de matériaux auxiliaires, de disposition des portes et des fenêtres que l'on est arrivé à réaliser la souplesse et l'adaptabilité.

La plus grosse partie des travaux est exécutée dans les usines de la Société à Bethlehem. C'est là que l'acier est élaboré par un travail à la chaîne. Des transporteurs déplacent l'acier pour le traçage, le cisailage, le poinçonnage, la soudure et la peinture. A l'exception du marquage, à la chaux, des pièces, pour leur repérage, toutes les étapes sont mécanisées.

On transporte, au moyen de ponts roulants, les pièces des ateliers dans les cours environnantes, en vue de leur stockage jusqu'à emploi, et des parcs sur des wagons pour expédition à destination.

La méthode d'érection suit un plan préétabli, que ce soit « Luria » qui se charge du montage ou bien un entrepreneur local. Tous les éléments nécessaires à l'établissement de l'ossature sont expédiés sur place y compris les boulons, les écrous et les vis. Il n'y a que ces éléments qui entrent dans la charpente. Le client peut choisir le type de toiture et les matériaux de garnissage des parois qu'il désire. Tôles ondulées en acier, en aluminium, en fibrociment, le ciment, la brique, le béton, sont quelques-uns des nombreux matériaux utilisables : il y a un grand nombre de châssis, de fenêtres et de portes standardisés.

⁽¹⁾ Extrait de la revue *American Exporter Industrial*, No 3-1953.



Fig. 2. Vue intérieure de l'atelier d'entretien et de réparation du New York Central Railroad à Minoa (Etat de New York) (voir aussi fig. 5).

A l'heure actuelle, il y a trois types de bâtiments en acier standardisés, ils sont livrables en éléments capables de réaliser un grand nombre de combinaisons, pour répondre à des cas déterminés. Ils sont construits en largeurs de 9,75 à 30,50 m avec hauteur de 3,65 à 6,10 m et en toutes longueurs multiples de 6,10 m.

Le premier type est une ferme rigide en « A » avec portée libre de 9,75 à 30,50 m. Ce type est établi pour les constructions ordinaires où l'on doit avoir une surface libre maximum, sans obstacle, la hauteur est celle désirée (fig. 1).

Le second type est une construction sur colonnes centrales, celles-ci satisfont aux cas où l'on ne demande pas de grandes portées et où les colonnes centrales peuvent être utilisées avantageusement.

Le troisième type est une construction pour halles avec ponts roulants de 5 à 10 t, chemins de roulement et consoles. Les hauteurs standards des chemins de roulement sont de 4,60 et 6,10 m, mais on peut fournir des bâtiments avec chemins de roulement intermédiaires.

Le mot standard fait généralement penser à une limitation déterminée de l'adaptabilité et du champ d'application; cependant cette dernière forme de construction standardisée laisse une grande liberté d'adaptation et de réalisation architecturale. Il n'y a pratiquement aucune limite à la manière dont ces unités standardisées peuvent être combinées pour répondre exactement à n'importe quelles exigences.

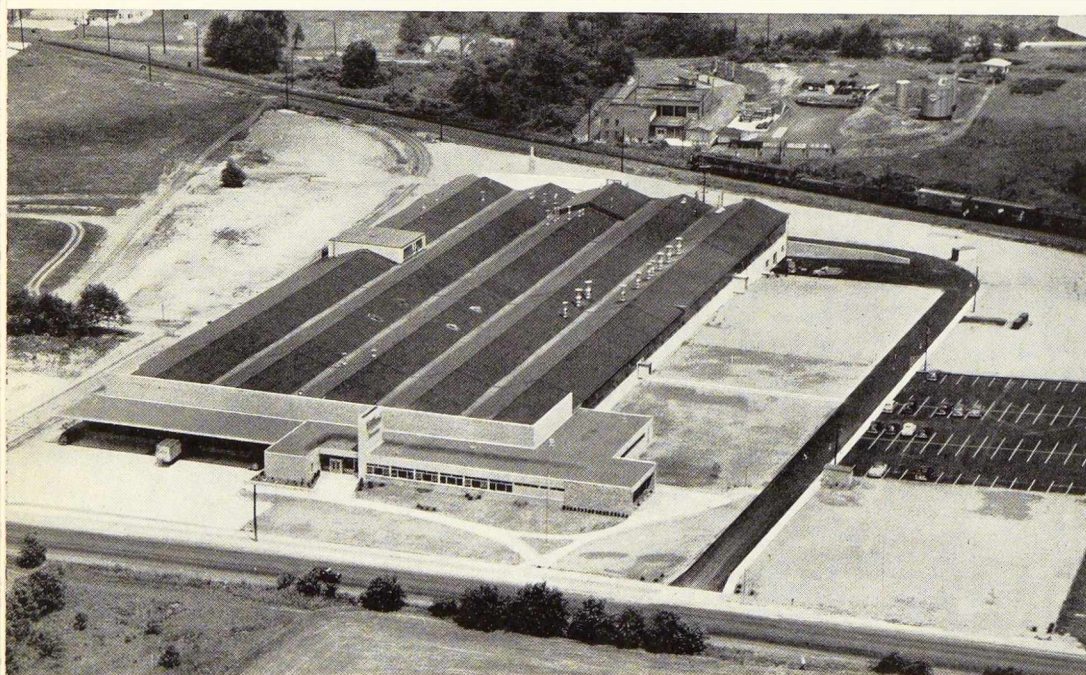


Fig. 3. Vue aérienne des usines de la Willard Storage Battery Co. à Allentown, Pennsylvanie (U. S. A.). Constructions industrielles préfabriquées système Luria.

Photo « Fairchild Aerial Surveys ».

Fig. 4. Le montage de la charpente d'un hangar à l'aéroport d'Idlewild à New York.

Photo « Wide World ».

Eléments individuels

Les portes glissantes sont constituées d'une ossature en acier recouverte de tôles ondulées. On peut également livrer des portes en tubes d'acier, industriels, soudés. Les deux types de portes sont fournies complètes avec des chemins de roulement supérieurs intérieurs, galets, butoirs et accessoires de fermeture. On peut également fournir des portes suspendues extérieurement, si on le désire. Les portes en tubes d'acier peuvent être livrées avec châssis fixes dans chaque panneau. On peut également obtenir, sur demande, des portes se relevant horizontalement par-dessus la tête.

Toutes les dimensions et types de châssis standards peuvent, pratiquement, être fournis. Toutes les fenêtres standards peuvent être montées à deux ou trois niveaux différents. Les fenêtres basculantes sont des constructions tubulaires soudées, fournies avec de fortes charnières, des boutons en laiton et serrure à cylindre. Les portes ouvrant intérieurement ou extérieurement peuvent être montées à gauche ou à droite. Elles peuvent également être livrées avec châssis fixes ou à jalousies.

Fournitures facultatives

Des appentis standards peuvent être fournis pour les constructions ayant 4,90 m de haut ou plus. Ils peuvent être montés d'un ou des deux côtés, sur une partie de la longueur ou sur toute la longueur du bâtiment, par unités multiples de 6,10 m.

On peut livrer des lanternaux de toiture, destinés à assurer l'éclairage ou la ventilation de tous les types de construction. Ils peuvent s'étendre sur la longueur du faite ou être localisés aux endroits désirés par longueurs de 6,10 m. Ils sont disponibles avec châssis en saillie, fixes ou pivotants ayant chacun 0,86 m ou 1,25 m de hauteur.

Des lanternaux en dents de scie sont également livrables pour tous les types de construction; ils peuvent être prévus sur toute la longueur ou localement, suivant ce qui est demandé, mais en longueur de 6,10 m.

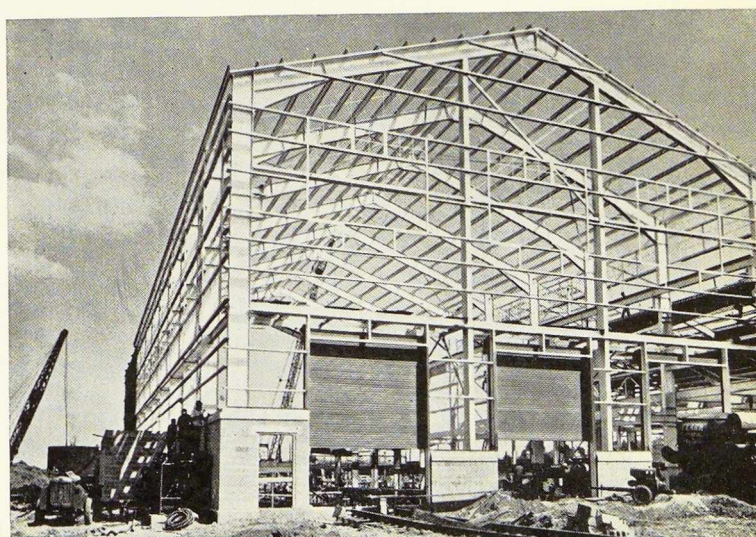
Fig. 5. Charpente préfabriquée des ateliers d'entretien et de réparation pour locomotives Diesel, dont la figure 2 donne une vue intérieure.



La firme peut livrer des ventilateurs de toiture de formes rectangulaires ou circulaires pour tous les types de bâtiments, ils seront situés comme on le désire.

Dans les conditions normales, on peut suspendre à la charpente des monorails à main ou des palans mécaniques. La charge admissible, qui dépendra d'un certain nombre de facteurs, et peut varier suivant les prescriptions locales sur la construction, est calculée pour chaque cas.

Il existe des panneaux isolants qui assurent une isolation efficace. D'autres matériaux isolants peuvent être utilisés et appliqués par l'une ou l'autre des nombreuses méthodes existantes. On peut édifier des murs en briques en place des parois ondulées, dans toutes les constructions Luria. Les charpentes rigides autoportantes sont prévues pour permettre l'utilisation d'une grande variété de matériaux auxiliaires depuis la tôle ondulée en acier galvanisé de faible prix jusqu'aux murs en maçonnerie et des toitures en matériaux exécutés



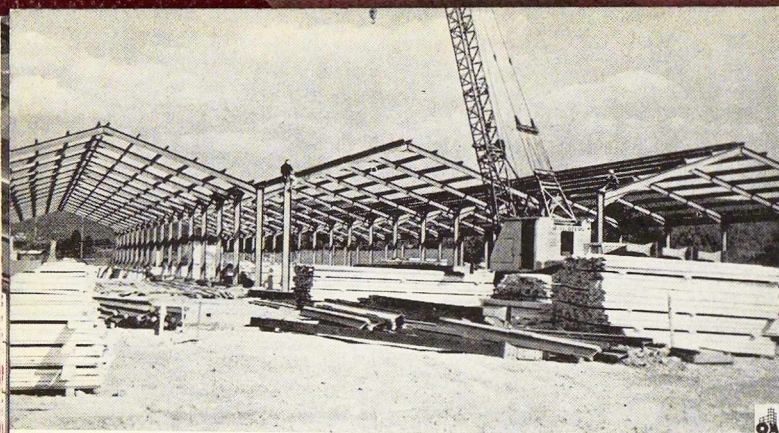


Fig. 6. Vue prise pendant la construction de l'usine (à charpente métallique préfabriquée) de la **Willard Storage Battery Co.** à Allentown.

sur place. En fait tous les matériaux de construction standards peuvent pratiquement être utilisés sans affecter le principe de base de la construction. Tous les types de matériaux, à l'exception de la maçonnerie, peuvent être livrés avec la charpente.

On utilise parfois des toitures en matériaux exécutés sur place sur tôle d'acier au lieu de tôles ondulées. Si l'on emploie des plaques ondulées comme couverture, l'éclairage naturel peut être réalisé par le haut, au moyen de plaques en matière plastique translucide placées où on le désire. Les tôles en acier galvanisé en toiture et en parois procurent une grande économie et satisfont aux exigences normales des bâtiments industriels.

Spécifications

Les charges admises pour l'étude sont celles des normes de l'*American Institute of Steel Construction*.

1. Constructions A, B et C : surcharge de 192 kg/m^2 de surface de projection horizontale de toiture réduite à 144 kg/m^2 pour tenir compte de la pente de la toiture, supérieure à $4/12$ ou $18^\circ 30'$.

2. Constructions série A : surcharge de 96 kg/m^2 de surface de projection horizontale de toiture réduite à 72 kg pour tenir compte de la pente de la toiture, supérieure à $4/12$ ou $18^\circ 30'$. Les constructions avec 144 kg de surcharge tiennent compte dans le calcul de couverture en métal ondulé, asbeste-ciment ou de toiture en matériaux exécutés sur place, sur tôle d'acier. Les constructions avec 72 kg de surcharge tiennent compte dans les calculs des couvertures en métal ondulé. Dans les deux cas si on utilise une toiture plus lourde la surcharge admissible sera réduite de la quantité dont est majoré le poids mort.

La charge de vent est prise égale à 96 kg/m^2 .

Spécification des fournitures

Charpente : Construite en partant de larges bandes, laminées à chaud, en acier de construction.

Toiture : Tôles d'acier galvanisé jauge 22 ($0,8 \text{ mm}$) surcharge de 144 kg/m^2 ; jauge 24 ($0,63 \text{ mm}$) surcharge de 96 kg/m^2 ; ou autre matériau standard de toiture suivant spécifications particulières.

Parois : Tôles d'acier galvanisé jauge 24 ($0,63 \text{ mm}$) ou autre matériau de construction standard suivant spécifications particulières.

Faîtères : Tôle d'acier galvanisé jauge 24 ($0,63 \text{ mm}$).

Bandes d'étanchéité : Des bandes d'étanchéité aux intempéries sont livrées avec les couvertures ondulées.

Portes : Les portes standards suspendues sont construites avec des tubes jauge 20 ($0,90 \text{ mm}$) d'épaisseur, du type courant, elles sont livrées complètes avec fortes charnières en acier, bouton

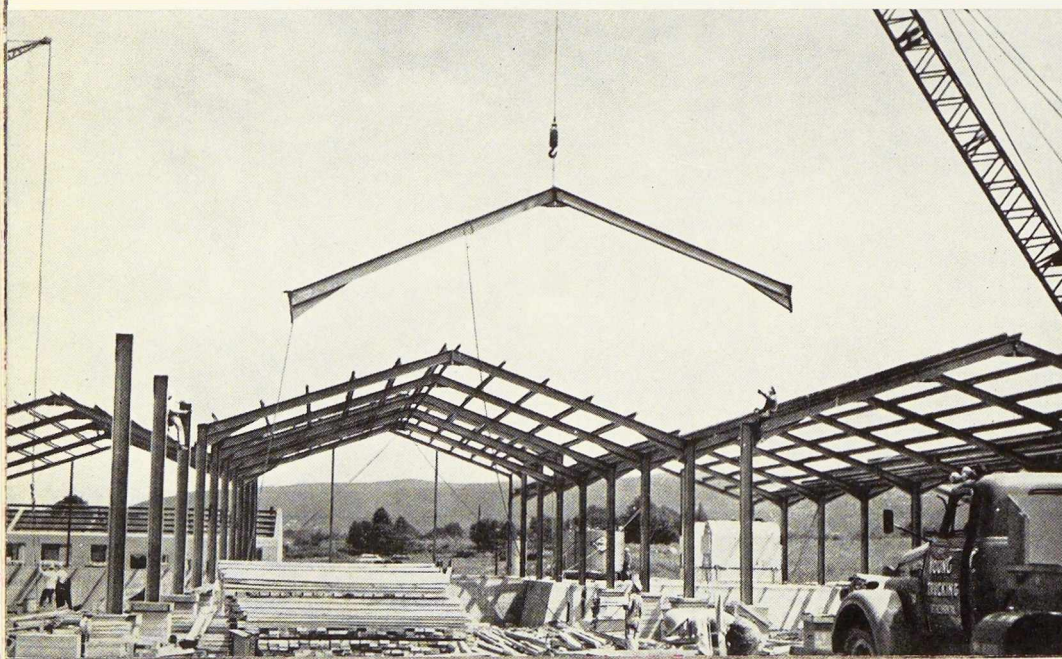


Fig. 7. Montage de la charpente de l'usine de la **Willard Storage Battery Co.** à Allentown.

Photo Storm & Klein.

Fig. 8. Découpage oxy-acétylénique d'éléments de charpentes préfabriquées.

en laiton avec serrure à cylindre. Les portes basculantes peuvent être livrées avec châssis fixes ou à jalousies. Les verres et accessoires de vitrerie ne sont pas compris. On peut obtenir des portes glissantes montées sur châssis métalliques recouvertes de tôles ondulées en acier galvanisé jauge 24 (0,63 mm). On peut également obtenir, sur demande, des portes en tubes industriels soudés. Les deux types de portes sont fournis complets avec rail supérieur de suspension intérieure, galets, butoirs et accessoires de fermeture. Presque tous les autres types standards de portes peuvent être fournis avec petite ou grande ouverture.

Châssis : Châssis en acier de construction, avec parties ouvrantes, verres et accessoires de vitrerie non compris.

Peinture : L'acier de construction, les châssis et les portes reçoivent une couche de peinture de fond, avant expédition.

Dessins : On fournit avec chaque construction un plan de fondations pour sol moyen, ayant une capacité portante de 2,15 kg/cm²; une liste du matériel et un schéma de montage. Lorsqu'on doit livrer un bâtiment spécial, qui sort des possibilités des études standardisées, il est étudié et préfabriqué en tâchant, tout en satisfaisant aux conditions imposées, d'utiliser le plus grand nombre possible d'éléments standardisés, de façon à réaliser le maximum d'économies.

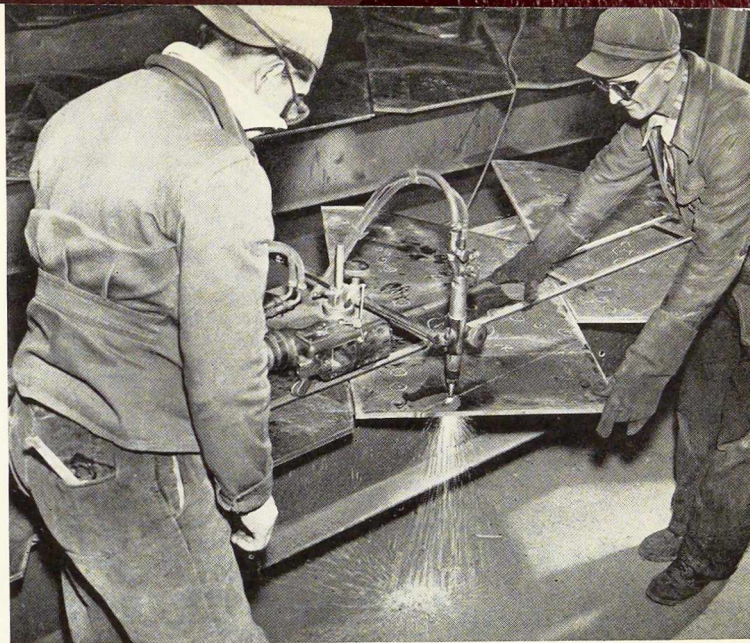
Bâtiments actuellement en usage

Outre les bâtiments standardisés, décrits plus haut, Luria a développé une série complète de bâtiments pour aéroports et constructions industrielles et nous donnerons ci-après des exemples de tels bâtiments avec leurs caractéristiques. Nous donnerons également quelques détails sur leur destination et sur la façon dont ils furent montés.

Luria a construit, pour le *U. S. Air Corps* (Aviation militaire américaine), un hangar pour abriter les avions B36. Ce hangar a une largeur de 88,50 m avec une ouverture libre de 73,15 m et une profondeur de 8,85 m sur les côtés et 33,85 m au centre. La charpente couvre complètement l'avion (nez et ailes), la queue ressort par une ouverture spéciale dans les portes, ouverture équipée d'un tuyau en caoutchouc. Lorsqu'il est

Fig. 9. Cisaille automatique au travail dans les ateliers de la **Luria Engineering Company** à Bethlehem.

Photo Mac Gramlich.



gonflé ce tuyau réalise, autour du fuselage, un joint étanche aux intempéries.

La porte en façade est construite en dix vantaux et est manœuvrée à la main. Il y a des fenêtres en Corrugalux en haut des portes ce qui permet la pénétration de la lumière du jour comme supplément à la lumière électrique.

La porte est également équipée d'une série de panneaux « défonçables », comme issues de secours en cas d'incendie.

Une série de tuyaux, destinés à faire fondre la neige, sont reliés au système de chauffage intérieur; ces tuyaux, placés sous les rails de la porte de façade assurent un service ininterrompu des portes pendant l'hiver. La façade arrière est pourvue d'une porte spéciale pour permettre la sortie du tracteur après que celui-ci a remorqué le grand B36 en place. Le hangar est pourvu de chauffage à air chaud pulsé, avec conduits métalliques pour la distribution de la chaleur en tous les points de la construction.

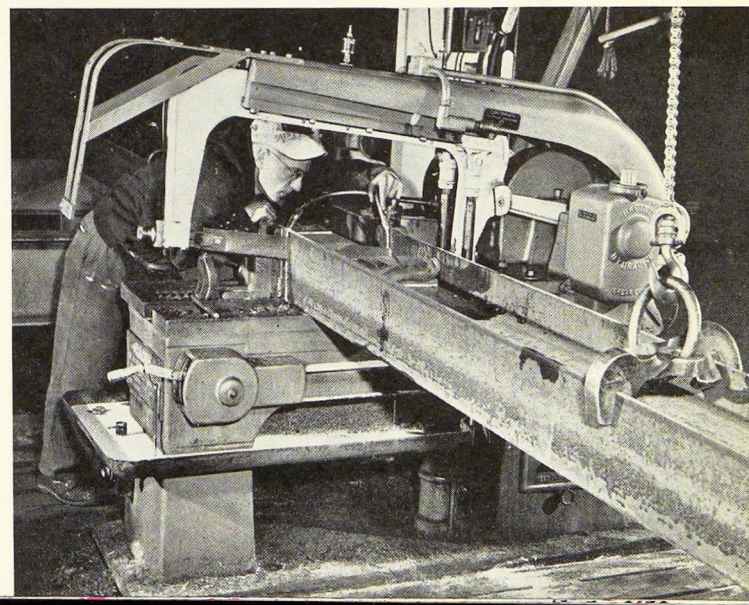




Fig. 10. Vue intérieure des ateliers de construction de la **Luria Engineering Company** à Bethlehem où sont fabriquées, à la chaîne, des charpentes standardisées.

Photo Mac Gramlich.

La *Willard Battery Company*, Allentown, vient d'achever la construction d'une usine qui est composée d'unités standardisées préfabriquées de Luria. Elle est large de 73,15 m et longue de 158, 50 m. L'usine est établie sur un terrain de 5,6 ha et possède une surface de plancher de 11 960 m². Outre l'usine principale avec des murs en maçonnerie et un plancher en béton, il y a des constructions en briques montées sur ossature métallique qui servent de bureaux en façade et de magasin à acide à l'arrière; leur surface est de 183 m². Un total de 497 t d'acier de construction ont été employées pour cette réalisation. Parmi les autres constructions citons un quai de chargement avec marquise pour huit wagons et huit plates-formes de chemins de fer, des routes, une aire de parking, un restaurant et des installations sanitaires.

La *Lock Joint Pipe Co.*, de Columbia, vient d'achever la construction de sept bâtiments en acier standardisés, étudiés par Luria, suivant cahier des charges. Ces bâtiments couvrent une surface de 123 432 m². L'usine constitue une nouvelle division industrielle édiflée à 8 km de la ville.



