Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Progrès réalisés de 1932 à 1936 dans l'application de l'acier en Belgique

Autor: Campus, F. / Spoliansky, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2981

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 11.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

VII a 1

Progrès réalisés de 1932 à 1936 dans l'application de l'acier en Belgique.

Fortschritte in der Anwendung des Stahles in Belgien 1932 bis 1936.

Progress made in Belgium from 1932 to 1936 in the Use of Steel in Bridge and Structural Engineering.

F. Campus,
Professeur à l'Université de Liège-Directeur du Laboratoire d'essais du Génie Civil.

et

A. Spoliansky,
Ingénieur des Constructions Civiles et Electricien A.I.Lg.

Notre intention n'est pas de procéder, dans ce rapport, à une revue générale des applications de l'acier à la construction des ponts et charpentes en Belgique pendant la période 1932—1936.

Nous nous bornerons à caractériser certains des progrès originaux et significatifs de la construction métallique dans notre pays pendant ces années, qui constituent, pour ses méthodes et sa technique, des changements plus typiques que ceux qui s'étaient produits depuis plusieurs décades. Quoique nous considérions que l'initiative de ces progrès nous appartient, ce qui est d'ailleurs connu, nous croyons devoir d'emblée écarter tout caractère subjectif. Nous n'avons pas en vue d'exposer des thèses ni de réfuter des critiques, mais essentiellement de traiter d'ouvrages réalisés. Si les conceptions nouvelles, dont nous exposerons les applications, se sont imposées, cela réside dans leur nature. Notre mérite ne peut être que celui d'avoir oeuvré raisonnablement, conformément aux lois naturelles et d'avoir pu triompher des oppositions rencontrées, sans autre secours que celui de la technique.

Les étapes de ces progrès sont les suivantes; nous sommes obligés de remonter pour la première à peu d'années en arrière de la période considérée.

1930—31 Construction de l'ossature métallique rivée à cadres rigides étagés de l'Institut de Chimie-Métallurgie au Val-Benoit à Liége.

1931—32 Construction du pont de Lanaye, de 68,00 m de portée, soudé à l'atelier, rivé au montage.

1932 Construction de l'ossature métallique entièrement soudée à cadres rigides étagés de l'Institut du Génie Civil, au Val-Benoit à Liége.

1933 Construction du pont C à Hérenthals, de 57,50 m de portée, entièrement soudé.

Ces constructions ont été chacune en Belgique les premières de leur espèce; elles y ont introduit les systèmes d'ossatures métalliques à cadres étagés à noeuds

rigides, rivés ou soudés et les ponts-routes *Vierendeel* soudés, d'abord partiellement, bientôt après totalement. Nous pensons qu'à l'époque où elles ont été conçues et construites, ces charpentes n'avaient pas non plus leurs équivalents dans d'autres pays. Ces ponts et ces charpentes ont des éléments essentiels communs: les noeuds rigides qui constituent les assemblages principaux rivés, soudés ou combinés. Ils déterminent la genèse et la succession des ouvrages précités. Sans aucune modification de principe, leurs modalités ont varié caractéristiquement au cours des étapes indiquées et ont déterminé les types qui ont été reproduits ensuite de nombreuses fois sans modifications significatives.

L'un de nous a rédigé un rapport détaillé sur les noeuds rigides, nous y renvoyons le lecteur et nous nous bornons à exposer dans cette note les caractères des constructions réalisées au moyen de ces noeuds.

Ponts-routes Vierendeel.

Depuis 1896, l'ingénieur et professeur *A. Vierendeel,* s'est attaché à faire prévaloir les poutres évidées à arcades sans diagonales sur les poutres à treillis triangulé. Les premières applications ont reçu des formes variées, dont la plupart sont aujourd'hui abandonnées. Un certain nombre de ponts de ce type avaient été construits en acier avant 1931 mais, après l'expérience du pont de Lanaye et après celle du pont C d'Hérenthals, il a été construit, de 1933 à 1936, plus de ponts-routes *Vierendeel* en Belgique et dans le monde entier que dans la période de 1896 à 1933. Il est même probable que ce résultat a favorisé la construction d'un grand nombre de ponts-rails *Vierendeel* en Belgique, de grande portée, tous rivés, sauf emploi partiel et local de la soudure à l'arc électrique pour l'un des derniers (pont du Val-Benoît sur la Meuse à Liége).