La plus grande des constructions est constituée par une charpente métallique principale couvrant 6 440 m² et par un long appentis couvrant 1 100 m²; il est utilisé pour les grues. Avec des chemins de roulement à hauteur de 11,60 m. prévus pour deux ponts roulants de 15 t et un chemin de roulement découvert qui s'étend de 36,60 m d'un côté et de 30,50 m de l'autre, il abrite la salle des machines, un local de préparation des charbons, une salle de chauffe, un lavoir et des magasins.

Le second grand bâtiment a une surface de 1 288 m² : c'est un atelier pour la fabrication des tuyaux en acier.

Le troisième bâtiment sert à l'enroulement de fils sur des noyaux en béton précontraint et le quatrième comme laboratoire et magasin à ciment.

Deux autres bâtiments, l'un prévu pour pont roulant de 3 t et l'autre pour pont roulant de 1 t, sont utilisés pour la construction de tuyaux spéciaux et pour l'emménagement des fils.

Un septième bâtiment est utilisé pour l'emménagement des approvisionnements, du matériel et de l'outillage.

Le *New York Central Railroad* à Minoa N. Y. a commencé récemment la construction du quatrième atelier d'une série d'ateliers pour l'entretien et la réparation des locomotives Diesel.

Des hangars standardisés ont été expédiés outre-mer en Europe et en Amérique du Sud — en Argentine, en Angleterre, en Turquie, au Venezuela, en Bolivie, en Colombie et en Arabie Séoudite pour n'en citer que quelques-uns.

Des bâtiments industriels et commerciaux ont été expédiés dans les pays ci-dessus de même qu'au Pérou, à Panama, à Porto-Rico, au Maroc, au Brésil, en Ethiopie, au Honduras, à Formose et autres.

L'expérience faite dans les pays ci-dessus et aux Etats-Unis indique que, normalement, non seulement l'idée du bâtiment industriel préfabriqué est économique, mais encore que de tels bâtiments sont généralement mieux construits que s'ils l'étaient avec les moyens locaux. La vitesse avec laquelle ils peuvent être montés est, sans aucun doute, le facteur capital.

Fig. 11. Assemblage par soudure d'éléments de charpentes préfabriquées.

Photo « American Exporter Industrial ».

Résultats actuels de l'étude statistique
des caractéristiques mécaniques
des aciers A37 et A42

Troisième partie
**Exploitation des résultats
de l'étude statistique
en vue de son application
à la construction métallique**

M. Hebrant,
Ingénieur A. I. Lg.

Il est utile, pour faire ressortir la portée pratique de l'étude statistique, dont MM. Herbiet et Dor ont développé deux des aspects, de rappeler, en quelques mots, les préoccupations essentielles qui ont amené les constructeurs à inscrire cette recherche au programme des travaux de la C. E. C. M.

*
**

En examinant un grand nombre de résultats d'essais de réception, on a pu constater que les valeurs obtenues pour la limite élastique des aciers de construction, A 37 et A 42 par exemple, étaient souvent supérieures à celles prescrites par les normes de qualité. Il n'y avait là somme toute rien d'étonnant, puisque ces normes imposent des minima; mais les valeurs élevées se présentaient avec des fréquences telles qu'à première vue et, en l'absence d'interprétation statistique, on pouvait légitimement penser que ces minima étaient fixés arbitrairement à un niveau trop bas.

On conçoit l'espoir que fit naître cette présomption, puisqu'un relèvement éventuel de ces minima devait entraîner *ipso facto* celui des tensions admissibles; ces dernières étant, en effet, uniquement fonction de la limite élastique. En fait, ce fut bien là l'idée qui a été à l'origine de l'étude statistique de la limite élastique des aciers, étude qui par la suite, devait être étendue à d'autres caractéristiques mécaniques et métallurgiques.

C'est également pour cette raison que le dépouillement des résultats statistiques a porté en premier lieu sur la limite élastique et que la Commission de contact s'est efforcée de tirer de ces premiers résultats

⁽¹⁾ Voir le début de cet exposé dans le n° 2-1954 de *L'Ossature Métallique*.

des conclusions pratiquement applicables au calcul des constructions métalliques, conclusion qui font l'objet de cet exposé.

On examinera successivement les questions suivantes :

- Rappel des prescriptions actuelles pour le calcul des constructions métalliques;
- Choix de la limite *inférieure* d'élasticité comme critère pour le calcul des tensions admissibles;
- Détermination des tensions admissibles à partir des résultats de l'étude statistique;
- Importance du contrôle de la limite élastique et ses conséquences.

*
**

Situons d'abord l'ensemble du problème par rapport à la réglementation belge actuelle relative au calcul des constructions métalliques et aux caractéristiques des aciers. La norme 5 de l'I. B. N., éditée en 1952, qui est la plus complète et la plus récente prescription belge pour le calcul des ponts métalliques, prescrit une tension admissible de 14 kg/mm², sous les sollicitations principales, pour les aciers A 37 et A 42, indifféremment.

Les normes de qualité N. B. N. 152, 153 et 154, d'autre part, caractérisent ces aciers, notamment par les valeurs suivantes de la limite apparente d'élasticité :

- Pour les produits d'épaisseur inférieure à 12 mm :

24 kg/mm² pour l'acier A 37;
26 kg/mm² pour l'acier A 42.

- Pour les produits d'épaisseur comprise entre 12 et 16 mm :

22 kg/mm² pour l'acier A 37;
24 kg/mm² pour l'acier A 42

bien que sur demande on puisse obtenir respectivement, pour ces classes, 24 et 26 kg/mm².

- Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm :

22 kg/mm² pour l'acier A 37;
24 kg/mm² pour l'acier A 42.

On voit donc que malgré la distinction qui est faite dans les valeurs caractéristiques de la limite élastique, la tension admissible est unique et fixée, dans le cas

envisagé, à 14 kg/mm². Cela revient à assimiler chacune des classes précitées à celle qui donne une limite élastique minimum la plus basse, soit 22 kg/mm², ce qui paraît tout de même anormal. Cette constatation a conduit tout naturellement à l'étude de l'influence de l'épaisseur des produits laminés sur les caractéristiques mécaniques de chacun des aciers A 37 et A 42.

Enfin, précision supplémentaire et qui a son importance, d'après la norme N. B. N. 117 on remarque que, suivant l'usage international d'ailleurs, c'est la limite élastique supérieure qui est prise en considération et non la limite inférieure.

*
**

Examinons d'abord ce dernier point.

Dans son traité de résistance des matériaux, Timoshenko cite plusieurs auteurs qui ont mis en évidence l'influence de la vitesse de mise en charge, de la forme de l'éprouvette et de la forme de sa section sur la valeur de la limite supérieure d'élasticité des aciers doux de construction. Il note également que, dès 1904-1905, Bach signala l'importance de la détermination de la limite inférieure.

L'opinion scientifique actuelle, basée sur la théorie des dislocations, est que la limite supérieure correspond à une quantité d'énergie maximum nécessaire au déclenchement de l'onde plastique, alors que la limite inférieure correspond à une quantité d'énergie plus faible nécessaire à la propagation de cette onde dans l'éprouvette. La première est fortement influençable par les conditions d'essais, la seconde est plus stable.

D'autre part, sur un plan technologique, les essais de traction exécutés au cours de l'étude statistique de la C. E. C. M. sur les éprouvettes étalons (c'est-à-dire sur des éprouvettes découpées dans un même lot de barres en acier doux normalisé) ont donné, comme vient de le signaler M. Dor, une dispersion plus grande pour la limite supérieure que pour la limite inférieure. Cette conclusion s'étend d'ailleurs à tous les essais de l'étude statistique, malgré l'uniformisation de la technique opératoire.

Il semble donc que pour les aciers présentant un palier d'étirage, divers facteurs influencent la limite élastique supérieure, alors qu'ils sont sans effet, ou presque, sur la limite inférieure.

Ainsi, quel que soit l'aspect du problème envisagé : métallurgique, physique, mécanique ou technologique (influence de la machine d'essai), son étude aboutit à considérer la limite élastique inférieure comme la caractéristique de l'acier la plus apte à la détermination des tensions admissibles, lorsque, bien entendu, la mise hors service de la construction a lieu par déformation excessive.

Ce changement de critère ne modifie d'ailleurs qu'apparemment le coefficient de sécurité traditionnel, puisqu'en réalité le comportement de ces constructions est régi par la limite inférieure d'élasticité.

*
**

Cela étant, abordons le problème de la détermination des tensions admissibles à partir des résultats de l'étude statistique de la limite inférieure d'élasticité (R_{ei}).

Actuellement on convient de prendre pour ces tensions une fraction de la valeur minimum de la limite élastique, par exemple 6/10 environ. Examinons d'un peu plus près la validité de cette méthode.

Il faut, avant tout, définir ce que l'on entend par « valeur minimum de R_e », cette notion étant essentielle pour le constructeur puisque la sécurité des constructions en dépend. Or, malgré leur caractère officiel, ces minima ne sont, à ses yeux, qu'assez vaguement définis et ne lui permettent pas, tels quels, d'avoir une appréciation plus ou moins réaliste de la sécurité. En fait, ces minima ont été fixés en fonction de préoccupations d'ordre sidérurgique et correspondent à un certain pourcentage de rebuts dans la production. Ils ne tiennent pas compte de la loi de variation de R_{ei} , ni de sa dispersion.

En se basant sur les observations systématiques de l'étude statistique et en se limitant aux valeurs de R_{ei} qui apparaissent avec une fréquence maximum de 5 % ou moins, c'est-à-dire en adoptant un taux de rebuts maximum de 5 %, chiffre normalement admis jusqu'à présent par la sidérurgie, on obtient les valeurs suivantes, tirées des tableaux précédents (1). Nous ne reliendrons, pour l'instant, que les classes qui contiennent un nombre assez important d'observations.

Ces classes sont données au tableau en haut de la page ci-contre.

Remarquons en passant que ces valeurs proviennent d'un ensemble d'observations qui a subi un premier tri, puisque l'on a éliminé celles qui sont relatives aux éprouvettes ayant une limite de résistance à la rupture inférieure à 37 ou à 42 kg/mm².

Ces valeurs correspondent sensiblement à celles prescrites par les normes, puisque le décalage entre R_{ei} et R_{es} est d'environ 1/2 à 7/10 de kg/mm². Il semble donc que le statu quo doit être maintenu en ce qui concerne la tension admissible, à moins que l'on tienne compte de la variation du minimum de R_{ei} suivant la nuance d'acier et les classes d'épaisseur. La méthode la plus élémentaire consisterait à admettre, pour chacune des classes, le même coefficient de sécurité que celui prescrit pour la classe la plus défavorisée, à savoir $\frac{22}{14}$ soit 1,57.

En appliquant ce coefficient aux valeurs trouvées ci-dessus, on obtient les tensions admissibles données dans le tableau en bas de cette page.

On est en droit de se demander cependant quel rapport ces valeurs ont avec la sécurité réelle et si les tensions admissibles varient bien proportionnellement aux minima de R_{ei} définis ci-avant ? Une question aussi importante pour la sécurité des constructions méritait, certes, d'être étudiée.

Il faut tout d'abord noter que la distribution des valeurs de R_{ei} se rapproche plus d'une distribution normale quand le nombre d'essais est grand, tout au

(1) Voir tableaux fig. 15 et 16, cf. Conférence de M. Dor. *L'Ossature Métallique*, n° 2-1954.

| Nuances d'acier | PROFILÉS | | | LARGES PLATS | | | TOLES | | |
|-----------------|-------------|------------------|----------|--------------|------------------|----------|-------------|------------------|----------|
| | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ |
| A 37 | 24 | 22 | < 22 | 23 | 23 | 22 | 23 | 22 | — |
| A 42 | 26 | 26 | < 24 | 25 | — | — | 25 | 24 | — |

moins dans les limites observées. Il suffit, pour s'en convaincre, de comparer à cet égard, les courbes relatives aux profilés pour les épaisseurs inférieures à 12 mm où nous avons de 800 à 1 000 résultats, et celles relatives aux épaisseurs plus grandes que 12 mm, où il n'y en a que 200 environ (1). Dans ces conditions, la valeur de R_{ei} qui correspond à une fréquence maximum de 5 % par exemple, relevée sur une courbe de distribution réelle, comportant un nombre trop faible d'observations, est entachée d'une certaine imprécision.

D'autre part, même si les usines sidérurgiques acceptent de garantir les minima ainsi trouvés, le fait d'avoir enregistré dans un lot de produits laminés une valeur égale ou supérieure à ce minimum sur une seule éprouvette, ne permet pas d'affirmer que le lot entier est d'un acier dont la valeur de R_{ei} est acceptable.

On ne pourra pas plus certifier qu'il n'existe pas de barres dans ce lot dont la limite de rupture est inférieure à 37 ou à 42 kg/mm², ce qui est en contradiction avec le tri opéré sur les observations pour déterminer les minima de R_{ei} . Si ce tri est justifié pour la détermination du pourcentage de rebuts, il ne l'est pas pour l'évaluation statistique des valeurs de R_{ei} .

Enfin, on peut reprocher à cette méthode de ramener le problème fondamental de la sécurité au choix d'un coefficient qui, bien qu'ayant fait ses preuves, n'en est pas moins arbitraire. Ne qualifie-t-on pas le coefficient de sécurité de coefficient d'ignorance ?

*
**

La Commission de contact, chargée de développer le point de vue des utilisateurs au sein du Comité pour l'étude statistique, a donc jugé indispensable de baser le choix des tensions admissibles sur une méthode plus explicite, faisant mieux ressortir leur signification et

(1) Voir diagramme fig. 13, cf. Conférence de M. Dor. *L'Ossature Métallique*, no 2-1954.

| Nuances d'acier | PROFILÉS | | | LARGES PLATS | | | TOLES | | |
|-----------------|-------------|------------------|----------|--------------|------------------|----------|-------------|------------------|----------|
| | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ |
| A 37 | 15,3 | 14 | 14 | 14,6 | 14,6 | 14 | 14,6 | 14 | — |
| A 42 | 16,5 | 16,5 | 15,3 | 15,9 | — | — | 15,9 | 15,3 | — |

montrant l'importance du contrôle des caractéristiques mécaniques des aciers pour la sécurité des constructions. Cette méthode est une application particulière des conceptions probabilistes de la sécurité, dont MM. Prot et Robert Levy sont, en France, les éminents protagonistes.

Il n'est pas possible, dans le cadre de cet exposé de développer dans ses détails les considérations qui ont conduit finalement à l'établissement d'une relation explicite entre les tensions admissibles, les valeurs moyennes de R_{ei} , les écarts-types caractérisant les dispersions de R_{ei} et des tensions réelles. Je me bornerai donc à en donner ici l'essentiel.

*
**

Au coefficient de sécurité traditionnel, on substitue la notion, plus féconde, du risque de ruine d'une construction. Celui-ci est caractérisé par la probabilité que survienne un concours de circonstances qui cause cette ruine.

Les circonstances qui peuvent amener la ruine d'une construction métallique se répartissent, d'une manière générale, en deux espèces. La première englobe les circonstances que l'on peut qualifier « indépendantes de la nuance d'acier utilisée », par exemple : les charges extérieures, les hypothèses de calcul, les tolérances admises pour l'exécution et le montage, etc., qui font que les tensions réelles R s'écartent des tensions calculées.

Bien que manquant de renseignements systématiques à ce sujet, on admet que ces valeurs de R se distribuent suivant une loi assimilable à une loi normale, autour d'une moyenne \bar{R} et avec une dispersion caractérisée par un écart-type σ_R . Il y a de fortes présomptions pour qu'il en soit ainsi, puisque les circonstances évoquées ci-dessus représentent autant de variables indépendantes influençant R et que la somme de n variables

aléatoires indépendantes quelconques tend vers la normalité lorsque n augmente.

Dans la section la plus sollicitée de l'ouvrage, \bar{R} est la tension devant servir de base au calcul, c'est-à-dire la tension admissible.

Les circonstances de la seconde espèce se ramènent à un facteur caractérisant l'acier utilisé et admis comme critère de ruine. Dans les conditions habituelles de déformation, ce critère est représenté par la limite élastique, déterminée dans les essais courants de traction et plus particulièrement par la limite inférieure d'élasticité, comme on l'a montré au début de cet exposé. Cette restriction laisse de côté les circonstances amenant des ruptures sans déformation et mettant en jeu d'autres caractéristiques que la limite élastique.

Les résultats actuels de l'étude statistique montrent que les valeurs de la limite inférieure d'élasticité se distribuent également suivant une loi normale, avec une moyenne \bar{R}_e et un écart-type σ_{R_e} . Ceci est très sensiblement correct dans l'intervalle des valeurs atteintes lors des essais. Je supposerai que cette loi se prolonge au-delà de ces limites.

Je reviendrai d'ailleurs, dans la suite, sur cette hypothèse.

Par définition, la ruine de l'ouvrage surviendra lorsque dans une section la tension réelle atteindra ou dépassera la limite élastique, soit pour la condition :

$$R_e - R \leq 0 \quad (1)$$

R et R_e étant deux variables aléatoires, indépendantes par nature, on conçoit que cette ruine soit liée à la probabilité que R et R_e atteignent les valeurs critiques satisfaisant à la relation (1).

Pour concrétiser cette notion, rappelons une propriété de la distribution normale.

Si X est une variable aléatoire dont les valeurs se distribuent suivant une loi normale avec une moyenne \bar{X} et un écart-type σ , la probabilité de trouver une valeur égale ou inférieure à

$$X_0 = \bar{X} - t_0 \sigma$$

c'est-à-dire écartée de la moyenne \bar{X} de t_0 fois l'écart-type, cette probabilité est la même que celle de trouver une valeur égale ou inférieure à t_0 pour la variable t associée à X par la relation générale $X = \bar{X} - t\sigma$ ou $t = \frac{\bar{X} - X}{\sigma}$. La distribution des valeurs de t est appelée la loi normale réduite. La probabilité cherchée vaut :

$$\Phi(t_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{t_0} e^{-\frac{t^2}{2}} dt,$$

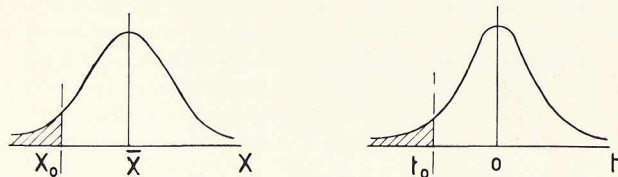


Fig. 1 et 2.

elle correspond à l'aire de la surface hachurée des figures 1 et 2.

Les probabilités pour les différentes valeurs de t ont été tabulées. Ainsi, les probabilités de trouver une valeur de t égale ou inférieure respectivement aux valeurs données dans la première colonne, sont inscrites dans la seconde :

| t | $\Phi(t)$ |
|-------|-----------------------|
| 1,96 | $2,5 \cdot 10^{-2}$ |
| 2 | $2,275 \cdot 10^{-2}$ |
| 3 | $1,35 \cdot 10^{-3}$ |
| 4,265 | 10^{-5} |
| 4,760 | 10^{-6} |
| 5,200 | 10^{-7} |
| 7,160 | 10^{-12} |

Si d'une manière analogue on associe à la fonction aléatoire ($R_e - R$) la variable t , une valeur quelconque de cette fonction peut s'écrire sous la forme

$$\overline{R_e - R} - t\sigma_{R_e - R}$$

dans laquelle $\overline{R_e - R}$ et $\sigma_{R_e - R}$ sont respectivement la moyenne et l'écart-type de la fonction. Dès lors la probabilité d'obtenir une valeur de $R_e - R$ égale ou inférieure à 0, c'est-à-dire la probabilité de ruine, s'écrit symboliquement :

$$\text{Prob}(\overline{R_e - R} - t\sigma_{R_e - R} \leq 0).$$

Elle correspond à la probabilité relative à la valeur de t définie par l'expression

$$t = \frac{\overline{R_e - R}}{\sigma_{R_e - R}}$$

Or les variables R_e et R étant indépendantes et distribuées suivant la loi normale

$$\begin{aligned} \overline{R_e - R} &= \overline{R_e} - \overline{R} \\ \sigma_{R_e - R}^2 &= \sigma_{R_e}^2 + \sigma_R^2. \end{aligned}$$

On obtient donc pour t la valeur suivante :

$$t = \frac{\overline{R_e} - \overline{R}}{\sqrt{\sigma_{R_e}^2 + \sigma_R^2}}$$

et pour la probabilité correspondante celle donnée par les tables de la loi normale réduite. Plus t diminue en valeur absolue, plus le risque grandit. En nous reportant aux chiffres déjà cités, on voit par exemple que pour $t = 4,76$, la probabilité de ruine est de 10^{-6} , c'est-à-dire qu'il y a une chance sur un million qu'elle survienne. Si $t = 1,96$, il y a 2,5 chances sur 100.

On voit également que ce risque est fonction de $\overline{R_e}$ moyenne des valeurs de la limite élastique, de \overline{R} tension admissible, de σ_{R_e} et σ_R écarts-types caractérisant la dispersion de la limite élastique et celle de la tension réelle.

Pour nous rendre compte de ce que peut donner cette formule, appliquons-la aux profilés d'épaisseurs supérieures à 16 mm en acier A 37. On a trouvé pour cette classe, par l'étude statistique :

Une valeur moyenne de R_e de 24,43 kg/mm² avec Un écart-type de 2,01 kg/mm².

La tension admissible est d'autre part fixée, dans les normes belges, à 14 kg/mm². Quant à la valeur de σ_R , dispersion des tensions réelles, on en est réduit à supputer une valeur.

Robert Levy propose certains chiffres qui correspondent au maximum à environ 12,5 % de la tension admissible, ce qui donne dans ce cas ci :

$$\sigma_R = 0,125 \times 14 = 1,75 \text{ kg/mm}^2.$$

Traduit dans le langage statistique, cela signifie qu'il y a 95 % de chances que la tension réelle soit comprise entre des limites qui s'écartent de la moyenne de $\pm 2 \sigma_R$, soit ± 25 %, si la distribution de fréquences de R est normale.

Ce pourcentage de chances est réduit à 75 si la distribution est quelconque. Ces chiffres paraissent raisonnables. Dans ces conditions, on obtient :

$$t = \frac{24,43 - 14}{\sqrt{2,01^2 + 1,75^2}} = \frac{10,43}{2,66} = 3,9.$$

D'après les tables des valeurs de t cela correspond à une probabilité de l'ordre de $5 \cdot 10^{-5}$.

On peut également calculer la valeur correspondante de R_e ou R et la probabilité de chacune des causes R_e et R. Pour les probabilités de cet ordre, les valeurs des variables associées à R_e et R sont proportionnelles à leur écart-type; si on les désigne par t_1 et t_2 , on a :

$$\frac{t_1}{\sigma_{R_e}} = \frac{t_2}{\sigma_R} = \frac{t}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{R_e}^2}}$$

d'où :

$$\begin{aligned} \text{pour } R_e : t_1 &= 2,94 \\ \text{et pour } R : t_2 &= 2,56 \end{aligned}$$

ce qui correspond à une probabilité de l'ordre de 10^{-3} d'avoir une valeur de R_e inférieure à

$$24,43 - 2,94 \times 2,01 = 18,50 \text{ kg/mm}^2$$

et à une probabilité de l'ordre de $5 \cdot 10^{-3}$ que la tension réelle soit supérieure à cette valeur.

En résumé, dans les constructions calculées suivant les normes actuelles et dont les éléments sont en acier A 37, d'une épaisseur supérieure à 16 mm, il y aurait 5 chances sur 1 000 que la tension réelle atteigne ou dépasse 18,50 kg/mm² et 1 chance sur 1 000 pour que la valeur de la limite élastique soit inférieure ou égale à cette même valeur.

La réalisation simultanée de ces deux événements, causant la ruine, n'aurait lieu que 5 fois sur 100 000

Sans attacher à ces chiffres une valeur absolue, on doit leur reconnaître un certain intérêt. Ils situent l'ordre de grandeur des probabilités de ruine et des

valeurs de la limite élastique correspondante. Remarquons à ce sujet que ces valeurs ne sont écartées que de 3 fois l'écart-type, c'est-à-dire pas tellement en dessous des valeurs observées, et que de ce fait l'extrapolation de la loi normale est raisonnable.

Il est d'ailleurs fort possible que la probabilité réelle d'obtenir une telle valeur de R_e est plus faible, ce qui est favorable à la sécurité.

On voit bien par cet exemple que l'on pourrait, à l'inverse du calcul précédent, fixer une probabilité de ruine et en déduire la valeur correspondante de la tension admissible.

Eu égard cependant à l'estimation que l'on doit faire pour σ_R et aux hypothèses admises, il me paraît plus prudent, pour l'instant, de déterminer les tensions admissibles pour chacune des classes en conservant le même risque que celui implicitement admis par le règlement actuel pour la classe la plus défavorisée. Ce raisonnement est basé sur un postulat que j'énonce comme suit : les constructions réalisées avec des profilés, larges plats, ou tôles, d'épaisseurs supérieures à 16 mm, n'ont pas donné lieu à la ruine au sens où nous l'entendons ici, du seul fait d'avoir adopté une tension admissible de 14 kg/mm².

Supposons donc que l'on utilise une autre catégorie d'acier, caractérisée par une valeur moyenne $\overline{R_e'}$ et un écart-type $\sigma_{R_e'}$, de sa limite élastique et soit $\overline{R'}$ la tension admissible à déterminer dans ce cas. Adopter le même risque de ruine signifie que les probabilités correspondantes sont égales.

Or, celles-ci le seront si les valeurs de t correspondantes le sont, c'est-à-dire d'après l'expression de t si l'on a :

$$\frac{\overline{R_e'} - \overline{R'}}{\sqrt{\sigma_{R_e'}^2 + \sigma_R^2}} = \frac{\overline{R_e} - \overline{R}}{\sqrt{\sigma_{R_e}^2 + \sigma_R^2}}$$

d'où l'on tire :

$$\overline{R'} = \overline{R_e'} - (\overline{R_e} - \overline{R}) \sqrt{\frac{\sigma_{R_e'}^2 + \sigma_R^2}{\sigma_{R_e}^2 + \sigma_R^2}}$$

En appliquant cette formule aux diverses classes et en prenant comme référence celle des épaisseurs plus grandes que 16 mm en acier A 37, on obtient le tableau suivant :

| Aciers | Classes | $e \leq 12$ | $12 < e \leq 16$ | $e > 16$ |
|--------|------------------|-------------|------------------|----------|
| A 37 | Profilés | 14,90 | 15 | 14 |
| | Larges plats . . | 15,60 | 14,70 | 14,20 |
| A 42 | Profilés | 17,30 | 16,60 | — |
| | Larges plats . . | 17,15 | — | — |

En comparant ces valeurs à celles obtenues à partir des minima de R_{ei} , on constate des différences assez sensibles. Mais leur intérêt réside surtout dans le fait qu'elles sont moins arbitraires. Nous avons vu en effet

que les valeurs minima de R_{ei} sont sujettes à caution pour le calcul des tensions admissibles.

La précision de la méthode proposée dépend de celles de \bar{R}_e et de σ_{Re} que la théorie de la statistique permet d'évaluer et est d'autant plus grande que le nombre d'observations est grand.

Le tableau ci-dessous donne un résumé des valeurs obtenues dans l'étude statistique pour les moyennes et les écarts-types.

| Nombre d'observations | Catégories | Epaisseurs | \bar{R}_e kg/mm ² | σ_{Re} kg/mm ² |
|-----------------------|------------|------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| 1 006 | P A 37 | $e \leq 12$ | 26,73 | 2,36 |
| 190 | | $12 < e \leq 16$ | 25,75 | 2,08 |
| 232 | | $e > 16$ | 24,43 | 2,01 |
| 88 | LP A 37 | $e \leq 12$ | 26,07 | 1,83 |
| 141 | | $12 < e \leq 16$ | 24,94 | 1,88 |
| 85 | | $e > 16$ | 25,15 | 2,20 |
| 592 | T A 37 | $e \leq 12$ | 27,54 | 3,15 |
| 105 | | $12 < e \leq 16$ | 25,85 | 2,71 |
| 45 | | $e > 16$ | 25,41 | 3,29 |
| 848 | P A 42 | $e \leq 12$ | 30,04 | 2,49 |
| 195 | | $12 < e \leq 16$ | 28,46 | 2,26 |
| 96 | | $e > 16$ | 27,64 | 2,99 |
| 82 | LP A 42 | $e \leq 12$ | 28,18 | 1,88 |
| 34 | | $12 < e \leq 16$ | 28,26 | 2,41 |
| 11 | | $e > 16$ | 29,26 | 4,79 |
| 563 | T A 42 | $e \leq 12$ | 29,53 | 3,46 |
| 122 | | $12 < e \leq 16$ | 28,82 | 3,21 |
| 44 | | $e > 16$ | 27,11 | 4,92 |
| 4 479 | | | | |

On constate que certaines classes, surtout celles qui comportent les épaisseurs supérieures à 12 mm, sont insuffisamment fournies. Comme l'ont signalé MM. Herbiet et Dor, l'étude statistique se poursuit actuellement en vue de combler ces lacunes. Les résultats que je viens de déduire de cette étude ne sont donc que provisoires, mais suffisamment étayés pour montrer ce qu'on peut en attendre.

D'une manière générale, il appert que les profilés et larges plats suivent les mêmes lois, mais que les tôles présentent une dispersion plus grande. Cette question devra être étudiée spécialement.

Signalons en passant qu'en relation avec l'étude statistique, la C. E. C. M. a exécuté 35 essais de traction sur des profilés divers, tels que cornières de 40, 50, 70 et 120 mm, fers U 100, 140 et 200 PN, poutrelles à larges ailes de 200, 300 et 400 mm de hauteur, et poutrelle du type BSB 119 de 254 mm de hauteur. Le but principal de ces essais était de déterminer la limite élastique globale de ces profilés. Ils ont été réalisés sur la machine de traction de 800 t de l'Association des

Industriels de Belgique (A. I. B.), d'une manière analogue aux essais de traction courants sur éprouvettes.

On a noté sur le cadran de la machine les valeurs de la limite élastique inférieure. La conclusion qui se dégage des premiers travaux de dépouillement est la suivante : la limite élastique globale des barres expérimentées vaut en moyenne 97,5 à 99 % de la limite élastique inférieure déterminée sur les éprouvettes prélevées dans ces barres aux endroits prescrits par les normes de l'I. B. N. La dispersion de la limite élastique globale de ces profilés classés suivant l'épaisseur est du même ordre de grandeur que celle obtenue sur les éprouvettes.

*
**

Terminons cet exposé par quelques remarques importantes que seule la manière analytique dont le problème a été envisagé pouvait mettre en évidence.

1. Si on met la formule établie précédemment

$$\bar{R} = \bar{R}_e - t \sqrt{\sigma_{Re}^2 + \sigma_R^2}$$

sous la forme

$$t = \frac{\bar{R}_e - \bar{R}}{\sqrt{\sigma_{Re}^2 + \sigma_R^2}}$$

avec $\sigma_R = 0,125 \bar{R}$ on constate que pour un acier déterminé, la moyenne et l'écart-type de la limite élastique étant connues, la probabilité de ruine caractérisée par t augmente quand \bar{R} , c'est-à-dire la tension admissible, augmente. Mais on voit que cette augmentation n'a aucun rapport avec la diminution proportionnelle qui affecterait le coefficient de sécurité traditionnel qui lui se mettrait sous la forme

$$s = \frac{\bar{R}_{e \text{ min}}}{\bar{R}}$$

2. Pour un acier et un risque de ruine donnés, la tension admissible est d'autant plus grande que σ_R est petit, c'est-à-dire que le perfectionnement des méthodes de calcul et d'exécution qui tendent à réduire σ_R doivent conduire à relever la tension admissible. C'est ainsi qu'une meilleure connaissance des charges sollicitantes (le poids mort par exemple) autoriserait une tension admissible plus élevée.

3. D'après cette même formule, la tension admissible est d'autant plus grande pour un risque de ruine donné que la moyenne de R_e est grande et son écart-type σ_{Re} petit. On constate donc qu'il peut s'avérer vain d'augmenter la valeur moyenne de R_e au prix d'une augmentation de sa dispersion, c'est-à-dire de σ_{Re} .

Puisque t est, pour les probabilités de ruine, de l'ordre de 3 à 4, la réduction de σ_{Re} a une grande importance. Ceci est une raison suffisante pour traiter différemment deux matériaux qui présenteraient des valeurs du rapport $\frac{\sigma_{Re}}{R_e}$, c'est-à-dire des écarts-types relatifs, nettement différents.

4. La limite élastique exerce son influence sur la tension admissible par sa valeur moyenne et son écart-type. L'étude de ces deux facteurs statistiques a montré qu'au sein d'une même nuance d'acier, l'épaisseur des produits est un critère de classification absolument net qui justifie l'adoption de tensions différentes.

5. Cette étude a également mis en évidence le fait que l'acier A 42 représente une qualité bien définie justifiable de tensions admissibles plus élevées que celles de l'acier A 37. Les majorations par rapport à la tension unique de 14 kg/mm² admise jusqu'à présent sont de l'ordre de 23 % pour les épaisseurs inférieures à 12 mm, 18 % pour les épaisseurs comprises entre 12 et 16 mm, et sera probablement de l'ordre de 10 % pour les épaisseurs supérieures à 16 mm.

Etant donné que pour des nuances identiques les extras de prix de cet acier par rapport à l'acier A 37 sont relativement faibles, son utilisation conduira non seulement à une réduction du poids des constructions, mais également à une réduction de leur prix de revient.

Toutefois, il importe de noter que ces tensions admissibles sont étroitement liées au contrôle de la limite élastique et à un nouveau mode de réception, dont il est question ci-après.

6. J'ai déjà signalé l'influence de la moyenne et de la dispersion de la limite élastique sur les tensions admissibles, et l'intérêt qu'il y aurait à augmenter la première tout en réduisant la seconde. Cette amélioration pourrait être obtenue en mettant la limite élastique sous contrôle permanent dans les usines sidérurgiques; l'expression « mettre sous contrôle » s'entendant au sens statistique du mot et signifiant « rester maître des fluctuations et faire agir les facteurs d'influence à n'importe quel stade de la fabrication ».

Il ne faut cependant pas perdre de vue que cette manière d'envisager le problème correspond à une évolution profonde du contrôle de la qualité. En effet, actuellement les nuances sont définies par la résistance limite à la traction qui a été longtemps considérée par les constructeurs comme le seul critère de ruine. L'analyse chimique de la coulée, qui est la base même de la régularité de la fabrication est placée sous contrôle permanent en vue d'ailleurs d'obtenir les valeurs imposées pour la limite de résistance à la traction.

Etant donné l'importance accordée à la limite élastique, il serait plus logique de reporter ce contrôle sur cette caractéristique en lui imposant un intervalle de tolérance le plus réduit possible, tout en surveillant les valeurs de la résistance à la traction; ce qui constitue un processus inverse de ce qui se fait actuellement.

7. Ceci m'amène à considérer à présent le problème de la réception des aciers. Il est clair que le prélèvement d'une seule éprouvette par lot ou par coulée ne peut donner, du point de vue statistique, que des renseignements assez vagues sur la qualité des produits réceptionnés. Puisque l'épaisseur des produits a une influence nettement marquée sur la limite élastique, il

convient d'envisager le classement par lot suivant les classes d'épaisseurs définies par l'étude statistique.

Il y aurait lieu ensuite de s'assurer que la limite élastique de chaque lot a une moyenne et un écart-type compris entre deux limites admises. Or, ce contrôle sur produit fini nécessite un certain nombre d'éprouvettes qui ne soit pas trop élevé, afin de ne pas obérer le prix de vente, mais qui soit suffisant pour que le risque que court le client d'accepter un mauvais lot ou celui que court le fournisseur de voir rebuter un bon lot soit très faible.

C'est un problème qui est actuellement à l'étude à la C. E. C. M. Il a été résolu dans certaines industries et son application à la réception des aciers correspondrait à un progrès important.

8. On conçoit aisément que si le contrôle permanent de la limite élastique était réalisé au cours de la fabrication, il n'y aurait plus aucune raison de procéder, lors de l'achat, à un contrôle forcément restreint. La fourniture d'un certificat attestant que le lot vendu a une limite élastique comprise entre les limites admises serait suffisante. Cette solution me paraît être logique et économique.

9. Bien que la limite élastique soit le critère le plus important, il reste indispensable de définir d'une manière plus complète les aciers utilisés en établissant les facteurs statistiques, moyenne et écart-type, de la résistance limite de traction, de l'allongement, du coefficient de qualité. Les renseignements recueillis au cours de l'étude et annotés sur les fiches permettront de le faire.

Pour le surplus, je ne doute pas que les usines sidérurgiques mettront à profit les nombreux autres renseignements d'ordre métallurgique contenus dans les fiches en vue d'étudier l'influence des divers facteurs sur la limite élastique et les moyens d'améliorer sa moyenne et sa dispersion, études qui constitueraient les bases mêmes du contrôle.

*
**

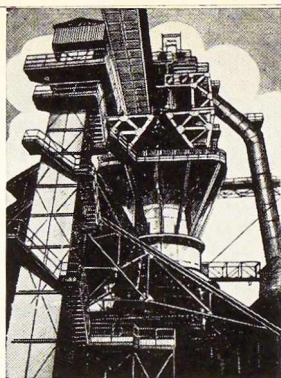
Qu'il me soit permis, en terminant, de remercier :

M. Dor, Adjoint à la Direction générale de la Société John Cockerill;
M. Herbiet, Chef du Laboratoire de la Métallurgie, de cette même société, et son adjoint, M. Monbrun;
M. Louis, Inspecteur général des Ponts et Chaussées;
M. Massonnet, Professeur à l'Université de Liège,

pour les conseils éclairés qu'ils ont bien voulu me donner.

Mes remerciements vont aussi aux membres de la Commission de contact ainsi qu'aux délégués de la Sidérurgie, membres de la Commission de l'Etude Statistique, dont les avis autorisés ont permis la bonne marche de cette étude.

F. H.



Consommation d'acier dans l'Union belgo-luxembourgeoise au courant de l'année 1952

Dans *L'Ossature Métallique* nous donnons régulièrement la production d'acier en Belgique et au Luxembourg. C'est ainsi que pour l'année 1952 le chiffre global de production a été de 7 995 754 t d'acier lingot (Belgique : 4 994 049 t; Luxembourg : 3 001 705 t).

Il en résulte un chiffre de production de 900 kg par habitant. Dans un pays producteur, ce chiffre ne donne toutefois aucune valeur de comparaison. Aussi avons-nous essayé d'établir la valeur de la consommation réelle par habitant, c'est-à-dire en tenant compte des importations de produits finis (322 287 t) et des exportations directes de demi-produits et de produits laminés par les usines sidérurgiques (3 979 242 t), des exportations par les transformateurs (443 768 t), les tréfileurs et boulonniers (157 760 t) et les ateliers de construction (462 600 t).

En prenant pour chaque chiffre son équivalent en tonnes-lingot, nous obtenons ainsi pour l'année 1952, les valeurs suivantes :

| | |
|---|-------------|
| Production | 7 995 754 t |
| Exportation directe | 4 920 000 t |
| Exportation par transformateurs | 547 000 t |
| Exportation par tréfileurs | 169 000 t |
| Exportation par boulonneries | 26 000 t |

Les stockistes, par convention particulière, ne fournissent aucun produit à l'étranger. Le total de 685 000 t est donc livré à la consommation belge et luxembourgeoise.

Le solde, soit 2 334 000 t a été fourni aux ateliers de construction, soit directement ou par les transformateurs (1 338 000 t), soit par l'intermédiaire des stockistes (685 000 t), des tréfileurs (264 000 t) et des boulonniers (47 000 t).

La consommation dans l'Union économique belgo-luxembourgeoise peut ainsi être évaluée à 2 142 000 t, c'est-à-dire 240 kg par habitant.

Ces valeurs apparaissent clairement dans le tableau I. Ce même tableau donne également la répartition de ces tonnages suivant catégories d'acheteurs avec importations et exportations respectives. Ce tableau ne suscite guère de commentaires.

Notons néanmoins quelques difficultés rencontrées pour l'établissement de ces chiffres. Ceux-

ci résultent en effet de documents et statistiques officiels, théoriquement exacts, mais n'ayant en général pas de dénominateur commun. C'est ainsi que certaines valeurs se rapportent à l'ensemble de l'Union économique, d'autres à un de ces deux pays seulement. En outre, il ne nous fut pas toujours possible de répartir avec une précision rigoureuse tous les tonnages et nous avons dû appliquer des règles de proportionnalité tirées de la pratique et à la suite d'enquêtes auprès des intéressés.

Nous pouvons également établir une autre répartition, suivant la nature du produit. Le tableau II donne le tonnage lingot (en milliers de t) des produits fournis aux ateliers de constructions belges et luxembourgeois.

| Dénominations | Tonnage en 1 000 t lingots |
|--------------------------------|----------------------------|
| Produits pour tubes | 127 |
| Profilés | 173 |
| Zorès | 84 |
| Fers marchands | 792 |
| Tôles fortes | 274 |
| Tôles moyennes | 63 |
| Larges plats | 25 |
| Tôles fines noires | 134 |
| à froid | 43 |
| Tôles galvanisées | 12 |
| Fer-blanc | 27 |
| Fil machine (*) | 208 |
| Feuillards et bandes | 166 |
| Matériel voie léger | 13 |
| lourd | 95 |
| Essieux et bandages | 12 |
| Divers | 89 |
| Total | 2 334 |

TABLEAU II. — Répartition, en milliers de tonnes, des produits sidérurgiques fournis aux ateliers de constructions belges et luxembourgeois

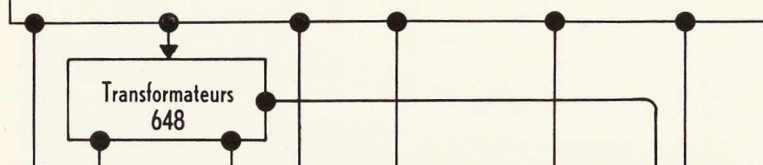
(*) Ce chiffre de 208 000 t, tient compte des 195 000 t de produits exportés par les tréfileurs et boulonniers, la quantité de fil machine fournie étant de 403 000 t.





SIDÉRURGIE BELGO-LUXEMBOURGEOISE

Production 1952 : Lingots : 7.995.754 t (Produits finis : 6.471.026 t)



| Importations | Ateliers | Stockistes | Tréfileurs | Boullonniers | Exportations | | Consommation dans l'Union B.-L. |
|--------------|----------|------------|------------|--------------|---------------------------|--|---------------------------------|
| | 1.338 | 685 | 433 | 73 | 4.920 547 26 169 | | |
| | 1.338 | 685 | 264 | 47 | 5.662 | Totaux | |
| - | 155 | 12 | 23 | 9 | - | Charbonnages | 199 |
| 81 | 95 | 37 | 16 | 7 | 81 | Chantiers navals | 155 |
| - | 36 | - | - | 2 | - | Travaux publics (construction métallique) | 38 |
| - | - | 346 | 18 | - | - | Entrepreneurs en béton armé | 364 |
| - | 88 | - | 10 | 5 | - | Entretien usines | 103 |
| - | - | 74 | 36 | 5 | - | Artisanat | 115 |
| - | 91 | - | 28 | 5 | 19 | Chemins de fer (fixe) et mat. de voie | 105 |
| 6 | 89 | 24 | - | 1 | 102 | Chemins de fer (mobile) | 18 |
| - | 46 | 12 | - | 1 | 3 | Chaudières | 56 |
| 3 | 103 | 28 | - | 2 | 64 | Charpentes et chaudronnerie | 72 |
| 27 | 30 | 8 | 10 | 1 | 15 | Appareils de levage | 61 |
| 163 | 67 | 18 | 73 | 1 | 41 | Autos, cycles, avions | 281 |
| 3 | 113 | 31 | 20 | 2 | 29 | Accessoires bâtiments | 140 |
| 14 | 15 | 4 | - | - | 7 | Machines motrices | 26 |
| 29 | 28 | 8 | 4 | 1 | 30 | Machines-outils et textiles | 40 |
| 14 | 26 | 7 | 4 | 1 | 12 | Construction mécanique | 40 |
| 1 | 276 | 70 | - | 4 | 143 | Fûts, tubes, travail de la tôle | 208 |
| 10 | 15 | - | 3 | - | 7 | Fine mécanique et armes | 21 |
| 47 | 65 | 6 | 19 | - | 37 | Construction électrique et industries diverses | 100 |
| 398 | 1.338 | 685 | 264 | 47 | 590 | Totaux | 2.142 |

Les chiffres de ce tableau sont exprimés en 1.000 t d'acier lingot.