Le pont de Lanaye, tel qu'il a été réalisé, constitue le résultat d'un contre-projet présenté en 1931 lors de l'adjudication d'un pont-route à assemblages rivés projeté par le Prof. *A. Vierendeel.* La Société Métallurgique d'Enghien Saint-Eloi a proposé la substitution de la soudure à la rivure à l'atelier. Elle n'a pas jugé pouvoir, à cette époque, tenter aussi l'application de la soudure au montage et a conservé la rivure pour cette opération. Néanmoins, la soudure à l'atelier, principalement celle des noeuds, permettait:

1° de réduire considérablement la main d'oeuvre par la suppression de tout travail de forge et par la substitution aux poutres chaudronnées, formant les brides, les montants et les entretoises, de profils laminés à larges ailes, sauf pour la bride supérieure qui était exécutée en double té soudé.

2° de réduire le poids d'environ 10 %. Ce gain de poids n'était pas complet. Lors des exécutions ultérieures, le même constructeur est parvenu à épargner de 20 à 25 %. La raison en résidait dans les sujétions extra-techniques inhérentes à une première exécution et à l'absence sur le marché belge, à cette époque, de profils à larges ailes allégés, tels que l'on a commencé à en fabriquer depuis en s'inspirant des résultats du pont de Lanaye.

3° de réduire le coût de l'ouvrage en vertu des deux considérants précédents. Le gain de prix n'a pas non plus été considérable pour le pont de Lanaye, ce qui s'explique aisément par le coût des études et essais préliminaires et

par le travail d'adaptation de l'atelier. Lors des adjudications ultérieures, la différence de prix entre un ouvrage soudé et rivé a été tellement considérable (environ 15 %) que la rivure a été pratiquement abandonnée pour l'exécution des ponts-routes en Belgique.

Les avantages de la proposition la firent aussitôt considérer comme un progrès et approuver pour l'essentiel, après un essai préliminaire d'un modèle réduit de noeud soudé, déjà relaté au ler Congrès international des Ponts et Charpentes, à Paris en 1932. Cependant la nouveauté était telle que toutes les propositions du constructeur ne furent pas retenues, mais que certaines modifications de dimensions y furent demandées et que le maintien d'un certain nombre de dispositions du projet initial rivé fut imposé. L'harmonie de l'ouvrage en a souffert; il a un caractère hybride qui nuit à sa composition et à son esthétique. Les réalisations ultérieures ont montré qu'il eut été préférable d'adopter les dispositions plus homogènes proposées par le constructeur. Mais on peut dire que la vraie nouveauté avait été admise d'emblée: les noeuds soudés avec leurs conséquences caractéristiques sur les éléments (membrures et montants) des poutres et sur les pièces constitutives du tablier. (Voir Rapport Final du 1er Congrès 1932, p. 258, fig. 8 et 9.)

Les essais réels du pont, effectués en mai 1933, furent aussi satisfaisants que ceux du modèle de noeud (Cfr. *Santilman* — Annales des Travaux Publics de Belgique, décembre 1933).

L'exécution du pont de Lanaye fut suivie de celle de cinq ponts du même type en ce qui concerne la conception principale: noeuds soudés à l'atelier et rivés au montage. Mais, à la suite de l'expérience favorable du pont de Lanaye, leur constitution fut rendue plus homogène en ce qui concerne les contreventements, les travures de tabliers, les raidissages des montants, etc.

Un des premiers de ces ponts qui suivirent le pont de Lanaye fut le pont tournant du Muide à Gand (*M. Storrer* et *A. Spoliansky*. L'Ossature métallique 1933. Voir aussi *Hawranek* Bewegliche Brücken 1936). Il est encore, à l'heure actuelle, le plus grand pont mobile soudé du monde.

Citons aussi les ponts de Schooten (N° 39 et 40) construits en 1933—34 et les ponts de Lanklaer et Lanaeken, construits en 1933—34.