TABLEAU I. — Répartition de l'acier suivant les catégories d'acheteurs

Dans ce tableau les dénominations ont les définitions convenues aux réunions de l'Entente Internationale de l'Acier (E. I. A.). Nous y renvoyons le lecteur, tout en lui signalant les quelques points particuliers suivants :

a) Produits pour tubes : A ce tonnage il faut ajouter les tubes produits hors feuillards;

b) Profilés et fers marchands : La limite entre les deux types est de 80 mm de hauteur;

c) Tôles fortes, moyennes et fines : Elles sont déterminées par les épaisseurs de 3 mm et 4,76 mm

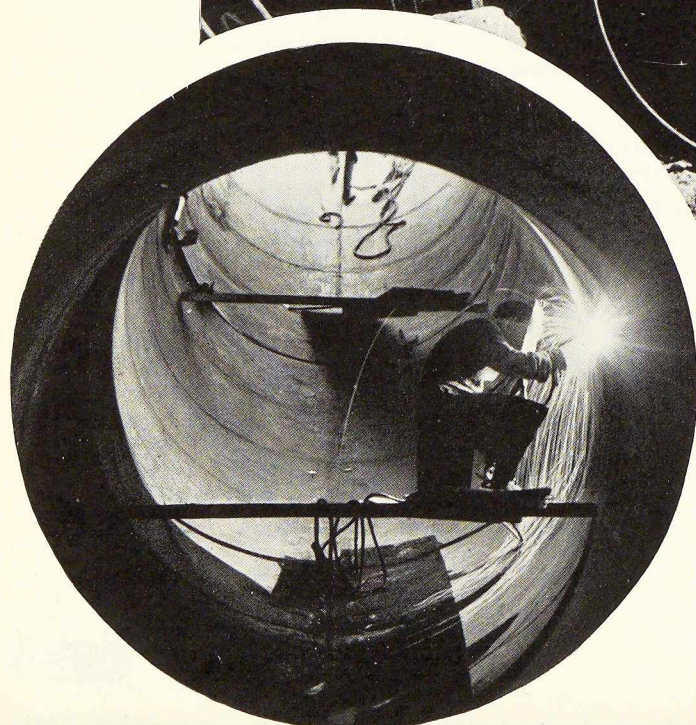
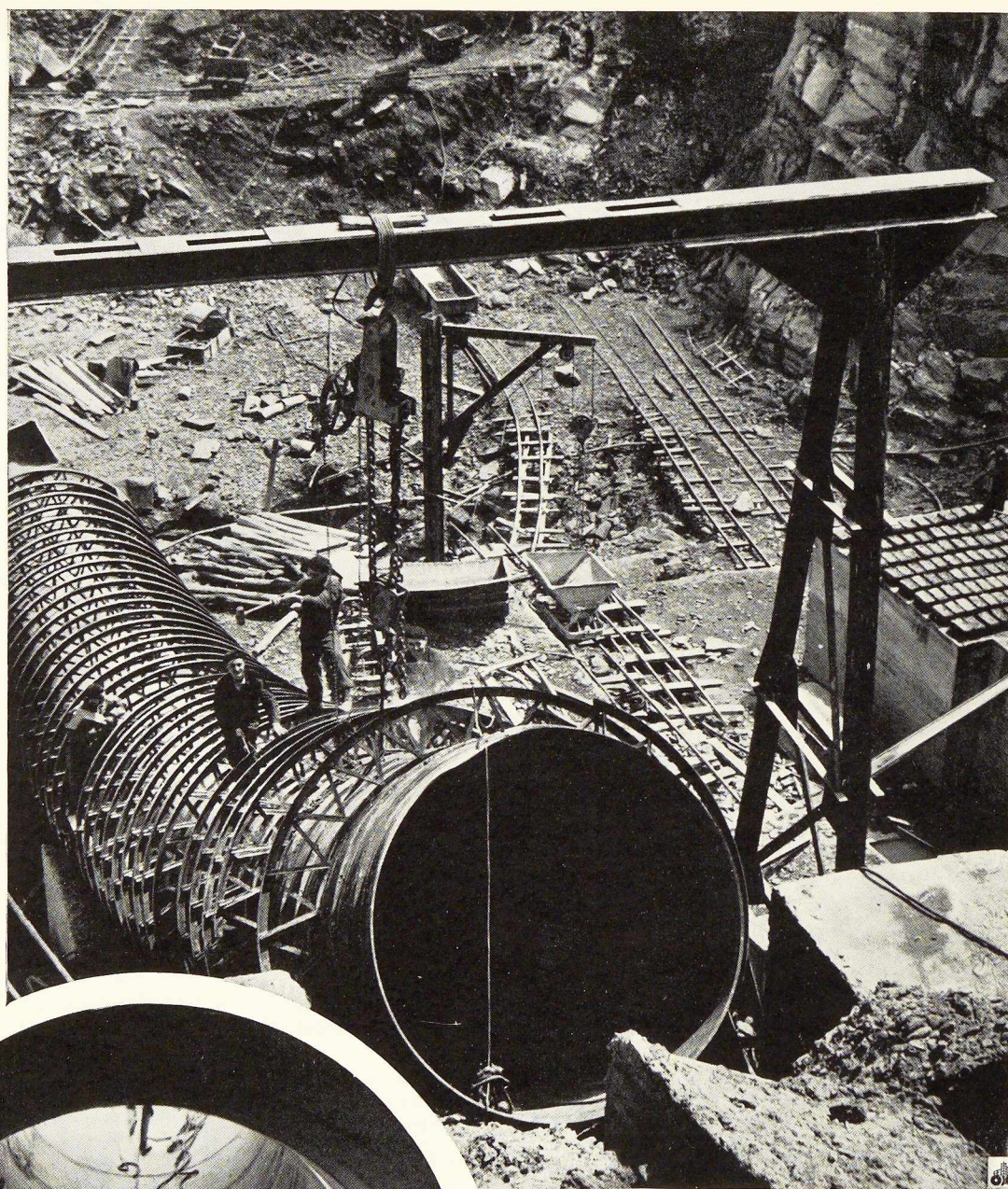
d) Matériel de voie léger et lourd : Le deux catégories sont délimitées par le poids au mètre courant de 19 kg.

Nous croyons utile d'indiquer ci-après les principales sources de nos renseignements :

- C. B. L. I. A. : *L'Ossature Métallique*.
- Sybelac : Statistiques mensuelles de production et de répartition des produits sidérurgiques.
- Fabrimétal : Statistiques de livraison et d'exportation.
- Ucobelpont.
- Ocachar.
- Omnium des Tréfileurs.
- Institut National des Statistiques, etc.

M. R





Installation hydro-électrique de Salime (Espagne)

Deux vues de conduites métalliques soudées
de l'installation de Salime, actuellement en
construction dans les Asturies.

Entreprise : S. A. Agroman.

Documents Revue « Obras ».

Photos Pando.

R. Wartmann,
Ingénieur E. P. F.,
Brugg (Suisse)

L'ossature métallique au service de l'architecture (1)

Dans cet article on traitera en ordre principal les bâtiments à ossature métallique et on ne parlera pas des halles, des ponts, et des très nombreuses autres constructions réalisables en acier.

Les tableaux qui suivent, montrent la place occupée par la construction des ossatures en acier par rapport aux constructions en acier considérées dans leur ensemble.

Tableau I. — Répartition en % du tonnage utilisé par un atelier de construction suisse.

| | |
|---|-----------|
| I. Ponts | max. 25 % |
| II. Ossature et halles | max. 67 % |
| III. Constructions hydrauliques, pylônes, grues, chaudronneries, etc. | max. 77 % |

Tableau II. — Répartition en % du tonnage total d'acier utilisé par les constructeurs suisses.

| | |
|--|-----------|
| I. Chemin de fer | max. 12 % |
| II. Ossatures métalliques (privé et industrie) | max. 79 % |
| III. Entreprises électriques | max. 36 % |
| IV. Administrations fédérales, cantonales. et communales | max. 30 % |

Dans le tableau I le poste I exprime en % et par rapport à la production totale annuelle le tonnage utilisé dans la construction des ponts. Réparti sur 27 ans en moyenne, il constitue 10 % du total pour atteindre en 1932, un maximum de 25 %. Le poste II indique que sur plusieurs années, la construction d'ossatures métalliques atteint une moyenne de 40 % et un maximum de 67 %. Le

poste III groupe les autres branches par exemple : les gares ouvertes, les poteaux, les instruments de levage, les grues, les tours, les matériaux de manutention, les ponts de chargement, les matériaux d'exploitation, les silos, le matériel de stockage, les gazomètres, la chaudronnerie en général et autres spécialisations. La moyenne s'élève ici à 50 % environ et le maximum à 77 %.

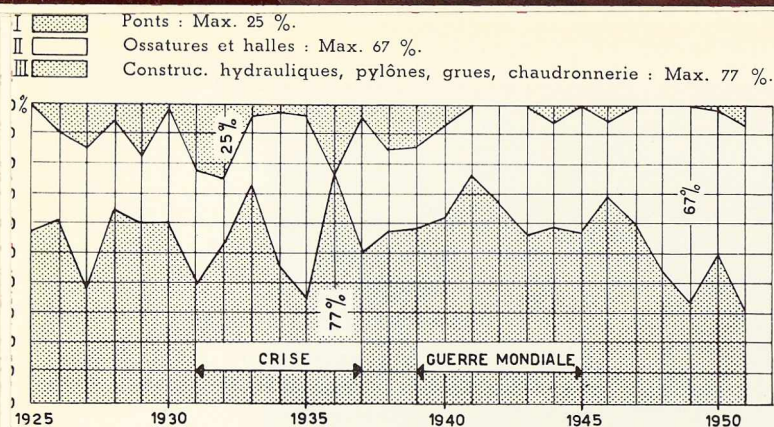
Au tableau II, sont notés les rapports existant entre deux firmes suisses de construction, au cours des 18 dernières années (1934-1952). Les travaux de toutes les compagnies de voies ferrées (poste I) ne représentent même pas 10 % en moyenne pour une période de 18 ans et atteignent un maximum de 12 %. Les constructions d'ossatures en acier (poste II) s'élèvent en moyenne à 55 % environ avec un maximum de 79 % en 1946. Suivent alors (poste III) les tonnages des entreprises de constructions électriques avec environ 20 % de moyenne et 36 % maximum et ensuite celui des cantons ou communes avec environ 15 % de moyenne et 30 % maximum (poste IV). Le dernier pourcentage se rapporte à l'année de crise

(1) Extrait du Mémoire présenté au Congrès organisé à Zurich en novembre 1953 par l'Union des constructeurs suisses des ponts et charpentes métalliques. Les clichés des figures 4 à 8 nous ont été aimablement prêtés par cette Union.

Fig. 1. Immeuble d'habitation à Hambourg près du Grindel.

Photo Seggern & Fils.





1935 pendant laquelle des travaux de circonstance furent exécutés.

De ces deux tableaux ressort clairement le rôle joué dans l'industrie suisse par l'ossature métallique. Depuis 27 ans, cette branche de production n'a subi que de faibles fluctuations et son importance au cours des dernières années tend même à s'intensifier. Ne perdons pas de vue pourtant en examinant les graphiques, qu'il s'agit de chiffres exprimant un pourcentage. De 1946 à 1951 l'accroissement de production des 21 firmes suisses (Union des Constructeurs suisses de charpentes métalliques) atteint 400 % environ.

Le succès toujours plus grand de l'ossature métallique doit être la préoccupation de tous ceux qu'intéresse ce mode de construction : entrepreneurs, ingénieurs, employés et ouvriers, chacun selon ses capacités.

La plupart des problèmes que doit résoudre notre génération sont finalement des problèmes de travail collectif. Ils se posent dans le milieu familial, qui constitue la communauté la plus étroite. Ils nous occupent dans l'exercice de notre profession, au bureau, à l'atelier, partout où nous sommes en rapport avec nos semblables, dans notre district, dans notre canton. Ces problèmes sont d'importance égale au sein de l'état et deviennent dès lors des problèmes de la destinée humaine quand ils se posent à propos des rapports entre les peuples du monde.

L'ossature métallique mise au service de l'architecture, ou — sur un plan plus personnel, le constructeur d'ossatures métalliques au service de l'architecte — pose de même un problème de travail collectif. Ce problème n'a pas toujours existé. Depuis l'Antiquité jusqu'au Moyen-Age,

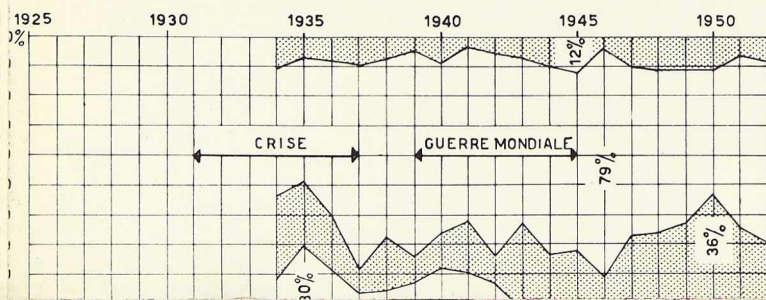
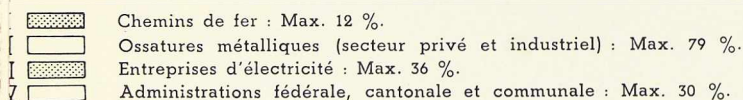


Fig. 2. Tableau I. Répartition en pour-cent du tonnage utilisé par un atelier de construction suisse.

en effet, aussi longtemps qu'on a construit en pierre et en bois, l'architecte, l'ingénieur, le sculpteur et le peintre n'étaient qu'une seule et même personne. Ils construisaient avec fantaisie et logique, conformément aux possibilités de leurs matériaux.

Quand apparaissent les matériaux synthétiques qui nécessitent, pour leur emploi, des connaissances spécialisées, l'ingénieur se range aux côtés de l'architecte auteur des plans. Celui-ci doit travailler en étroite collaboration avec l'ingénieur, afin de déterminer avec précision le moyen de rendre la construction aussi économique que possible. Leur travail en commun sera plus facile s'ils peuvent discuter et conclure avec un esprit de bonne entente. Tous deux pourtant doivent obéir au maître de l'œuvre auquel appartient la décision finale. L'architecte a, avec le maître de l'œuvre des rapports plus directs que l'ingénieur. Ce sera pour ce dernier tâche difficile que de les servir tous deux comme il convient. C'est avec raison qu'il faut souligner la différence entre le rôle joué d'une part par l'ingénieur-conseil qui travaille de façon indépendante et celui joué d'autre part par l'ingénieur-constructeur, rôle qui est souvent loin d'être simple.

Examinons de plus près problèmes et exigences actuels. Avant la première guerre mondiale et en partie jusqu'en 1920-1930, l'ingénieur en constructions métalliques était, dans une grande mesure, son propre maître. Il nous semble aujourd'hui que « construire » représentait autrefois un problème constructif et mathématique relativement simple. Forme et aspect dépendaient plus ou moins de nécessités statiques et techniques. Je suis incapable de juger dans quelle mesure, autrefois, des influences architectoniques se faisaient consciemment sentir dans des constructions purement pratiques comme celles des fabriques ou d'autres bâtiments. Les normes à cet égard ont trop sensiblement varié depuis lors. Nous sommes témoins de grands changements non seulement dans le domaine technique, mais encore dans les domaines de l'économie, de la politique, de l'art, de la sociologie. Aucun constructeur ne se contenterait de nos jours de construire en acier d'une façon aussi primitive que jadis. Il ne suffit plus d'être un

Fig. 3. Tableau II. Répartition en pour-cent du tonnage global d'acier utilisé par les ateliers de construction suisses.

bon calculateur pour pouvoir projeter et exécuter une œuvre convenable. Le temps est passé où on résolvait les problèmes de la construction avec de la maçonnerie et des briques.

L'ingénieur d'aujourd'hui doit connaître à fond l'anatomie complète de son ossature métallique. Il doit connaître, en plus de l'ossature, l'enrobage et les organes internes du corps de la construction. Il doit pouvoir distinguer charpente et remplissage proprement dit. Il ne suffit pas qu'il connaisse les matériaux traditionnels. Il doit étudier les matériaux nouveaux qu'offre le marché et éprouver soigneusement si, grâce à eux et sans trop de risques, il peut réaliser quelque nouveau progrès. La technique pose actuellement de nombreux problèmes et en posera d'autres dans l'avenir. Les questions d'éclairage, de protection contre le soleil, d'isolation thermique et acoustique, de sécurité contre l'incendie, de la couleur contribuant à diminuer le danger d'accident et à améliorer le climat du travail; les questions de protection contre la rouille, de solidité et d'économie, trouvent une solution meilleure quand on peut se servir de matériaux bien connus pour lesquels on dispose de données fournies par l'expérience. La difficulté apparaît quand il s'agit d'employer des matériaux techniquement nouveaux et des éléments neufs de remplissage.

Dès le début, on exige souvent du constructeur spécialisé en construction métallique qu'il dresse un plan détaillé, ce qui est en fait du ressort de l'ingénieur. Ce plan est impossible à établir si l'ingénieur ne s'est pas suffisamment familiarisé avec les détails fondamentaux de la construction. Les exigences de l'art de construire sont devenues grandes et diverses dans le domaine des bâtiments modernes et l'on s'accorde généralement pour reconnaître que ce n'est que par une collaboration avec l'architecte que l'on peut atteindre son but : des réalisations aussi parfaites que possible au point de vue esthétique, technique et économique.

C'est d'une judicieuse collaboration entre architecte et ingénieur que naîtront, à l'avenir, de nouvelles constructions à ossatures métalliques à la fois économiques et élégantes. Les constructions modernes reposent aussi bien sur des principes mathématiques, du domaine de l'ingénieur, que sur des principes esthétiques, du ressort de l'architecte. L'esthétique prend de plus en plus d'importance et s'ajoute à l'intérêt statiquement constructif et économique. Les firmes de construction métallique, qui connaissent sous tous rap-

ports les nombreuses possibilités d'emploi de l'acier dans la construction d'ossatures sont prêtes à un travail de collaboration pour qu'à l'avenir, des constructions nouvelles et portant la marque du progrès, naissent d'un travail en commun plus répandu. Bien que nous respections l'individualisme, il serait souhaitable pourtant de pouvoir se rapprocher ensemble de principes reconnus et de rechercher constamment des formes nouvelles de construction sans négliger pourtant les exigences de l'économie.

Qu'il nous soit permis d'énumérer ici quelques points qui devront être envisagés dans l'exercice du travail en commun :

1. L'architecte et l'ingénieur se connaissent encore mal. Notre premier souci sera de leur apprendre à se connaître mieux pour que les conditions de travail soient dès le début favorables.

2. L'ingénieur et l'architecte devront s'intéresser à leurs travaux respectifs pour que, comme autrefois, le bâtiment soit le résultat d'une seule inspiration.

3. L'ingénieur aujourd'hui peut construire en matériaux plus légers qu'autrefois. Nous connaissons les méthodes les plus récentes de calcul, de construction et de fabrication et les nouveaux aciers qui permettent de réaliser des constructions modernes. La construction la plus légère n'est pas toujours la plus économique. Il ne faut oublier ni l'entretien, ni la stabilité, ni la réserve de surcharge.

4. Les architectes nous orienteront de leur côté vers de nouveaux matériaux légers dont la valeur a été mise à l'épreuve et que nous ne connais-



Fig. 4. Immeuble à appartements « Park haus » à Bâle.
Architectes : O. Sonnet et R. Mock.

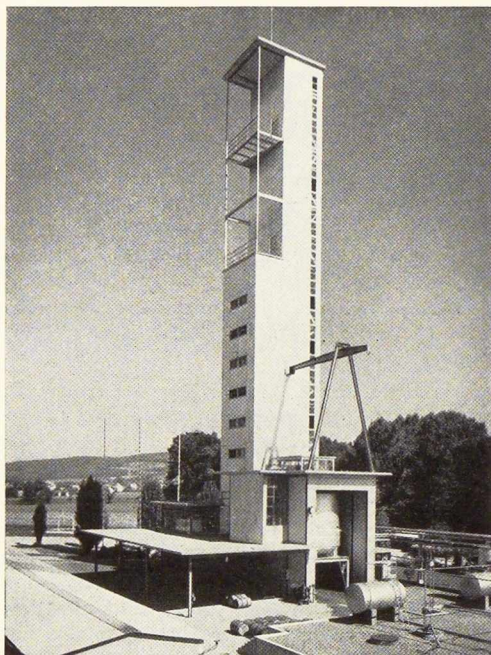
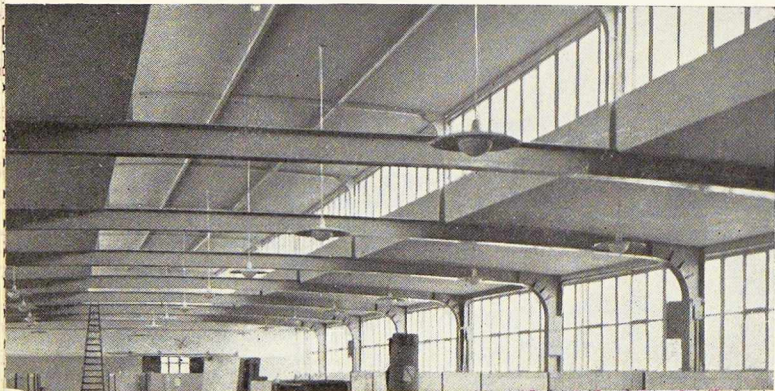


Fig. 5. Fabrique suisse d'explosifs à Dottikon.
Architecte : Bureau d'études S. F. F.

sons peut-être pas encore. Ils nous parleront de leurs expériences dans l'assemblage à sec de préfabriqués et de beaucoup d'autres sujets intéressants. Nous n'avons pas de ces bureaux, sur le modèle des bureaux américains, où architectes et ingénieurs travaillent en collaboration directe. Il n'en est que plus indispensable d'unir nos énergies au lieu de les diviser. Nous avons beaucoup à apprendre les uns des autres.

5. L'avenir verra augmenter le nombre de constructions légères en tôle profilée qui fera concurrence à d'autres matériaux. Ces constructions légères ne peuvent convenir dans tous les cas de construction parce que le rétablissement des profils composés de plats doit être limité à une épaisseur maximum donnée. Il est certain pourtant que bientôt s'élèveront des constructions modernes, légères et élégantes à la fois. Le même



cas s'est présenté jusqu'à présent dans le domaine de la construction tubulaire : rappelons simplement les poteaux tubulaires à larges mailles. Le bétonnage des tubes pouvait rendre la construction plus économique encore.

6. Le domaine tout entier des constructions en matériaux métalliques légers est digne d'intérêt et en particulier celles en aluminium du pays. Nous nous sommes intéressés déjà théoriquement et pratiquement à ce champ de travail. On peut citer comme exemple de travaux exécutés : des poteaux d'éclairage, des grues de quai, des auvents, des toitures en sheds, de grands vitrages pour un cinéma, des vannes-poutres pour installations d'énergie hydraulique, etc. Le succès de l'aluminium dépendra de son prix par rapport au prix de l'acier.

7. Le pont reste la construction métallique classique. Il reste en grande partie un travail individuel. L'ossature métallique au contraire deviendra de plus en plus un travail collectif. Un architecte bien connu nous indique la voie à suivre : il faut penser et construire avec simplicité, y consacrer toute sa fantaisie et travailler aussi simplement et clairement que possible. Construire simplement et clairement signifie être vrai. Montrons ce qui peut être montré. Une ossature d'acier ne doit pas toujours être masquée ou cachée. L'économie empêche qu'on ajoute plus de béton ou plus de briques que n'en nécessite l'enrobage protecteur. Autant que possible ne masquons pas le véritable aspect de l'ossature. Qu'elle soit visible au contraire. Transparence et ampleur doivent caractériser nos constructions métalliques.

8. Examinons de plus près quelques questions particulières. Goethe disait du grand architecte Andrea Palladio (1518-1580) : « Il fut un très grand homme en lui-même et par lui-même. La difficulté la plus sérieuse que cet homme, comme tous les nouveaux architectes, ait dû vaincre est — dans l'architecture bourgeoise — la disposition des points d'appui. Joindre parois et points d'appui reste toujours une gageure. » Et aujourd'hui ? Ne sommes-nous pas encore souvent de cet avis ? Il n'existe pas encore, me semble-t-il, de ligne directrice en ce qui concerne la conception de constructions d'ossatures en acier d'une espèce déterminée. Les distances à prévoir pour les colonnes et les axes ne sont pas encore clairement définies. On parle de mailles de 6 m minimum et

Fig. 6. Vue intérieure du troisième étage du nouveau hall IIIb de la Foire de Bâle.
Architectes : Suter & Suter.

de 12 m maximum, d'après la présence ou l'absence de rails de grues dans le bâtiment. Il faut s'intéresser de plus en plus à l'esthétique et au rythme des nouvelles ossatures d'acier. Il faudrait discuter à nouveau la question suivante : au point de vue architectural la construction en murs pleins est-elle préférable; ou bien, au contraire, en général ou dans certains cas particuliers, peut-on accepter des constructions à panneaux?

En Suisse, le prix du terrain augmente. Nous devons donc construire de plus en plus en hauteur et l'économie réalisée grâce à la construction métallique sera proportionnelle à la hauteur tolérée. Plus l'ossature est élevée, plus s'affirme sa supériorité. Elevons-nous énergiquement ici contre une objection qui pourrait éventuellement être faite contre la construction métallique. Celle-ci serait contraire aux intérêts de l'économie nationale, puisqu'elle utilise des aciers étrangers. En comparant les prix des constructions en béton avec ceux des constructions en acier, nous remarquons que le prix des achats à l'étranger s'élève pour le gros œuvre à 9-14 % dans le cas du béton et à 15-18 % dans celui de l'acier (fondations, colonnes, poutrages et couvertures). Par rapport à l'ensemble des frais, la part consacrée à l'achat de matériaux à l'étranger est minime et d'ailleurs sensiblement égale pour les deux modes de construction. Le gros des frais est constitué pour la construction métallique par la main-d'œuvre indigène (manipulation, transport, montage). L'ossature métallique représentait avant la guerre 7-10 % et représente aujourd'hui 10-12 % du total des frais. Ceci permet de réfuter l'objection selon laquelle la construction métallique serait produit d'importation. Notre pays vit en grande partie d'exportation. On ne peut donc considérer l'importation de l'acier comme un inconvénient. Il faut même ajouter que la Suisse importe trop peu de nos jours et que notre bilan commercial n'indique pas un déficit suffisant pour que nous puissions exporter dans l'avenir avec autant de profit qu'auparavant. Les économistes souhaitent même un renforcement de l'importation, faute de quoi ils craignent de devoir limiter les exportations en les contingentant.

Nous ne pouvons évidemment comparer avec les grandes villes américaines où 50 % déjà des immeubles sont construits en acier par économie d'argent et, surtout, de temps. Nous espérons néanmoins que nos constructions connaîtront un jour en Suisse de nouveaux succès.

Fig. 7. Usine de vernis « Micafil » à Zurich.
Architecte : von Tobel.

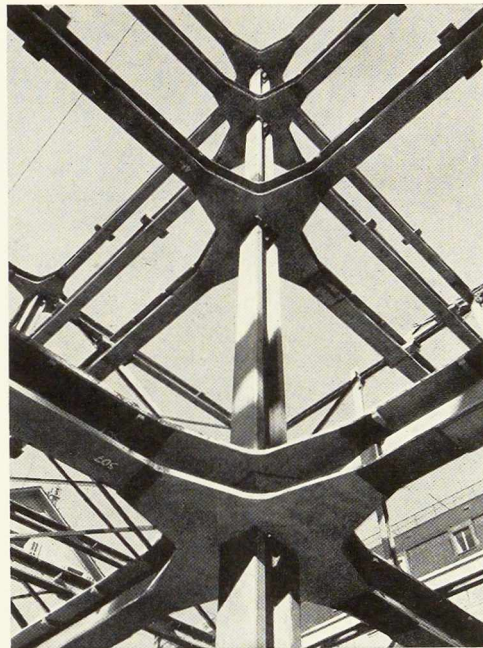


Fig. 8. Magasins Jelmoli à Zurich-Cerlikon.
Détail d'un nœud.

Architectes : C. Rathgeb & Fils.
Ingénieurs-Conseils : R. Hennauer & J. Lee.

Examinons pour terminer deux problèmes importants. En premier lieu il est certain que beaucoup d'ingénieurs et d'architectes ne témoignent aucun intérêt pour la construction métallique. Ceci explique que, dès le début, de nombreuses occasions de construire en acier se perdent. La cause d'un tel état de chose est double. On connaît mal tout d'abord l'acier en général. Enfin les bureaux de constructions métalliques n'ont pas l'habitude — comme les bureaux des constructions en béton — d'établir des calculs et de dresser des plans. En tant que spécialistes de la construction métallique, nous serions heureux que des ingénieurs puissent, dans une large mesure, établir pour les constructions en acier des plans et des projets, ce à quoi nous sommes prêts à collaborer de façon effective.

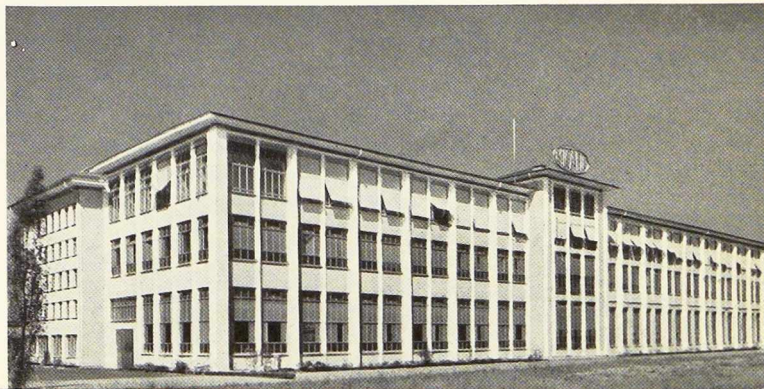




Fig. 9. Nouveau bâtiment du laboratoire à haute tension aux usines Brown, Boveri & C^{ie} à Baden.
Architecte : Dr. R. Rohn.

En second lieu, nous devons nous préoccuper de la future génération d'ingénieurs. Depuis des années nous manquons en Suisse d'ingénieurs — jeunes ou plus anciens — spécialisés en construction métallique. Nous manquons surtout de constructeurs spécialisés et nous serions reconnaissants à nos universités d'attirer très tôt et de façon répétée l'attention des futurs ingénieurs sur le domaine si riche et si intéressant de la construction métallique et, en particulier, de l'ossature métallique. Cette construction exige à notre

avis autant de connaissances et autant de capacités que la construction des ponts. Elle demande, dès le début des études, une collaboration entre architectes et ingénieurs ce qui assurera des garanties d'autant plus grandes d'esthétique et de solidité.

Les quelques photographies qui accompagnent cet article montrent les progrès réalisés en peu de temps grâce à la collaboration de l'architecte et de l'ingénieur.

R. W.

G. Bernard Godfrey,
A.M.I.C.E., A.M.I. Struct. E.,
Ingénieur au
Market Development Department
British Iron & Steel Federation

Une simplification de la méthode de Cross pour les cadres symétriques soumis aux déplacements latéraux

Le but de cet exposé est d'indiquer un des derniers perfectionnements de la méthode de Cross, permettant une solution très rapide pour certains types de cadres symétriques. La nouvelle méthode, développée par M. N. Naylor, ingénieur à Londres, fut publiée dans *The Structural Engineer* en avril 1950. On peut utiliser cette simplification pour les ossatures de bâtiments à deux files de colonnes ou pour les poutres Vierendeel de hauteur constante et à deux brides identiques.

Théorie

La figure 1 représente un nœud et les lames d'un cadre. Les points Q, R et S sont supposés libres de se déplacer dans une direction horizontale. L'assemblage au nœud Q est rigide, mais l'appui S est articulé. Désignons les raideurs (valeurs $\frac{1}{L}$) du poteau par K_{QR} et K_{QP} pour les tronçons supérieur et inférieur respectivement, et par K_{QS} pour la poutre QS.

Supposons qu'un couple M soit appliqué au nœud Q et que le nœud tourne d'un angle θ sous l'effet de ce couple. Nous aurons, alors, les déformations des barres du cadre et la répartition du couple représentées à la figure 2.

Les rotations et les couples sont supposés positifs quand ils agissent ou se produisent dans le sens des aiguilles d'une montre.

Considérons la figure 2b. Chaque tronçon du poteau travaille comme un porte-à-faux. On sait alors que,

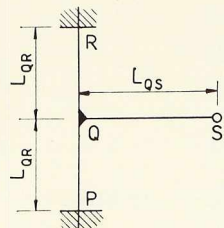


Fig. 1.

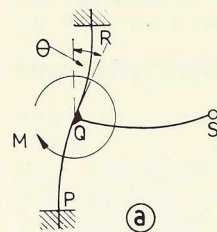


Fig. 2.

dans la barre QR, la rotation θ_{QR} est proportionnelle à la surface du diagramme des moments fléchissants, soit

$$\theta_{QR} = \frac{M_{QR} L_{QR}}{EI_{QR}}$$

De même pour PQ,

$$\theta_{PQ} = \frac{M_{PQ} L_{PQ}}{EI_{PQ}}$$

Tandis que dans la poutre QS, reposant sur deux appuis, la rotation θ_{QS} est proportionnelle à la réaction d'appui correspondant à la surface du diagramme des moments au point Q, soit

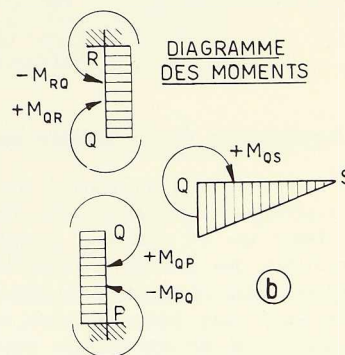
$$\theta_{QS} = \frac{2}{3} \times \frac{M_{QS} L_{QS}}{2 EI_{QS}} = \frac{M_{QS} L_{QS}}{3 EI_{QS}}$$

En remarquant que $\theta_{QR} = \theta_{QP} = \theta_{QS} = 0$, et en posant

$$\frac{I_{QR}}{L_{QR}} = K_{QR}, \quad \frac{I_{QP}}{L_{QP}} = K_{QP} \text{ et } \frac{I_{QS}}{L_{QS}} = K_{QS},$$

on a finalement les relations suivantes :

$$\begin{aligned} M_{QR} &= 0 E K_{QR} \\ M_{QP} &= 0 E K_{QP} \\ M_{QS} &= 3 0 E K_{QS} \end{aligned}$$



où les coefficients de répartition de M sont proportionnels aux valeurs K_{QP} , K_{QR} et $3K_{QS}$, E étant constant.
Remarquons que :

$$\begin{aligned} -M_{PQ} &= +M_{QP} \\ \text{et} \quad -M_{RQ} &= +M_{QR} \end{aligned}$$

En conséquence, le coefficient de report de Q à P, ou de Q à R = -1.

A cause de l'articulation en S, le coefficient de report de Q à S est nul.

Traisons un exemple numérique (fig. 3).

Les notations adoptées sont les suivantes :

F = force horizontale = 100 kg ;
h = hauteur des montants = 5 m.

Coefficients de rigidité :

$$\begin{aligned} K_{PQ} &= 1 \\ K_{QR} &= 1 \\ 3K_{QS} &= 3 \end{aligned}$$

Coefficients de répartition :

$$\begin{aligned} \text{Pour} \quad QP &= \frac{1}{1+3+1} = 0,2 \\ \quad \quad QR &= 0,2 \\ \quad \quad QS &= \frac{3}{1+3+1} = 0,6 \end{aligned}$$

Moments d'encastrement parfait

$$\begin{aligned} M_{RQ} = M_{QR} &= -\frac{Fh}{2} = -\frac{100 \times 5}{2} = -250 \text{ kgm} \\ M_{PQ} = M_{QP} &= -\frac{(100+100) \times 5}{2} = -500 \text{ kgm} \end{aligned}$$

D'où le tableau de répartition suivant :

| Extrémités de barres | PQ | QP | QS | QR | RQ |
|-----------------------------|------|------|------|------|------|
| Coefficients de répartition | 0 | 0,2 | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Moments d'encastrement | -500 | +500 | | -250 | -250 |
| Répartition | | +150 | +450 | +150 | |
| Report (coefficient = -1) | -150 | | | | -150 |
| Somme des moments . . | -650 | -350 | +450 | -100 | -400 |

TABLEAU I

Application de la théorie aux cadres symétriques

Envisageons l'application de la théorie aux cadres symétriques représentés à la figure 4.

Dans un tel système, soumis à des charges horizontales, les moments engendrés aux extrémités des barres sont respectivement égaux et de mêmes signes, de sorte que nous pouvons analyser le système en considérant un demi-cadre sous l'action de la moitié

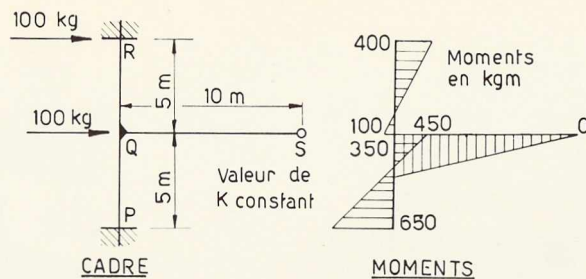


Fig. 3.

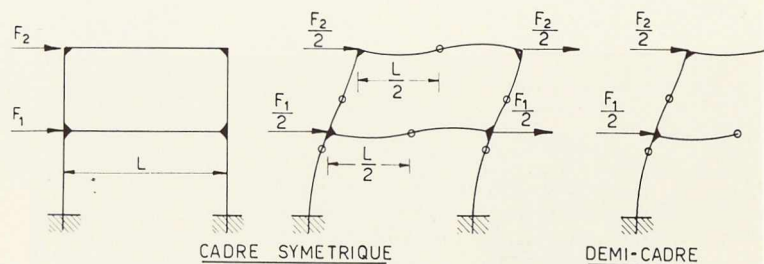


Fig. 4.

des forces horizontales. Alors, les conditions qui existent dans le demi-cadre sont analogues à celles qui existent dans le cadre de la figure 2 ou de la figure 3. Mais il faut remarquer que la rigidité d'une demi-traverse est deux fois plus grande que celle de la traverse entière. En conséquence, le coefficient de rigidité pour une demi-traverse égale 6 fois la valeur de K pour la traverse entière.

Il en résulte que si nous multiplions la raideur d'une poutre par 6 et utilisons un coefficient de report de -1 dans les poteaux nous pouvons réaliser une analyse complète en une seule phase de calcul.

Exemples numériques

Exemple I

Portique à un étage à deux béquilles encastrees (fig. 5).

Considérons la tranche ABC du portique.

Coefficients de rigidité :

$$\begin{aligned} K_{AB} &= 1 \\ 6K_{BD} &= 3 \end{aligned}$$

Coefficients de répartition :

$$\begin{aligned} \text{Pour} \quad BA &= \frac{1}{1+3} = 0,25 \\ \quad \quad BC &= 0,75 \end{aligned}$$

Moments d'encastrement parfait

$$M_{AB} = M_{BA} = -\frac{Fh}{2} = -\frac{5 \times 5}{2} = -12,5 \text{ tm}.$$

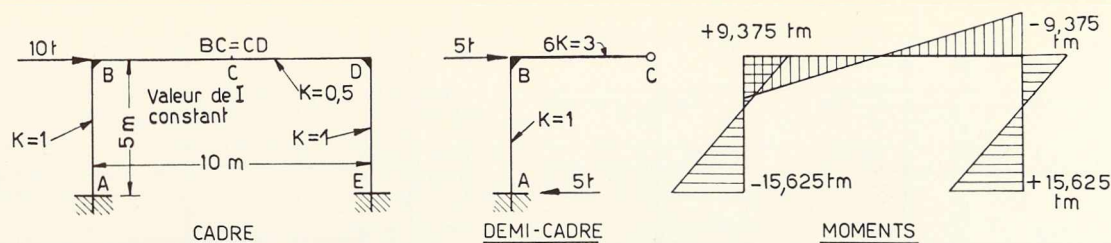


Fig. 5. Exemple I.

| Extrémités des barres | AB | BA | BC |
|----------------------------------|---------|---------|---------|
| Coefficients de répartition | 0 | 0,25 | 0,75 |
| Moments d'encastrement | -12,5 | -12,5 | |
| Répartition | | + 3,125 | + 9,375 |
| Report. | - 3,125 | | |
| Somme des moments | -15,625 | - 9,375 | + 9,375 |

TABLEAU II. — Tableau de répartition

Exemple II

Ossature d'un bâtiment à quatre étages à deux files de colonnes.

Il est toujours intéressant de comparer les chiffres qui résultent de diverses méthodes pour la solution d'un problème. La figure 6 montre un cadre symétrique qui a été analysé par le Professeur Louis Baes dans son étude « Poutres Vierendeel en porte à faux, application de la méthode de calcul par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures », publiée dans *L'Ossature Métallique* (n° 9-1937).

Considérons la moitié de gauche (fig. 6).

Coefficients de répartition

$$JK = \frac{0,5}{0,786} = 0,636$$

$$JF = 1 - JK = 0,364$$

$$FJ = \frac{2}{11} = 0,182$$

$$FG = \frac{7}{11} = 0,636$$

$$FD = \frac{2}{11} = 0,182$$

$$DF = \frac{0,286}{1,536} = 0,186$$

$$DE = \frac{1}{1,536} = 0,651$$

$$DB = \frac{0,25}{1,536} = 0,163$$

$$BD = \frac{0,25}{2,135} = 0,117$$

$$BC = \frac{1,5}{2,135} = 0,703$$

$$BA = \frac{0,385}{2,135} = 0,18$$

Moments d'encastrement parfait

$$M_{JF} = M_{FJ} = - \frac{750 \times 3,5}{2} = - 1\,312 \text{ kgm}$$

$$M_{FD} = M_{DF} = - \frac{2\,250 \times 3,5}{2} = - 3\,937 \text{ kgm}$$

$$M_{DB} = M_{BD} = - \frac{3\,900 \times 4}{2} = - 7\,800 \text{ kgm}$$

$$M_{BA} = M_{AB} = - \frac{6\,150 \times 6,5}{2} = - 19\,987 \text{ kgm}$$

Nous aurons le tableau de répartition ci-contre :

Comme dans la méthode habituelle de Cross, les opérations conduisent à une série décroissante des valeurs des moments correctifs qui s'allonge jusqu'à ce qu'ils deviennent nuls ou négligeables.

Cette application met bien en évidence la simplicité de la méthode.

Exemple III

Le cadre à quatre étages de la figure 7 a été traité, en utilisant la méthode de Castigliano, par M. R. Alexandre, Ingénieur A. & M., à Boulogne-sur-Seine (France), dans son article « L'emploi de la soudure à l'arc dans la construction économique des bâtiments », publié dans *L'Ossature Métallique* en mars 1948 (pp. 148-151). Les pieds de ce cadre-ci ne sont pas encastrés et la poussée à la base du demi-portique de la figure 7 vaut

$$H = \frac{1,84 + 3,70 + 2,50 + 2,00}{2} = 5,02 \text{ tonnes}$$

D'où

$$M_{BA} = 5,02 \times 4 = 20,08 \text{ tm}$$

Tous les calculs qui restent à effectuer sont relatifs aux trois étages supérieurs et se poursuivent sans difficulté. Ils sont consignés dans le tableau IV ci-après.

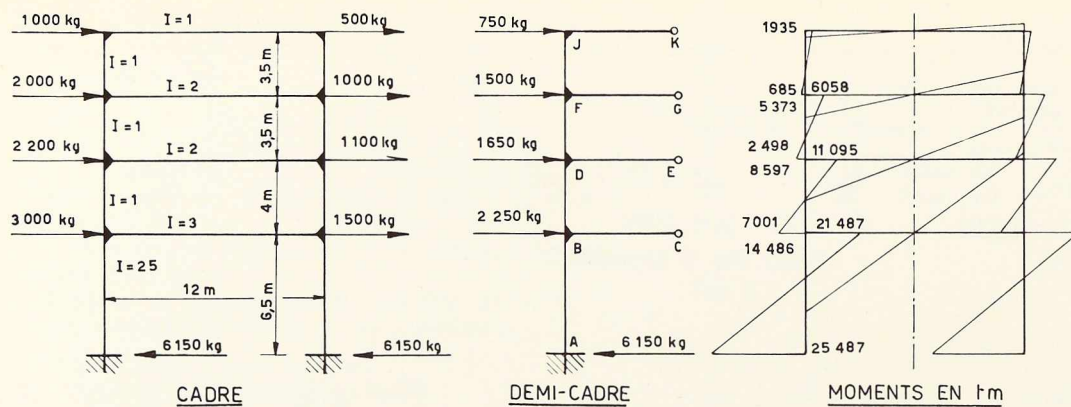


Fig. 6.

| Extrémités des barres | AB | BA | BC | BD | DB | DE | DF | FD | FG | FJ | JF | JK |
|--|---------|---------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| Coefficient de répartition | 0 | 0,18 | 0,703 | 0,117 | 0,163 | 0,651 | 0,186 | 0,182 | 0,636 | 0,182 | 0,364 | 0,636 |
| Moments d'encastrement parfait | -19 987 | -19 987 | | -7 800 | -7 800 | | -3 937 | -3 937 | | -1 312 | -1 312 | |
| Répartition | + 5 002 | + 5 002 | + 19 534 | + 3 251 | + 1 913 | + 7 641 | + 2 183 | + 955 | + 3 339 | + 955 | + 478 | + 834 |
| Report | - 5 002 | + 344 | + 1 345 | - 1 913 | - 3 251 | + 2 738 | - 955 | - 2 183 | + 1 693 | - 478 | - 955 | + 607 |
| Répartition | + 344 | + 123 | + 483 | + 686 | + 224 | + 461 | + 132 | + 206 | + 718 | + 348 | + 176 | + 308 |
| Report | - 344 | + 21 | + 81 | - 115 | - 80 | + 186 | - 206 | - 132 | + 196 | - 176 | - 206 | + 131 |
| Répartition | + 21 | + 8 | + 33 | + 47 | + 13 | + 45 | + 53 | + 56 | + 82 | + 56 | + 75 | + 131 |
| Report | - 21 | + 8 | + 33 | - 47 | - 13 | + 45 | - 56 | - 53 | + 82 | - 75 | - 56 | + 36 |
| Répartition | + 8 | + 2 | + 8 | + 6 | + 11 | + 19 | + 13 | + 23 | + 21 | + 23 | + 20 | + 15 |
| Report | - 8 | + 1 | + 3 | - 11 | - 6 | + 19 | - 23 | - 13 | + 21 | - 20 | - 23 | + 4 |
| Répartition | + 2 | + 1 | + 3 | + 1 | + 1 | + 5 | + 6 | + 5 | + 9 | + 8 | + 6 | + 4 |
| Somme des moments | -25 487 | -14 486 | +21 487 | -7 001 | -8 597 | +11 095 | -2 498 | -5 373 | +6 058 | -685 | -1 935 | +1 935 |
| Chiffres de M. Baes | 25 503 | 14 472 | 21 522 | 7 050 | 8 550 | 11 058 | 2 508 | 5 367 | 6 054 | 687 | 1 938 | 1 938 |

TABLEAU III. — Tableau de répartition. — Exemple II

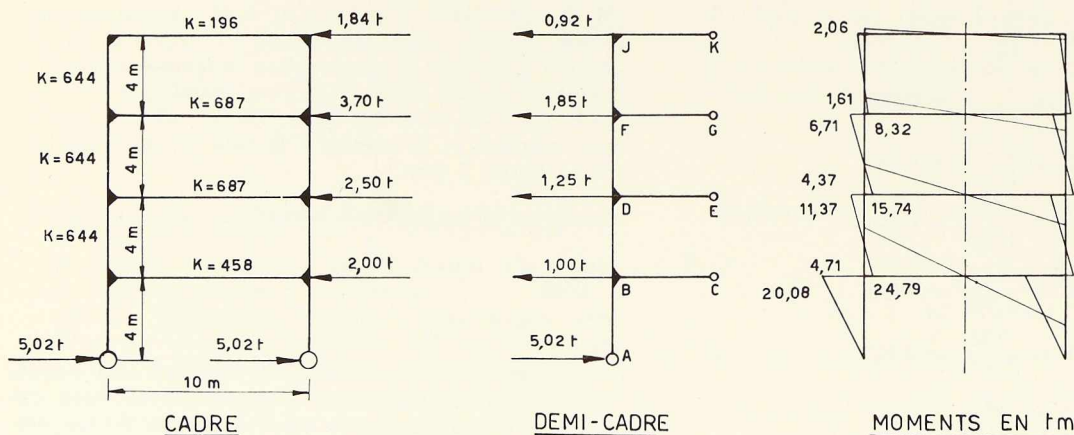


Fig. 7.