Instruit par l'expérience de ce type d'ouvrages, l'atelier qui avait construit le pont de Lanaye n'hésita pas, en 1933, à l'occasion de l'adjudication du pont C à Hérenthals, projeté par le Prof. *A. Vierendeel* comme pont entièrement rivé, d'élaborer un contre-projet de pont entièrement soudé. Ce contre-projet fut adopté par l'Administration des Ponts et Chaussées à cause de ses avantages techniques et économiques. La soudure intégrale complètait l'évolution amorcée par le pont de Lanaye et ce dans un délai de moins de trois ans. La conception du pont de Lanaye date de la fin de 1931. Le pont C d'Hérenthals, entièrement soudé, était terminé, en ce qui concerne la charpente, en février 1934 (*A. Spoliansky*, L'Ossature métallique 1934). Les figures 1, 2 et 3 reproduisent trois aspects caractéristiques de cet ouvrage métallique.

La généralisation de la soudure a permis d'affirmer les caractèristiques techniques déjà appliquées au pont de Lanaye et la simplification constructive que dénotent les ponts de ce type qui ont suivi le premier. On les trouvera définies

et synthétisées dans le mémoire publié par l'un de nous dans le 3ème Volume des mémoires de l'A. I. P. C. (1935 — *A. Spoliansky*. Les ponts soudés en Belgique. Revue Universelle des Mines, tome XI, nº 8, 1935. — Consulter aussi l'Ossature métallique 1935 et 1936.)

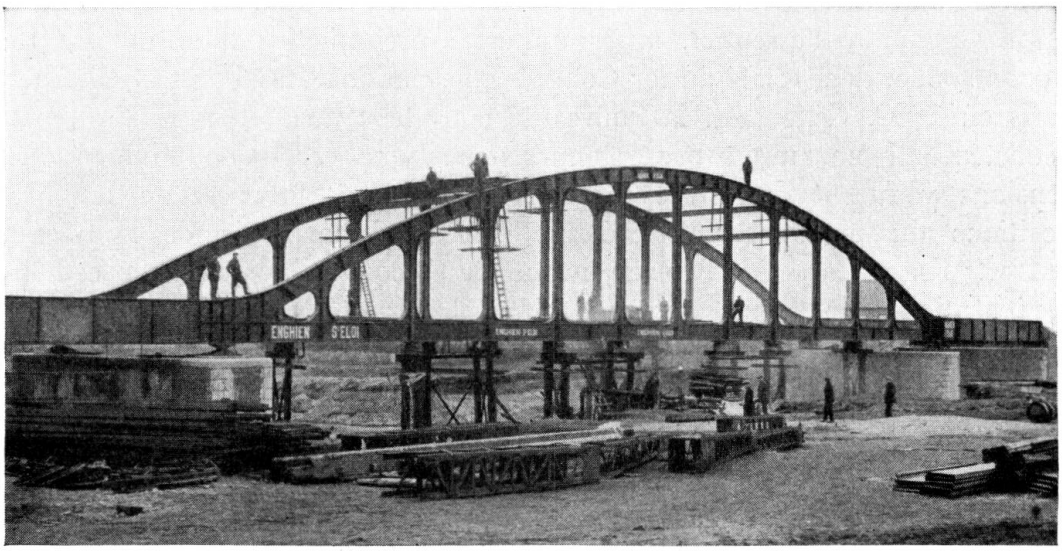


Fig. 1.
Pont C à Hérenthals (1933—34).