| Extrémités des barres | BA | BC | BD | DB | DE | DF | FD | FG | FJ | JF | JK |
|--------------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Coefficients de répartition | | 0,81 | 0,19 | 0,12 | 0,76 | 0,12 | 0,12 | 0,76 | 0,12 | 0,35 | 0,65 |
| Moment BA | + 20,08 | | | | | | | | | | |
| Répartition | | - 16,26 | - 3,82 | | | | | | | | |
| Report | | | | + 3,82 | | | | | | | |
| Moments d'encastrement parfait | | + 8,04 | + 8,04 | | | + 5,54 | + 5,54 | | + 1,84 | + 1,84 | |
| Répartition | | - 6,51 | - 1,53 | - 2,09 | - 13,22 | - 2,09 | - 0,89 | - 5,60 | - 0,89 | - 0,64 | - 1,20 |
| Report | | | + 2,09 | + 1,53 | | + 0,89 | + 2,09 | | + 0,64 | + 0,89 | |
| Répartition | | - 1,70 | - 0,39 | - 0,29 | - 1,84 | - 0,29 | - 0,33 | - 2,07 | - 0,33 | - 0,31 | - 0,58 |
| Report | | | + 0,29 | + 0,39 | | + 0,33 | + 0,29 | | + 0,31 | + 0,33 | |
| Répartition | | - 0,23 | - 0,06 | - 0,09 | - 0,54 | - 0,09 | - 0,07 | - 0,46 | - 0,07 | - 0,12 | - 0,21 |
| Report | | | + 0,09 | + 0,06 | | + 0,07 | + 0,09 | | + 0,12 | + 0,07 | |
| Répartition | | - 0,07 | - 0,02 | - 0,02 | - 0,09 | - 0,02 | - 0,03 | - 0,15 | - 0,03 | - 0,02 | - 0,05 |
| Report | | | + 0,02 | + 0,02 | | + 0,03 | + 0,02 | | + 0,02 | + 0,03 | |
| Répartition | | - 0,02 | | | - 0,05 | | | - 0,04 | | - 0,01 | - 0,02 |
| Somme des moments | + 20,08 | - 24,79 | + 4,71 | + 11,37 | - 15,74 | + 4,37 | + 6,71 | - 8,32 | + 1,61 | + 2,06 | - 2,06 |
| Chiffres de M. Alexandre | 20,08 | 24,70 | 4,67 | 11,41 | 15,85 | 4,44 | 6,64 | 8,30 | 1,66 | 2,02 | 2,02 |

TABLEAU IV. — Tableau de répartition. — Exemple III

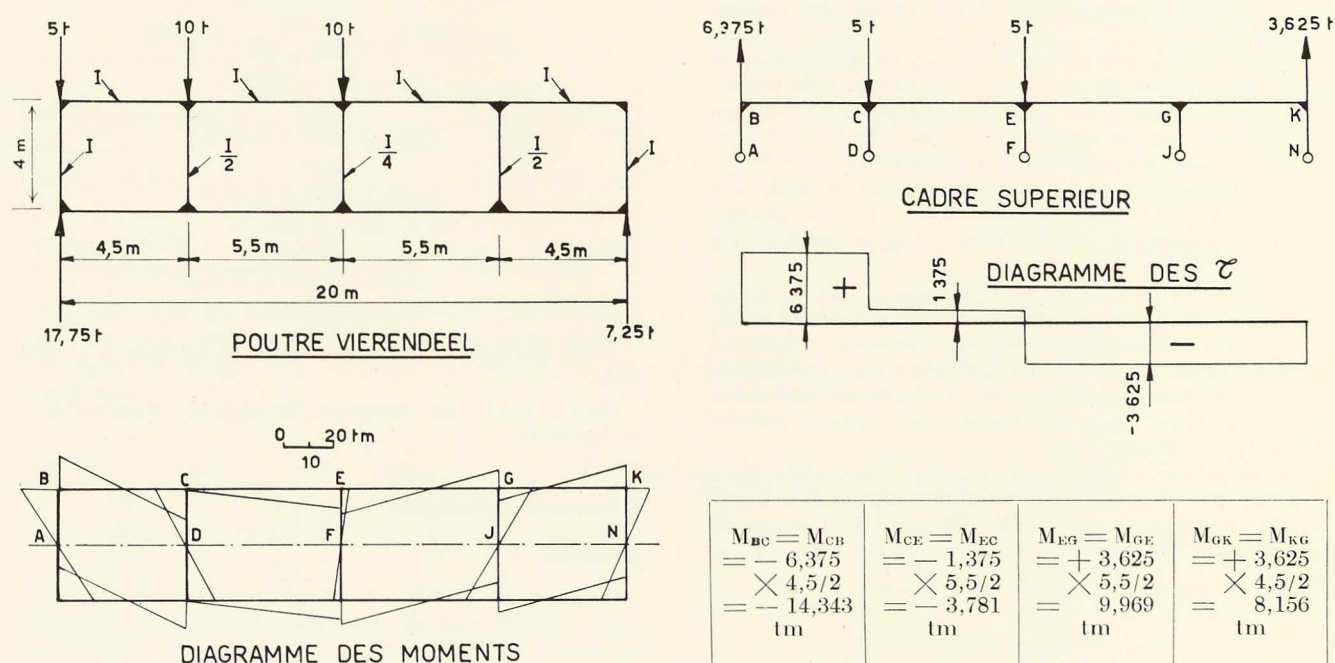


Fig. 8. Exemple IV.

Poutre Vierendeel

La poutre Vierendeel de hauteur constante et à deux brides identiques ne diffère pas, lorsqu'on l'analyse, des cadres symétriques des exemples II et III. Ci-dessous nous étudierons une poutre dans laquelle les

charges sont appliquées soit aux centres des nœuds soit même dans l'axe des montants. Dans les conditions énoncées, que les montants soient de section identique ou non, que les mailles aient toutes la même largeur ou non, les points d'inflexion sont à mi-longueur dans tous les montants. En conséquence, nous pouvons ana-

| Extrémités des barres | BA | BC | CB | CD | CE | EC | EF | EG | GE | GJ | GK | KG | KN |
|-------------------------------|----------|---------------------|---------------------|----------|--------------------|--------------------|---------|--------------------|--------------------|----------|--------------------|--------------------|----------|
| Coefficients de répartition | 0,871 | 0,129 | 0,192 | 0,650 | 0,158 | 0,246 | 0,508 | 0,246 | 0,158 | 0,650 | 0,192 | 0,129 | 0,871 |
| Moment d'encastrement parfait | | | | | | | | | | | | | |
| Répartition . . . | + 12 493 | - 14 343 + 1 850 | - 14 343 + 3 480 | + 11 781 | - 3 781 + 2 863 | - 3 781 - 1 522 | - 3 144 | + 9 969 - 1 522 | + 9 969 - 2 864 | - 11 781 | + 8 156 - 3 480 | + 8 156 - 1 052 | - 7 104 |
| Report | + 3 031 | - 3 480 + 449 | - 1 850 + 63 | + 213 | + 1 522 + 52 | - 2 863 0 | - 1 | + 2 864 0 | + 1 522 - 407 | - 1 673 | + 1 052 - 494 | + 3 480 - 449 | - 3 031 |
| Report | + 55 | - 63 + 8 | - 449 + 86 | + 292 | + 0 + 71 | - 52 - 88 | - 179 | + 407 88 | 0 - 71 | - 292 | + 449 + 86 | + 494 - 64 | - 430 |
| Report | + 75 | - 86 + 11 | - 8 - 15 | - 52 | + 88 - 13 | - 71 0 | 0 | + 71 0 | + 88 - 24 | - 99 | + 64 - 29 | + 86 - 11 | - 75 |
| Report | - 2 | + 15 - 13 | - 11 + 2 | + 7 | + 2 | + 13 - 9 | - 19 | + 24 - 9 | - 2 | - 7 | + 11 - 2 | + 29 - 4 | - 25 |
| Somme des mom. | + 15 652 | - 15 652 | - 13 045 | + 12 241 | + 804 | - 8 373 | - 3 343 | + 11 716 | + 8 211 | - 13 852 | + 5 641 | + 10 665 | - 10 665 |
| Chiffres de M. Blanjean | 15 651 | 15 651 | 13 036 | 12 232 | 804 | 8 367 | 3 345 | 11 712 | 8 226 | 13 863 | 5 637 | 10 674 | 10 674 |

TABLEAU V. — Tableau de répartition. — Exemple IV

lyser une telle poutre Vierendeel par la considération d'un « peigne » sous l'action d'une moitié des charges verticales.

Si les charges sont symétriques on ne doit s'occuper que d'une moitié de la poutre. Les brides sont supposées encastées dans une direction horizontale au milieu de la poutre et, en conséquence, les calculs sont analogues à ceux effectués pour l'exemple II.

Dans le cas des charges dissymétriques la seule différence est que la membrure entière doit être considérée et qu'ainsi le travail pour chaque analyse est doublé.

Considérons la poutre de la figure 8. Cette poutre était analysée par M. L. Blanjean dans son étude « Calcul d'une poutre Vierendeel de hauteur constante, dont les brides supérieure et inférieure sont identiques, soumise à des charges situées à l'aplomb des montants », publiée dans les *Annales des Travaux publics de Belgique*, février 1945.

Les moments d'encastrement parfait sont déterminés à partir des forces \mathcal{C} dans un des « peignes » de la poutre. La charge de 5 t à l'aplomb de l'appui de gauche peut être négligé dans les calculs (fig. 8).

Calculs des coefficients de répartition

$$6 K_{BA} = 6 K_{KN} = 6 \times \frac{1}{4} = 1,5$$

$$K_{BC} = K_{GK} = \frac{1}{4,5} = 0,2222$$

$$6 K_{CD} = 6 K_{GJ} = 6 \times \frac{1}{8} = 0,75$$

$$K_{CE} = K_{GE} = \frac{1}{5,5} = 0,1818$$

$$6 K_{EF} = 6 \times \frac{1}{16} = 0,375$$

d'où les coefficients de répartition pour

$$BA = KN = \frac{0,222}{0,222 + 1,5} = 0,129$$

$$BC = KG = 0,871$$

$$CB = GK = \frac{0,222}{0,222 + 0,75 + 0,1818} = 0,192$$

$$CD = GJ = \frac{0,75}{0,222 + 0,75 + 0,1818} = 0,65$$

$$CE = GE = 0,158$$

$$EC = EG = \frac{0,1818}{0,1818 + 0,375 + 0,1818} = 0,246$$

$$EF = 0,508$$

D'où les calculs consignés dans le tableau 5 ci-dessous :

On en déduit les moments fléchissants représentés à la figure 8.

Bâtiments industriels

Exemple V

Considérons le cadre à travée unique de la figure 9 qui a été déformé par une force horizontale appliquée au niveau de la traverse et dans lequel les poteaux ont deux sections, comme ce serait le cas s'ils devaient supporter un pont roulant.

D'après l'examen de la figure et considérant la symétrie du cadre déformé, on peut admettre que les points B et G resteront à la même distance l'un de l'autre après déformation. Il en résulte que la détermination des moments produits ne serait affectée en aucune façon si nous devions supposer que ces deux points sont reliés ensemble par une poutre de raideur zéro, en d'autres termes, l'analyse peut être effectuée exacte-

ment comme si B et G étaient au niveau d'un étage.
Le tableau de répartition s'établit comme suit :

| Extrémités des barres | AB | BA | BC | BD | DB | DE |
|--------------------------------|---------|---------|----|-------|-------|-------|
| Coefficient de répartition | 0 | 0,75 | 0 | 0,25 | 0,04 | 0,96 |
| Moments d'encastrement parfait | - 1 500 | - 1 500 | | - 500 | - 500 | |
| Répartition | | + 1 500 | 0 | + 500 | + 20 | + 480 |
| Report | - 1 500 | | | - 20 | - 500 | |
| Répartition | | + 15 | 0 | + 5 | + 20 | + 480 |
| Report | - 15 | | | - 20 | - 5 | |
| Répartition | | + 15 | | + 5 | 0 | + 5 |
| Report | - 15 | | | 0 | - 5 | |
| Répartition | | 0 | 0 | 0 | 0 | + 5 |
| Somme des mom. | - 3 030 | + 30 | 0 | - 30 | - 970 | + 970 |

Il est de pratique courante dans des cas de ce genre de supposer que la traverse est infiniment raide comparativement aux poteaux, c'est-à-dire que les extrémités supérieures des poteaux sont maintenues en direction mais non en position. D'après cette hypothèse il n'y a qu'une opération de répartition :

| Extrémités des barres | AB | BA | BC | BD | DB |
|--------------------------------|---------|---------|----|-------|---------|
| Moments d'encastrement parfait | - 1 500 | - 1 500 | | - 500 | - 500 |
| Répartition | | + 1 500 | 0 | + 500 | |
| Report | - 1 500 | | | | - 500 |
| Somme des moments . . | - 3 000 | 0 | 0 | 0 | - 1 000 |

On verra que les résultats ne diffèrent pas sensiblement de ceux obtenus par l'analyse complète donnée à la figure 9. Malgré cela, le travail épargné n'est pas très grand.

Dans tous les cadres symétriques on pourra traiter toute variation de section de poteau de la même façon, simplement en divisant le poteau en un nombre imaginaire de hauteurs d'étages tel que la section du poteau soit approximativement constante sur chacune de ces hauteurs. Nous reportant à la figure 9, appliquons deux charges horizontales égales et de même sens aux points B et G ; les déformations qui en résultent dans le cadre seront les mêmes pour les deux moitiés du cadre et les points B et G resteront à la même distance l'un de l'autre pendant tout le phénomène de déformation.

Il s'ensuit donc que le raisonnement précédent s'applique également à ce cas et que l'analyse peut encore être faite de la même façon. Ce genre de charge se produit en fait dans le cas d'un pont roulant où les charges transversales du pont roulant sont réparties d'une façon égale sur les deux côtés.

Exemple VI

Considérons maintenant la sollicitation indiquée à la figure 10a dans laquelle une charge horizontale est appliquée au point B seulement. Nous ne pouvons pas utiliser la méthode de Naylor seule pour analyser ce cadre, mais si nous appliquons la charge en deux phases (fig. 10 b et c) nous pouvons employer cette méthode pour une des phases et la méthode habituelle de Cross pour l'autre.

PHASE I. — Méthode de Naylor

Moments d'encastrement parfait

$$M_{DB} = M_{BD} = 0$$

$$M_{BA} = M_{AB} = \frac{1\,000 \times 10}{2} = 5\,000 \text{ kgm.}$$

PHASE II. — Méthode de Cross

A cause de la symétrie des charges, considérons la moitié de gauche du cadre seulement.

Appliquons une force fictive de déviation P à B au

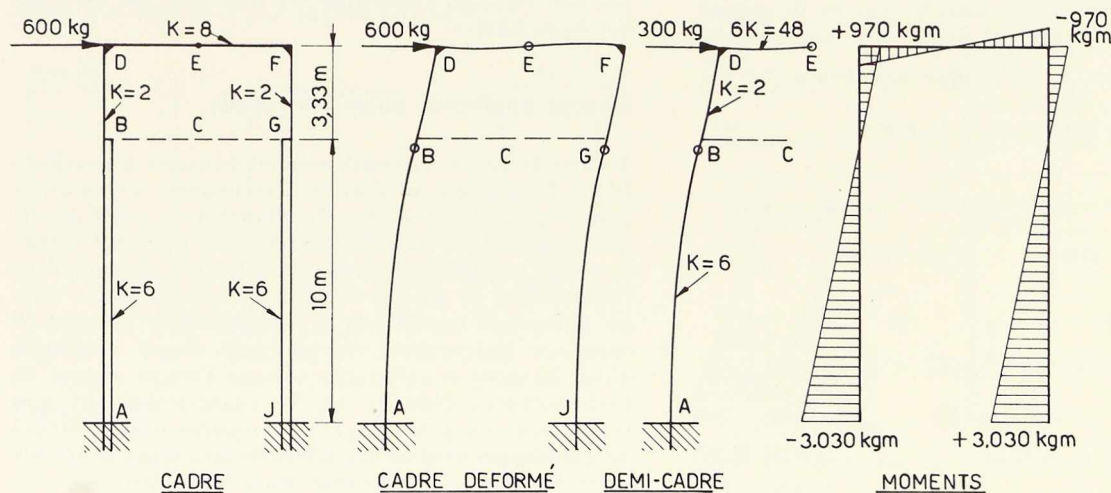


Fig. 9.
Exemple V.

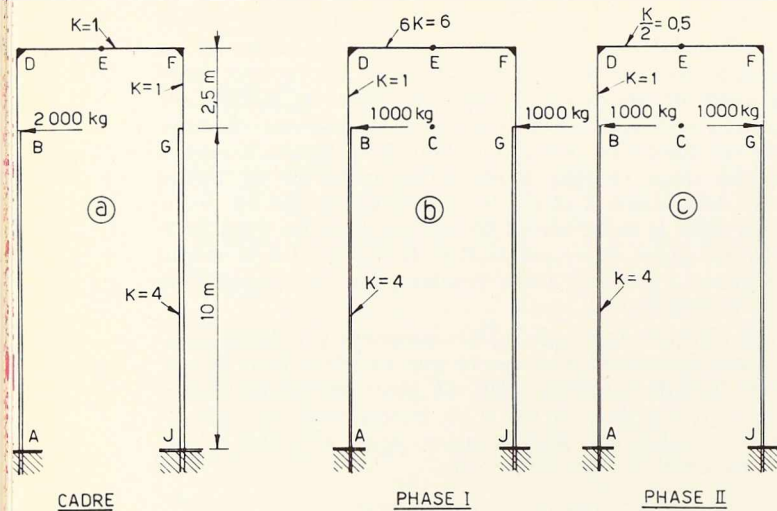


Fig. 10. Exemple VI.

Tableau de répartition. — Phase I

| Extrémités des barres | AB | BA | BC | BD | DB | DE |
|--------------------------------------|---------|---------|-------|---------|---------|-------|
| Coefficient de répartition | | 0,8 | | 0,2 | 0,143 | 0,857 |
| Moments d'encastrement parfait . . . | + 5 000 | + 5 000 | | | | |
| Répartition . . . | | - 4 000 | | - 1 000 | | |
| Report . . . | + 4 000 | | | | + 1 000 | |
| Répartition . . . | | | | | - 143 | - 857 |
| Report . . . | | - 115 | + 143 | | | |
| Répartition . . . | + 115 | | - 28 | | | |
| Report . . . | | | | + 28 | | |
| Répartition . . . | | | | - 4 | | - 24 |
| Somme des moments | + 9 115 | + 885 | | - 885 | + 884 | - 884 |

lieu de la charge réelle de 1 000 kg. Les moments d'encastrement parfait engendrés dans les parties de poteau AB et BD par le déplacement de B sont alors proportionnels à la valeur $\frac{K}{L}$ de chaque membrure.

Pour AB et pour BD, on a $\frac{K}{L} = 0,4$.

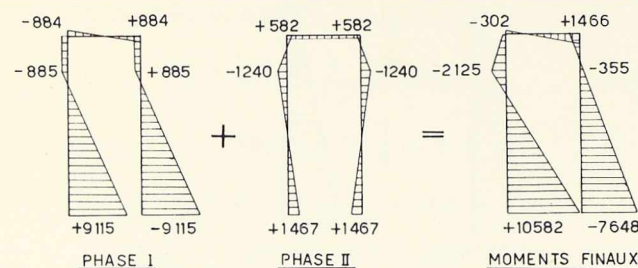


Fig. 11.

Supposons que le moment d'encastrement parfait fictif pour AB soit 1 000 kgm. Alors le moment aux extrémités de

$$BD = -1\,000 \times \frac{0,4}{0,4} = -1\,000 \text{ kgm} .$$

Nous aurons le tableau de répartition suivant :

| Extrémité des barres | AB | BA | BC | BD | DB | DE |
|--------------------------------------|---------|---------|----|---------|---------|-------|
| Coefficients de répartition | | 0,8 | 0 | 0,2 | 0,667 | 0,333 |
| Moments d'encastrement parfait . . . | + 1 000 | + 1 000 | | - 1 000 | - 1 000 | |
| Répartition . . . | | | | | + 667 | + 333 |
| Report . . . | | - 267 | | + 333 | | |
| Répartition . . . | - 133 | | | - 66 | | |
| Report . . . | | | | | - 33 | |
| Répartition . . . | | | | | + 22 | + 11 |
| Somme des moments | + 867 | + 733 | | - 733 | - 344 | + 344 |

Nous pouvons dès lors calculer la valeur de la force fictive P qui a produit ces moments :

$$P = \frac{867 + 733}{10} + \frac{733 + 344}{2,5} = 591 \text{ kg} .$$

Mais la charge réelle est de 1 000 kg; par conséquent, il faut corriger les moments du tableau dans le rapport

$$\frac{\text{charge réelle}}{\text{charge fictive}} = \frac{1\,000}{591} = 1,692$$

pour avoir les moments dus à la charge réelle.

Pour les deux phases nous avons utilisé la moitié de gauche du cadre, les résultats pour l'autre moitié étant numériquement les mêmes dans les deux cas mais du même signe dans la phase I et d'un signe opposé dans la phase II.

Nous obtenons les résultats finaux de la figure 11 par une addition algébrique des moments qui résultent des deux phases.

Charge appliquée entre les nœuds

Dans le cadre de construction ordinaire à plusieurs étages les charges du vent sont transmises aux poteaux par les poutres au niveau du plancher de sorte que la charge appliquée entre les nœuds est en général inexistante ou négligeable, comparée à l'effort du vent dans l'étage; dans de tels cas la méthode exposée suffit. Mais les bâtiments industriels et commerciaux peuvent se composer uniquement de quelques étages seulement d'une hauteur considérable suivant l'usage auquel ils sont destinés : dans ce cas, les charges du vent sont transmises aux poteaux par des poutres intermédiaires ou poutres au vent et les effets de la charge appliquée entre les nœuds ne peuvent alors être négligés.

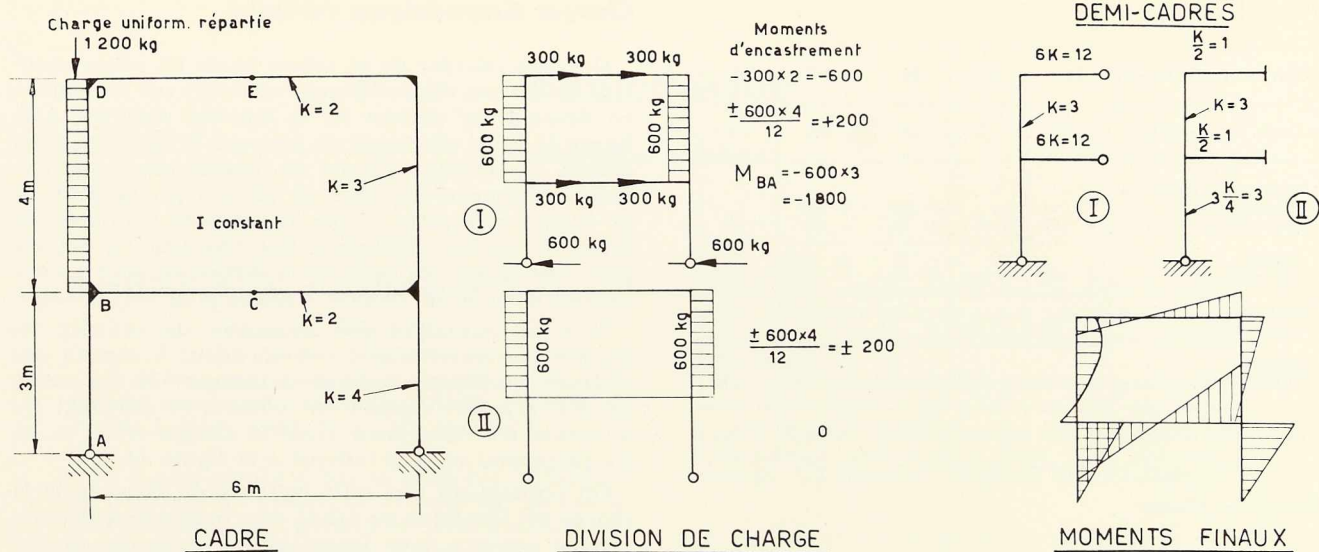


Fig. 12. Exemple VII.

Par la méthode habituelle de Cross, on traite la charge appliquée entre les nœuds en deux phases, les moments dus à cette charge étant d'abord distribués dans tout le cadre avec tous les joints butés latéralement pour résister à la déviation, les valeurs des réactions horizontales étant déduites des moments d'encastrement résultants. Les butoirs sont alors enlevés, le cadre peut dévier. C'est uniquement à cette étape finale de la méthode appliquée aux cadres symétriques à travée unique que nous nous sommes intéressés.

Cependant, comme indiqué, la première phase exige une distribution dans la totalité du cadre, aucun avantage ne pouvant être tiré de sa symétrie. On peut néanmoins partager en deux le travail de cette phase et de plus on peut supprimer le calcul des réactions horizontales en divisant la charge d'une manière identique à celle adoptée à la figure 11. Le travail devra toujours être fait en deux phases mais chaque phase ne nécessitera que l'étude d'une moitié du cadre.

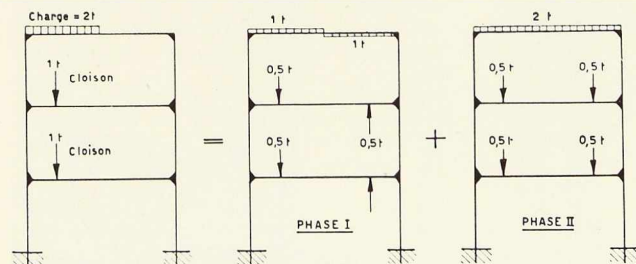


Fig. 13.

Exemple VII

Pour exposer la méthode, calculons les moments fléchissants qui sont engendrés dans le cadre à deux

étages de la figure 12, en notant la méthode de division de la charge pour les deux phases et aussi les calculs pour les moments d'encastrement parfait.

Nous aurons les tableaux de répartition suivants :

PHASE I. — Naylor

| Extrémités des barres | BA | BC | BD | DB | DE |
|--------------------------------|---------|-----------|---------|---------|---------|
| Coefficients de répartition | 0 | 0,8 | 0,2 | 0,2 | 0,8 |
| Moment BA . . . | - 1800 | | | | |
| Répartition . . . | | + 1 440 | + 300 | | |
| Report | | | | - 330 | |
| Moments d'encastrement parfait | | - 600 | - 600 | - 200 | + 200 |
| Répartition . . . | | + 640 | + 160 | + 152 | + 608 |
| Report | | | - 152 | - 160 | |
| Répartition . . . | | + 121,6 | + 30,4 | + 32 | + 128 |
| Report | | | - 32 | - 30,4 | |
| Répartition . . . | | + 25,6 | + 6,4 | + 6,1 | + 24,3 |
| Report | | | - 6,1 | - 6,4 | |
| Répartition . . . | | + 4,9 | + 1,2 | + 1,3 | + 5,1 |
| Somme des moments | - 1 800 | + 2 232,1 | - 432,1 | - 765,4 | + 765,4 |

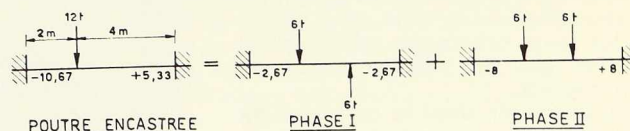


Fig. 14. Exemple de répartition des moments d'encastrement.

PHASE II. — Cross

| Extrémités des barres | BA | BC | BD | DB | DE |
|--------------------------------------|---------|--------|---------|--------|--------|
| Coeff. de répartition | 3/7 | 1/7 | 3/7 | 3/4 | 1/4 |
| Moments d'encastrement parfait . . . | | | - 200 | + 200 | |
| Répartition | + 85,7 | + 28,6 | + 85,7 | - 150 | - 50 |
| Report. | | | - 75 | + 42,8 | |
| Répartition | + 32,1 | + 10,8 | + 32,1 | - 32,1 | - 10,7 |
| Report. | | | - 16,1 | + 16 | |
| Répartition | + 6,9 | + 2,3 | + 6,9 | - 12 | - 4 |
| Report. | | | - 6 | + 3,5 | |
| Répartition | + 2,6 | + 0,8 | + 2,6 | - 2,6 | - 0,9 |
| Somme des moments | + 127,3 | + 42,5 | - 169,8 | + 65,6 | - 65,6 |

Résultats finaux

| | | | | | |
|---|---------|---------|-------|-------|-------|
| Pour le côté gauche (Phase I + phase II) | - 1 673 | + 2 275 | - 602 | - 700 | + 700 |
| Pour le côté droit (Phase I - phase II) | - 1 927 | + 2 189 | - 262 | - 831 | + 831 |

Pour vérifier ces résultats l'auteur a utilisé les formules de Kleinlogel publiées dans le volume II de *Mehrstielige Rahmen*, 6^e édition, pages 237 et suiv. Il estime que la méthode de Naylor est la plus rapide.

Charges dissymétriques verticales

On peut calculer de la même façon les effets résultant de charges dissymétriques verticales sur les poutres en divisant les charges de la manière indiquée à la figure 13 et en effectuant de nouveau le calcul en deux phases. On effectue l'étude de chaque phase sur une moitié seulement du cadre, la phase I par la méthode de Naylor et la phase II par la méthode habituelle de Cross, la somme algébrique des résultats (la somme pour une moitié du cadre et la différence pour l'autre moitié) donnant les moments totaux pour tout le cadre.

Il n'est cependant pas nécessaire de calculer les moments d'encastrement correspondant à chacun des systèmes de charges indiqués à la figure 13. Le même résultat est plus simplement obtenu en calculant les moments d'encastrement pour la charge réelle et en les partageant comme indiqué à la figure 14.

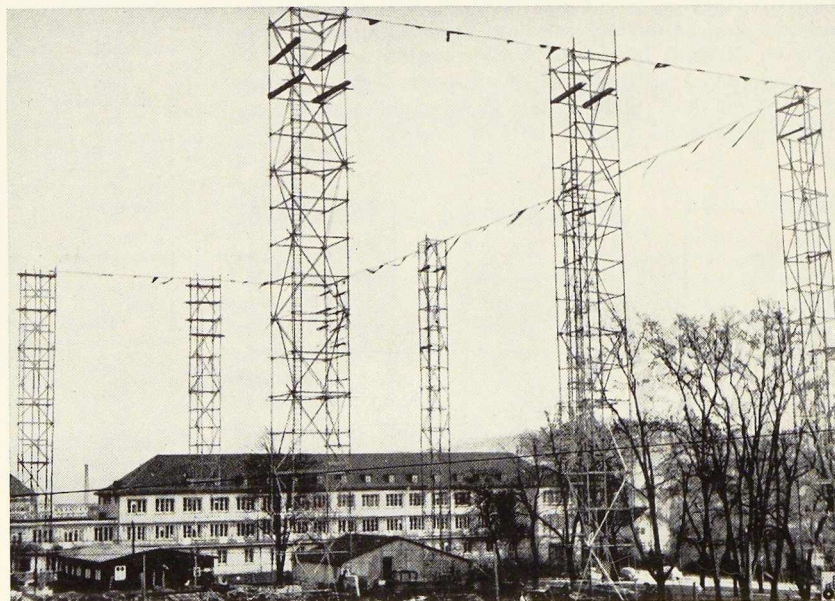
On remarquera que cette méthode de division de la charge est identique au calcul des charges excentriques sur les poteaux dans lequel une sollicitation directe (égale à $\frac{P}{F}$) est calculée pour la charge supposée centrée (phase II de la figure 13) et le moment de flexion dû à l'excentricité obtenu séparément (avec $\frac{P \cdot e}{W}$) (phase I). Les résultats sont additionnés pour donner la sollicitation sur un côté du poteau et soustraits pour la sollicitation sur l'autre côté.

G. B. G.

Echafaudage tubulaire servant de gabarit

Pour avoir un aperçu du gabarit du bâtiment en projet de l'Hôpital Catherine à Stuttgart (Allemagne) et pour se rendre compte comment il s'incorpore dans l'architecture de la ville, on a monté des tours tubulaires reliées entre elles par des câbles ornés de drapelets.

Le bâtiment, dont la construction commencera incessamment, aura une longueur de 83 m et une hauteur de 9 étages.



Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Mécanique du sol et fondations (2^e édition)

par J. VERDEYEN

Un volume de 580 pages, format 16 × 23 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par la S. A. Desoer à Liège, 1953. Prix : 475 francs.

Le succès remporté par la première édition (2) de l'ouvrage du Professeur J. Verdeyen prouve le grand intérêt que portent les constructeurs au problème de la mécanique du sol et des fondations.

Ce livre ne s'adresse pas aux spécialistes de la mécanique des sols mais a été écrit à l'intention des architectes, ingénieurs et entrepreneurs, à qui il permet d'avoir une vue d'ensemble des principes de base qui régissent la technique des fondations.

La première partie est un résumé des principales théories et méthodes expérimentales actuellement utilisées en mécanique du sol.

La deuxième partie a pour but de dégager les principes généraux sur lesquels repose une exécution rationnelle des fondations.

Afin de tenir compte de certains progrès acquis depuis la première édition, l'auteur a remanié les chapitres suivants :

Chapitre IV : essai de pénétration en profondeur, en indiquant la façon d'interpréter ses résultats en vue du calcul des tassements.

Chapitre V : la dénomination et la classification géotechnique des sols a été modifiée en tenant compte des derniers travaux de la Commission de Mécanique du sol de l'A. B. E. M.

Chapitre VII : on a ajouté les formules du Professeur Terzaghi relatives à la tension admissible sur les sols de fondation.

Chapitre VIII : on a ajouté les formules dynamiques tenant compte du refus élastique.

Il nous paraît intéressant d'attirer l'attention du lecteur sur l'important chapitre consacré aux palplanches; il contient en effet, des données sur les divers types de palplanches, la résistance à la

flexion, les emboitements, les qualités de l'acier et sa résistance aux attaques physiques et chimiques, le battage et l'arrachage des palplanches, etc.

Une importante bibliographie des publications sur les fondations se trouve en fin du remarquable ouvrage du Professeur Verdeyen qui sera certainement très utile à tous ceux qui ont à résoudre les délicats problèmes des fondations.

Le Pétrole L'Automobile et la Motocyclette

Numéros spéciaux de la Revue *Science et Vie*. Deux ouvrages de 166 et 154 pages, format 17 × 24 cm, illustrés de nombreuses figures. Prix : 200 francs français (par numéro).

Science et Vie vient de publier deux numéros spéciaux abondamment illustrés.

Dans l'ouvrage consacré au Pétrole, on trouve des articles bien documentés sur l'industrie pétrolière française, la recherche de gisements, la prospection géophysique, la distribution des produits pétroliers, les transports par pipe-line, les carburants, le graissage, etc.

De son côté, le numéro sur l'automobile contient de nombreuses données intéressantes sur les derniers progrès de la technique automobile, les transmissions automatiques, la carrosserie, etc.

The Story of the Mushets (L'histoire de la Famille Mushet)

par Fred H. OSBORN.

Un volume relié de 196 pages, format 15 × 22 cm, illustré de 32 planches. Edité par Th. Nelson & Sons Ltd., Londres, 1952. Prix : £1.1.0.

Le livre de M. Osborn retrace l'histoire de la famille Mushet, originaire d'Ecosse.

Un des ancêtres de cette famille, David Mushet, fut un véritable pionnier dans le développement de l'industrie sidérurgique en Grande-Bretagne, notamment dans le domaine de l'élaboration à l'échelle industrielle de l'acier Bessemer.

Les descendants de D. Mushet apportèrent également des contributions intéressantes à l'âge de l'acier.

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

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

(2) Voir l'analyse publiée dans le n° 3-1948 de *L'Ossature Métallique*.



CHRONIQUE

Marché de l'acier du mois de janvier 1954

| | Production acier lingot en tonnes | | |
|----------------|-----------------------------------|------------|---------|
| | Belgique | Luxembourg | Total |
| Janvier 1954 . | 376 138 | 200 664 | 576 802 |
| Déc. 1953 . | 373 800 | 204 366 | 578 166 |
| Janvier 1953 . | 420 317 | 236 957 | 657 274 |

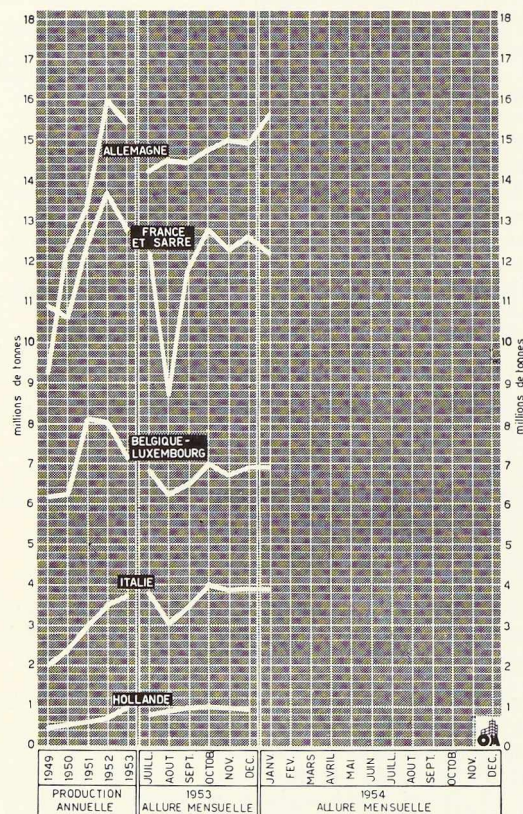


Fig. 1. Moyennes de production d'acier lingot des six pays de la Communauté Européenne Charbon-Acier (C. E. C. A.).

La production de janvier 1954 est pratiquement la même, tant pour la Belgique que pour le Luxembourg, que celle du mois de décembre. Les autres pays du Pool maintiennent également leur cadence.

L'industrie sidérurgique attache toujours beaucoup d'importance à l'amélioration des aciers Thomas, qui constitue la majorité de la production belgo-luxembourgeoise. Le C. N. R. M. et d'autres organismes de recherches, poursuivent leurs essais et ont déjà obtenu des résultats qui ont pu être portés à l'usine.

M. J. Wurth, Directeur général adjoint à la S. A. John Cockerill, a exposé le 17 février 1954 à la tribune de la Société Royale Belge des Ingénieurs et Industriels, les récents progrès faits dans l'élaboration des aciers Thomas. Il a montré comment le soufflage à l'air enrichi, à l'oxygène-vapeur, à l'oxygène-gaz carbonique, ont permis d'obtenir des aciers Thomas dont les teneurs en azote, phosphore et soufre ainsi que les caractéristiques mécaniques sont de nature à leur permettre d'égaliser les aciers Martin pour les besoins de l'emboutissage, de l'étirage et du tréfilage (1).

La production de ces aciers dits « à l'oxygène » atteint actuellement 40 % environ du tonnage d'acier Thomas produit dans l'U. E. B. L. Ces perfectionnements permettront à l'industrie belgo-luxembourgeoise qui, à cause de la nature des minerais exploités, fabrique surtout des aciers Thomas, de reconquérir certains marchés qui se fermaient progressivement.

Marché C. E. C. A.

La Haute Autorité vient de constituer une Commission de recherches techniques. Cette Commission est chargée d'essais sur diverses qualités de coke et d'essais de marche sous pression des hauts fourneaux. Subsidièrement, elle s'occupera de l'emploi du vent sur-oxygéné au haut fourneau et de l'étude des réfractaires pour fours Siemens-Martin.

D'autre part, l'Assemblée Commune de la C. E. C. A. s'est occupée, au cours de sa dernière séance, du problème des investissements. Il semble qu'on ait voulu précipiter les choses et qu'on se soit avancé dans certains domaines sans

(1) Le texte de cette conférence paraîtra *in extenso* dans le prochain numéro de *L'Ossature Métallique*.



préparation suffisante. On ignore encore comment l'initiative et la responsabilité fondamentale des entreprises pourront se concilier avec l'action de la H. A. Certains Membres de la Commission des investissements ont exprimé leur appréhension d'une politique dirigiste.

Au 30 novembre, les rentrées du prélèvement de 0,9 % en vigueur depuis le 1^{er} juillet atteignent 30 millions de dollars, dont 25 millions seraient disponibles.

Si les investissements en cours peuvent être poursuivis jusqu'à leur terme, ils devraient permettre une augmentation de capacité d'environ 8 millions de tonnes d'acier. Cependant, d'après certains renseignements supplémentaires, de nouveaux projets concernant la sidérurgie permettraient un nouvel accroissement de capacité de un million de tonnes d'acier brut environ.

Le Comité Consultatif a poursuivi ses échanges avec la H. A. Il a examiné la politique à suivre en matière d'investissements, en particulier quant à l'ordre de priorité à apporter éventuellement à certains secteurs.

En ce qui concerne la sidérurgie, la modernisation des installations de fabrications a été jugée indispensable afin que la sidérurgie de la C. E. C. A. puisse maintenir sa place sur le marché international.

D'une manière générale, le Comité s'est, en principe, opposé à une mise hors barème des prix pour contrats à longs termes et des prix pour adjudications publiques. Il a encore discuté les définitions précises à donner aux notions de rabais de fidélité, de rabais de second choix et de vente ex-magasin.

Le Groupe Lorraine-Escaut poursuit la réalisation de son programme d'investissements, qui comporte d'importantes installations nouvelles et des travaux de modernisation. Au cours de 1953, une étape a été marquée par la reconstruction de deux hauts fourneaux : l'un à l'usine de Thionville, l'autre à celle de Longwy et la mise en route d'un nouveau train de laminoir à l'usine d'Anzin. Le skip de Tucquegnieux dont l'achèvement avait été prévu pour la fin de 1953, a été retardé et ne sera mis en service que dans le courant du mois d'avril.

L'Usine de Thionville disposera quelques mois plus tard d'un nouveau four Martin et celle de Longwy d'un autre haut fourneau actuellement en construction. La cage quarto de l'Usine de Longwy est en cours de montage, le matériel américain étant arrivé.

Lorraine-Escaut disposera ainsi, vers la fin de 1954, d'une des plus puissantes installations pour la fabrication des tôles fortes.

Une usine sidérurgique d'une capacité de 1 500 000 t d'acier lingot par an, un train de laminoir pour tôle brute et demi-fine, ainsi que trois hauts fourneaux, seront construits, près de Brême, par les firmes qui ont repris la suite de l'ancien Konzern Glöckner. La dépense engagée atteindra un milliard de D.M.

On annonce d'autre part qu'un des trains de laminoir les plus modernes d'Europe a été inauguré au mois de janvier dernier, par la firme Bochumer Verein à Hontrop.

Marché d'exportation

Accords commerciaux :

Belgo-espagnol : l'accord signé le 8 janvier prévoit que le paiement pour les produits sidérurgiques belgo-luxembourgeois (165 000 000 francs) pourra s'échelonner sur trois ans.

Belgo-tchécoslovaque : l'U. E. B. L. fournira 27 000 000 francs de produits sidérurgiques.

Belgo-polonais : la Pologne achètera en U. E. B. L., au cours de 1954, pour 90 000 000 francs de produits sidérurgiques.

Belgo-russe : l'accord commercial entre l'U. E. B. L. et l'U. R. S. S., signé le 30 janvier 1954, prévoit un échange mutuel d'une valeur de 3 800 000 000 francs par an. Il est vraisemblable que les délais de fabrication étaleront ces échanges sur une période plus longue.

La Belgique livrera des chalutiers, des cargos, des grues flottantes, des transformateurs contre du blé, des minerais et de la fonte.

Pour 1954, il est prévu à l'importation en U. E. B. L. :

- 10 000 t de ferro-manganèse;
- 90 000 t de minerai de manganèse;
- 2 000 t de minerai de chrome;
- 30 000 t de fonte.

De son côté, l'U. R. S. S. importera de l'U. E. B. L. 20 000 t d'acier laminé. A ce propos, il convient de faire remarquer que la sidérurgie française s'est plainte à la C. E. C. A. de ce que, dès à présent, de la fonte spiegel provenant de Russie est mise sur le marché commun à un prix inférieur de 20 à 25 % à ceux des producteurs de la Communauté. Cette fonte est, paraît-il, débarquée à Anvers.

D'autre part, il est certain que la Grande-Bretagne a acheté d'importants tonnages de fonte russe.

Les exportations de l'U. E. B. L. ont atteint, en décembre 1953, 410 952 contre 429 900 t en novembre de la même année.



La construction métallique en Belgique

Les expéditions de Fabrimétal ont atteint en décembre 1953, 145 742 t contre 141 343 t en novembre de la même année. Elles comprennent notamment :

| | Décembre | Novembre |
|--|----------|----------|
| Produits de la tôle | 23 558 | 18 861 |
| Accessoires métalliques du bâtiment | 7 897 | 8 964 |
| Ponts et charpentes | 14 499 | 18 228 |
| Matériel de chemins de fer et tramways | 6 289 | 8 120 |

Le marché intérieur s'est montré assez bon, notamment en ce qui concerne le matériel roulant : la S. N. C. B. a passé commande de 85 locomotives Diesel de manœuvre : 35 à Baume et Marpent, 25 à Cockerill, 25 à Energie, plus 15 locomotives de 80 t aux Ateliers Métallurgiques de Nivelles.

L'assemblage des automobiles Peugeot pour les pays de Benelux, sera exécuté dorénavant à l'usine de la S. A. Ragheno à Malines.

L'Armée Britannique a commandé à l'industrie belge, 10 millions de cartouches de 300 afin de procéder aux essais du nouveau fusil automatique que l'O. T. A. N. adoptera probablement.

La sidérurgie dans le monde

Etats-Unis

Suivant l'American Iron and Steel Institute, l'industrie sidérurgique américaine se propose d'investir 775 000 000 de \$ en 1954.

Depuis la guerre, le total des investissements se monte à environ 6 500 millions de \$: ceux de 1953 à eux seuls atteignaient près de 1 milliard de \$. En particulier la U. S. Steel Co. va investir 8 000 000 de \$ pour établir de nouveaux laminoirs pour poutrelles à larges ailes et 5 400 000 \$ pour un laminoir à tôles fortes. D'autre part, elle a décidé d'augmenter sa production en tôles magnétiques à grain orienté : les nouvelles installations coûteront 17 700 000 \$.

Sur le marché américain, les transactions ont été très peu nombreuses en novembre et décembre. Les commandes pour le premier trimestre 1954 sont lentes à venir. Les poutrelles à larges ailes et les tubes sans soudure sont toujours très demandés mais la concurrence oblige à des réductions de prix. Les tôles fortes sont tombées de 3 \$ par tonne (courte) pour les aciers ordinaires et de 4 \$ par tonne pour les aciers alliés. Par contre, les extras pour tôles magnétiques ont augmenté d'environ 3 %.

Les industriels continuent à réduire leur stock et l'on ne sait si, malgré l'optimisme de certains, les commandes de réapprovisionnement reprendront bientôt.

On signale que de l'acier européen dédouané a été offert à des prix inférieurs au prix de l'acier fabriqué dans le pays.

Grande-Bretagne

La British Federation of Iron and Steel annonce une diminution générale de £ 5 à la tonne des prix d'exportation des tôles d'acier. Les prix des tôles en acier doux et larges plats sont ramenés à £ 38; les tôles moyennes à £ 49; les tôles pour chaudières à £ 40 et les poutrelles normales et à larges ailes à £ 33. Cette réduction de prix est attribuée à la concurrence qui se manifeste sur le marché international de l'acier, principalement de la part de la C. E. C. A. et du Japon.

Les tôles sont à peu près les seuls produits sidérurgiques dont l'approvisionnement reste difficile en Angleterre, mais la demande inusitée de ces dernières années provoquée par la construction de wagons et de pétroliers, est sur le point de redevenir normale.

Canada

La Dominion Steel and Coal Co., à Sydney, poursuit son programme d'expansion de 44 millions de \$. Sa capacité lingots sera portée à 820 000 t par an, alors qu'elle n'était que de 550 000 t en 1949.

L'usine de l'Algoma Steel Co., à Sault-Sainte-Marie, sera également considérablement augmentée.

Egypte

L'exploitation des gisements de fer d'Assouan et la création d'une usine sidérurgique ont été confiées par le Gouvernement égyptien à un groupe allemand (DEMAG). Le Gouvernement égyptien se réserve 51 % du capital.

Brésil

Le Gouvernement de l'Etat de Esperito Santo a confié à un groupe allemand l'installation à Vitoria d'une usine sidérurgique plus grande que celle de Volta Redonda. Il est prévu qu'elle sera mise en marche à la fin de 1955 et que la production, au bout de trois ans, atteindra le chiffre de 450 000 t par an.

Colombie

La grande aciérie en construction à Paz de Rio, sera mise en marche au cours de l'année 1954.



Fig. 2. Maitresses-poutres rivées du pont de 128,50 m de longueur franchissant la Sambre à Charleroi.

Le nouveau pont dit « de Philippeville » sur la Sambre à Charleroi

On construit actuellement à Charleroi un pont sur la Sambre. Cet ouvrage métallique, dont la construction a été confiée à la Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi, a une longueur totale de 128,50 m. La distance d'axe en axe des piles est de 78,50 m. Le pont comporte deux porte-à-faux de 25 m. La largeur du tablier entre garde-corps est de 17 m.

Le poids total de la charpente métallique est d'environ 2 200 t.

Constructions cellulaires en palplanches plates

Sous ce titre, nous avons publié dans les n^{os} 1 et 2-1954 une étude détaillée, sous la signature L. Descans, Ingénieur principal honoraire des Ponts et Chaussées, Membre de l'Institut royal colonial belge. Deux erreurs se sont glissées dans le texte de cette étude :

P. 41 : dans les expressions (6) et (7) le signe \pm doit être remplacé par le signe \mp ;

P. 45, remarque (1) : Batardeau de Brest, construit en palplanches Bethlehem (au lieu de palplanches Lackawanna).

Travaux à l'I. S. O.

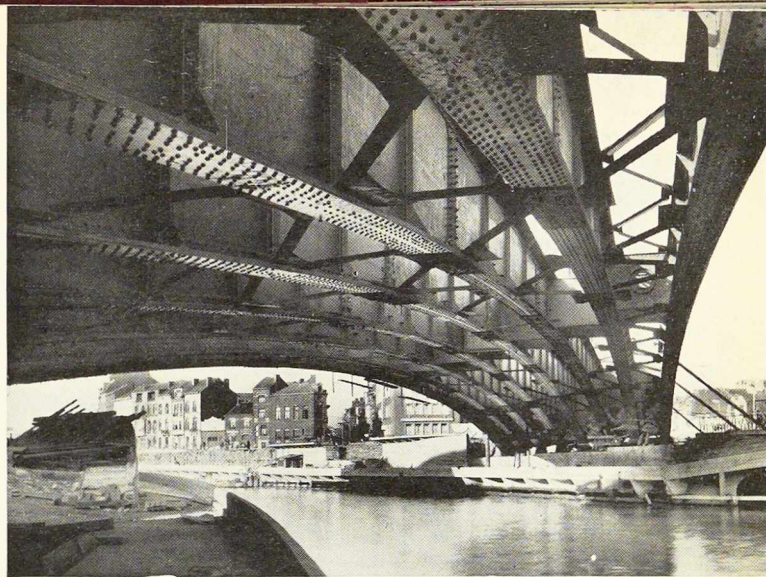
Parmi les travaux récents de l'Organisation Internationale de Standardisation (I. S. O.) nous croyons utile d'attirer l'attention de nos lecteurs sur ceux de deux de ses Comités techniques :

1. Le Comité TC 4 : « Roulements » (à billes, à rouleaux, etc.).

Après des réunions préliminaires du Groupe de travail « Terminologie » le Comité technique a adopté la désignation américaine alpha-numérique moyennant quelques modifications de détails.

Il a également entériné les décisions prises par les sous-comités 1 et 2 concernant les roulements à rouleaux coniques et autres.

Fig. 3. Vue d'ensemble du pont de Philippeville, actuellement en construction à Charleroi.



Photos G. M.

2. Le Comité TC 11 : « Pressions d'essais pour la réception des chaudières fixes et unification de leurs règles de construction. »

Dans le cadre de cette étude, le Comité a examiné successivement, les points suivants : Choix et essai de l'acier - Critères pour le choix des tensions admissibles - Formules pour la construction des parties sous pression - Constructions rivées et soudées - Appareils de sécurité - Surveillance - Epreuves.

Prix d'Architecture Van de Ven 1954

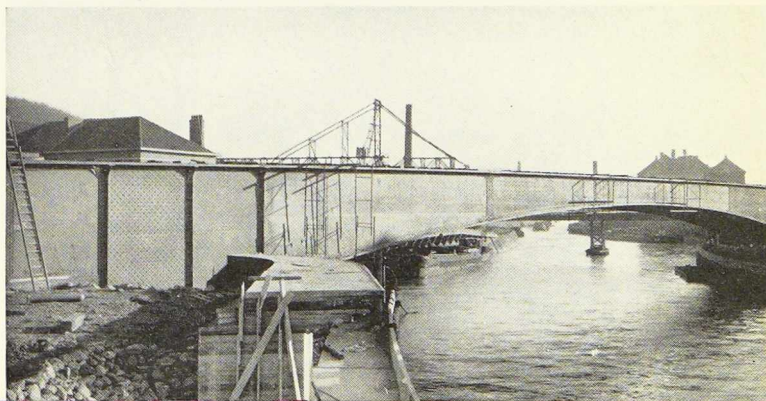
Le Jury chargé d'attribuer pour la dix-huitième fois le Prix d'Architecture Van de Ven et ses mentions, s'est réuni le 9 février 1954.

Cinquante-cinq œuvres étaient soumises à l'appréciation du Jury. Le vote a donné les résultats suivants :

Le prix de 20 000 francs a été attribué à l'œuvre de l'Architecte H. Stenne, de Verviers.

La première mention a été décernée à l'œuvre des Architectes R. et H. Thomas, de Liège.

L'œuvre de l'Architecte A. Constant, de Liège, a été l'objet de la deuxième mention, tandis que



L'Architecte W. Valcke de Gand recevait la troisième mention.

Enfin, les quatrième et cinquième mentions ont été attribuées respectivement à l'œuvre des Architectes G. Brosens et C. van der Voocht, d'Anvers et à celle de l'Architecte C. Van Grimbergen, de Kapellen.

L'immeuble de la Société des Produits Geigy à Paris

Au sommet de la colline de Chaillot, la Société des Produits Geigy fait élever, sous la direction de M. François Carpentier, Architecte, un important immeuble de bureaux à ossature métallique à huit étages.

Composée de six travées de solivage s'appuyant sur sept portiques en profils à larges ailes, cette ossature présente suivant les étages des dispositions de poutraison différentes.

Là où aucune retombée de poutres horizontales ne peut être admise, les solives parallèles à la

façade viennent s'assembler dans des poutrelles en U placées de part et d'autre des poteaux et qui forment ainsi les traverses des portiques. Aux étages où des poutres longitudinales ont pu être disposées de la même manière, le solivage devient alors perpendiculaire à la façade et repose sur ces poutres, travaillant ainsi en continuité dans les meilleures conditions de résistance et d'économie. La figure 3 rend parfaitement compte de ces deux dispositions différentes.

Des potelets intermédiaires recoupent les travées de façade et permettent l'accrochage des meneaux et bandeaux en pierre. Les façades sont composées essentiellement de blocs-fenêtres métalliques comportant chacun un châssis réversible à double vitrage avec store vénitien incorporé et une allège à double paroi avec revêtement métallique intérieur et extérieur.

L'ossature métallique et les blocs-fenêtres sont fournis et posés par les Ateliers de Construction Schwartz-Hautmont.

Prix d'Urbanisme de la F. B. U. H.

Pour inciter les communes à entreprendre et à poursuivre une politique générale d'urbanisation et pour encourager les efforts qu'elles font dans ce sens, la Fédération Belge de l'Urbanisme et de l'Habitation (F. B. U. H.) a institué un prix annuel dénommé : « Prix de la Fédération Belge de l'Urbanisme et de l'Habitation ».

Ce prix est destiné à récompenser l'étude de l'aménagement de tout ou partie d'un territoire communal, jugée la meilleure au point de vue urbanistique.

Le Conseil d'Administration fixera chaque année la nature du prix.

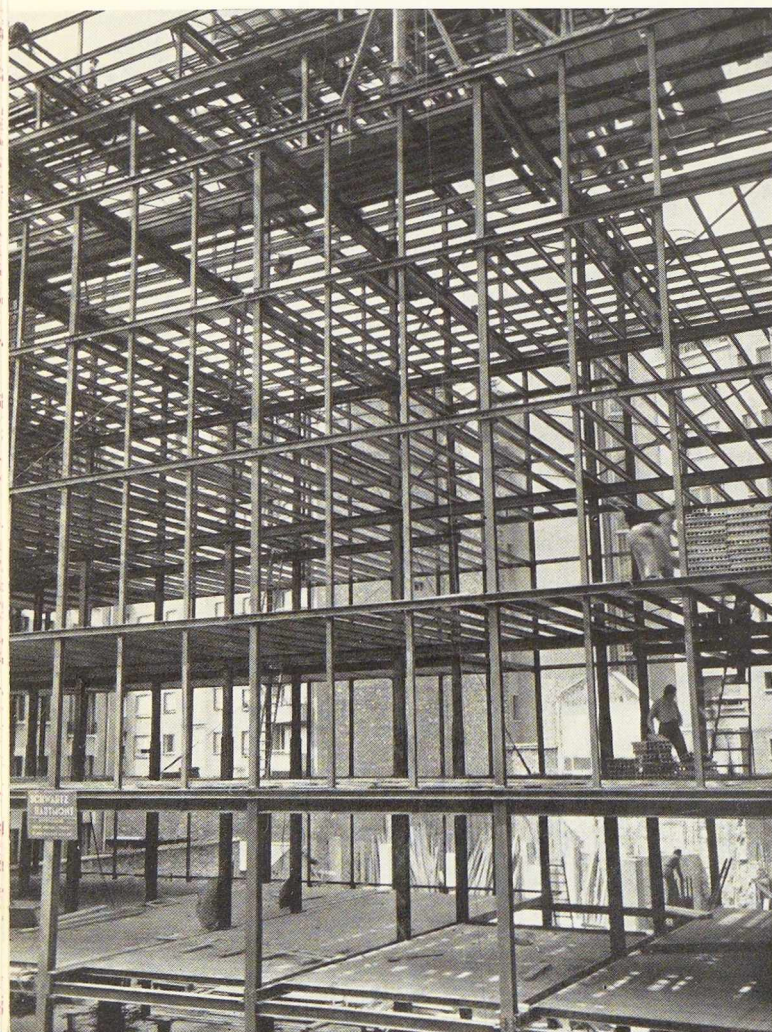
Les administrations communales sont priées de faire parvenir au siège de la Fédération, 30, rue aux Laines, Bruxelles, avant le 1^{er} mai de chaque année, le dossier qu'elles ont constitué en vue de l'obtention du prix annuel.

Les applications du tube d'acier pour les poteaux d'éclairage

La S. A. Ougrée-Marihaye a créé à Neuville-en-Condroz, au lieu dit « Barrières de Rotheux » un Centre résidentiel réservé au personnel de cette société.

Fig. 4. Charpente de l'immeuble de la Société des Produits Geigy à Paris.

Photo D. Darbois.



Ce Centre de 360 hectares, situé à 9 km seulement des Usines d'Ougrée dans un site pittoresque, groupera de nombreuses habitations coquettes dont une cinquantaine sont déjà construites.

La création de toute pièce, de ce petit village, nécessita d'importants travaux préparatoires pour transporter, dans ce site sauvage, tout le confort de la vie citadine que cette Société désirait y apporter.

Aujourd'hui déjà, des rues et avenues, formant réseau routier de près de 2,5 km, sillonnent le Centre, éclairées par fluorescence et pourvues des canalisations indispensables pour la distribution de l'eau aux usagers actuels et à venir.

Pour l'éclairage public du Centre, la Société Salidur, qui gérait l'activité de la S. A. Ougrée-Marihaye avant que celle-ci en assure elle-même la direction, a fixé son choix sur les poteaux en tubes d'acier.

Les Usines à Tubes de la Meuse furent chargées d'étudier et de fournir 57 poteaux d'éclairage de caractéristiques diverses, pour réaliser un éclairage uniforme du réseau routier.

Les poteaux sont de plusieurs types, en raison des sollicitations diverses auxquelles ils doivent résister.

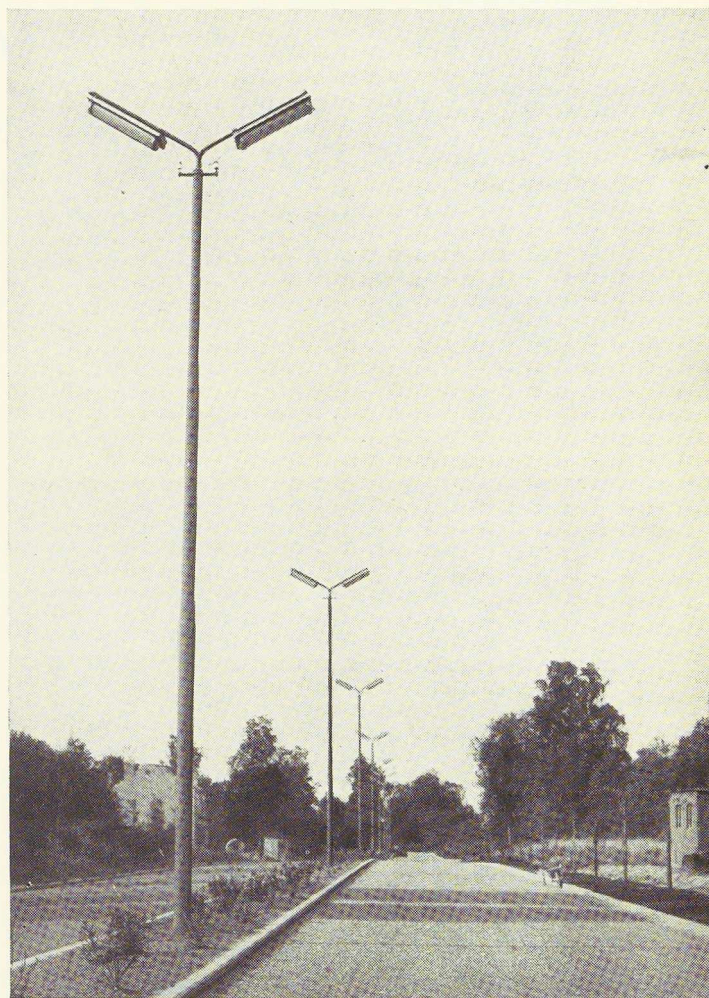


Fig. 5.

Cliché « Le Tube d'Acier ».

La figure 5 montre un poteau tubulaire qui s'harmonise parfaitement avec le site dans lequel il est implanté.

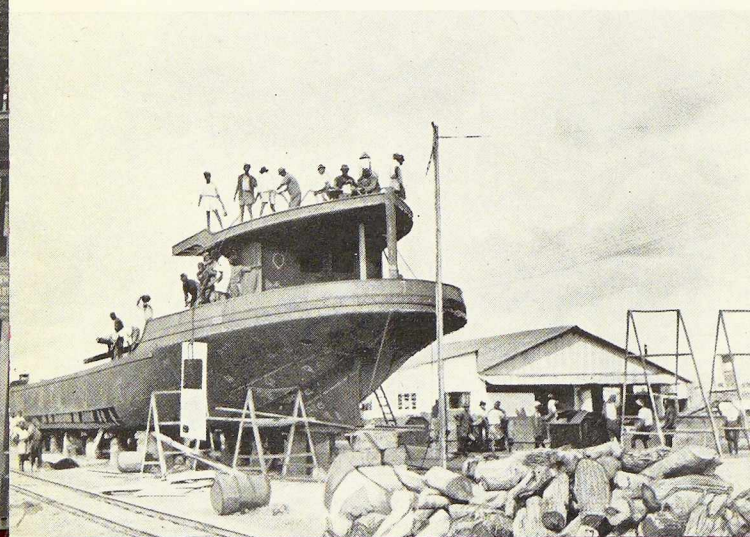
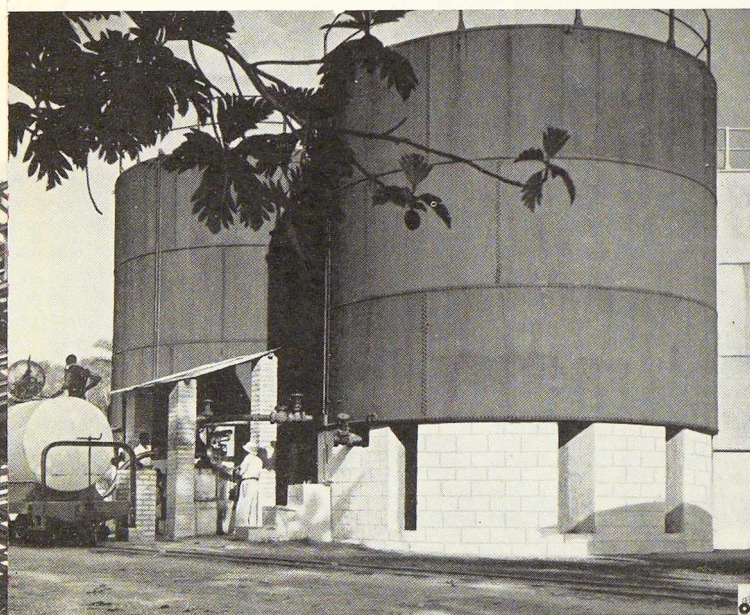
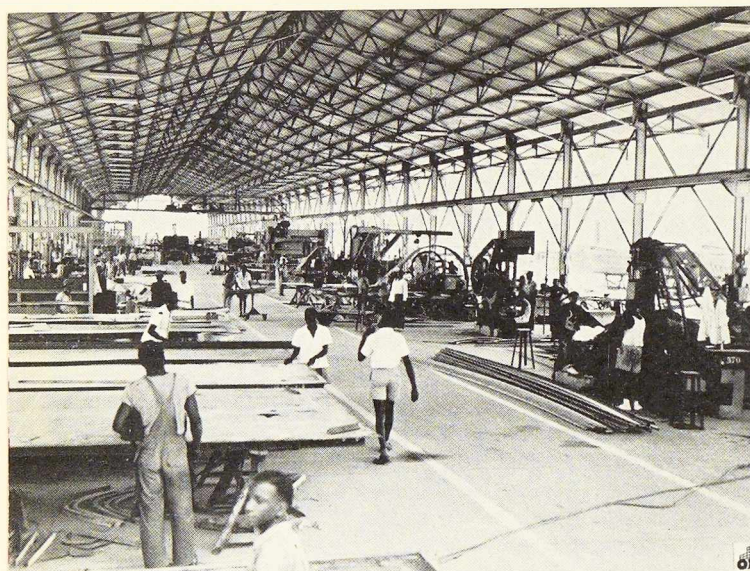
*
**

Nous donnons, d'autre part (fig. 6), un dessin humoristique extrait du journal *Pourquoi Pas?*, montrant une « application » inattendue du tube d'acier, imaginée par l'artiste Kari.

Fig. 6.

— Pas d'élagage, Monsieur le Bourgmestre, aucun entretien et ça ne pourrait pas...

Cliché « Pourquoi Pas ».



Chronique du Congo Belge

La nouvelle centrale de Kunda

Une nouvelle centrale hydro-électrique de Kunda près de Kampene dans le Kivu a été inaugurée le 16 décembre 1953.

Le barrage de Kunda, d'une hauteur effective de 12,50 m, ayant une retenue d'eau de 11 m formant un lac de plus de 5 km de long avec une capacité de 5 millions de mètres cubes, est un ouvrage en terre construit par la méthode dite hydraulique. Il est situé dans un cadre sauvage et est suivi d'un canal d'amenée de 3 km de long comprenant trois conduites forcées franchissant des ravins. Il a nécessité la coulée de 45 000 m³ de terre et l'excavation de près du double de ce chiffre. Le bassin de la mise en charge est situé au sommet d'une colline de 215 m de haut, le long de laquelle une conduite forcée de 980 m de long conduit l'eau aux turbines. La centrale comporte deux turbines Pelton-Escher Wyss, à double injection, commandant deux alternateurs A. C. E. C. de 1 000 kW. Une ligne haute tension à 15 000 volts conduit le courant à l'usine distante de 6 km.

Fig. 1. Ateliers de chaudronnerie de la Société Chanic, qui assure le montage et la réparation des bateaux utilisés sur le fleuve Congo.

Photo C. Lamote.

Fig. 2. Usine d'extraction d'huile des fruits de palmiers à Mongana près de Lisala. Vue des réservoirs où l'huile de palme est entreposée avant son embarquement sur les bateaux qui descendent la rivière Mongolo, affluent du Congo.

Photo E. Lebied.

Fig. 3. Construction d'une barge au chantier naval de la C^{ie} des Chemins de fer des Grands Lacs à Kongolo, district du Maniéma, province du Kivu.

Photo C. Lamote. — Documents C. I. D.

1 —
2 —
3 —