Le prototype du pont C d'Hérenthals a été reproduit à de multiples exemplaires en Belgique, notamment pour le pont d'Hérenthals, type A (contemporain du précédent), les ponts de Bocholt — 1934, de Dilsen, etc. (8 ponts sur le Canal Albert 1934—35), de Gheel et de Oolen (4 ponts 1934—35), de Dudzeele (2 ponts 1934—35), d'Eygenbilsen (1935), de Sutendael (1935), de Monsin

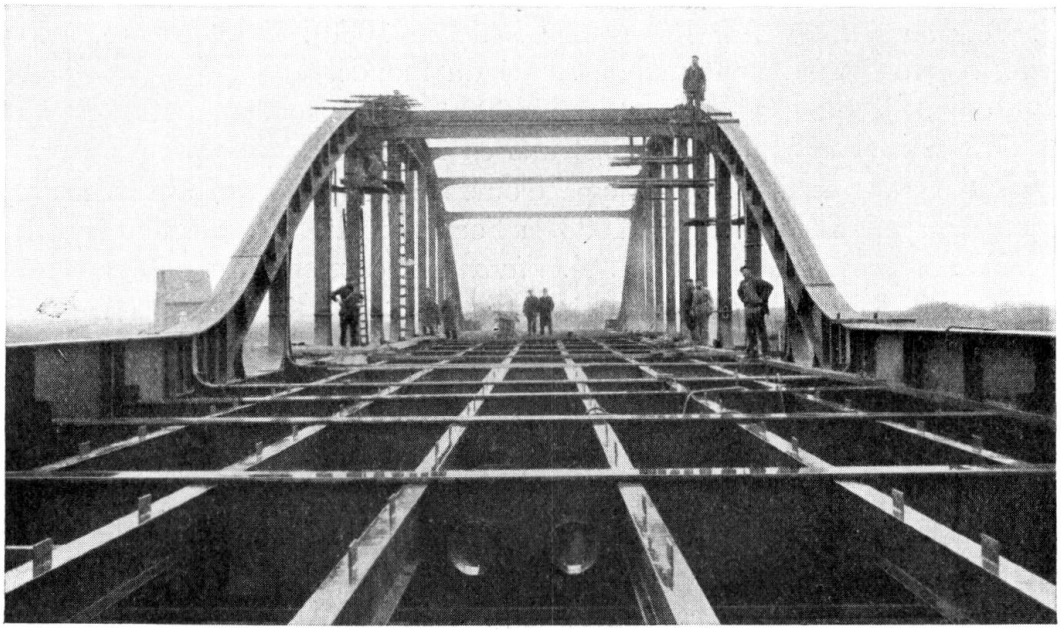


Fig. 2.
Pont à Hérenthals (1933—34).

(2 ponts 1935), de Vivegnis, d'Hermalle et de Haccourt (3 ponts de 90 m, 1936), bref, plus de trente et un ponts en Belgique. Celui de Nuth en Hollande et de Michalovce, en Tchéco-Slovaquie, sont tout à fait analogues comme conception.

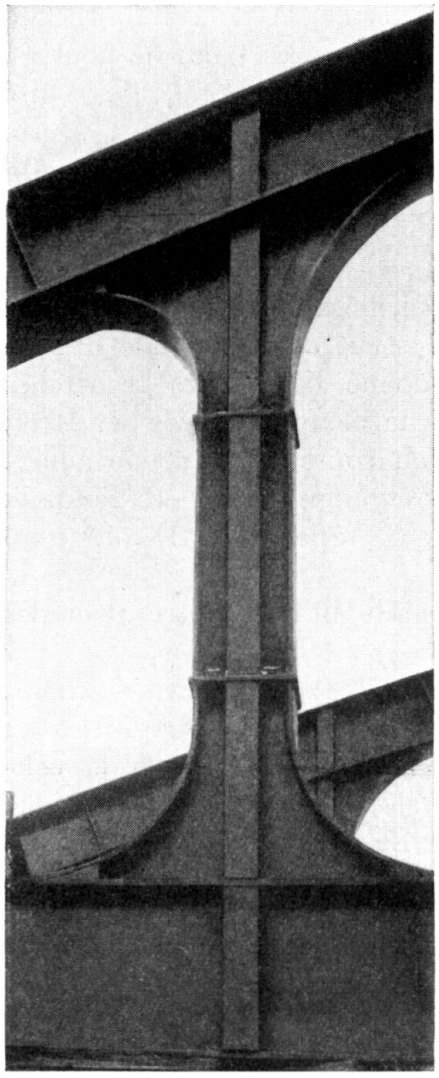


Fig. 3.
Pont à Hérenthals (1933—34).

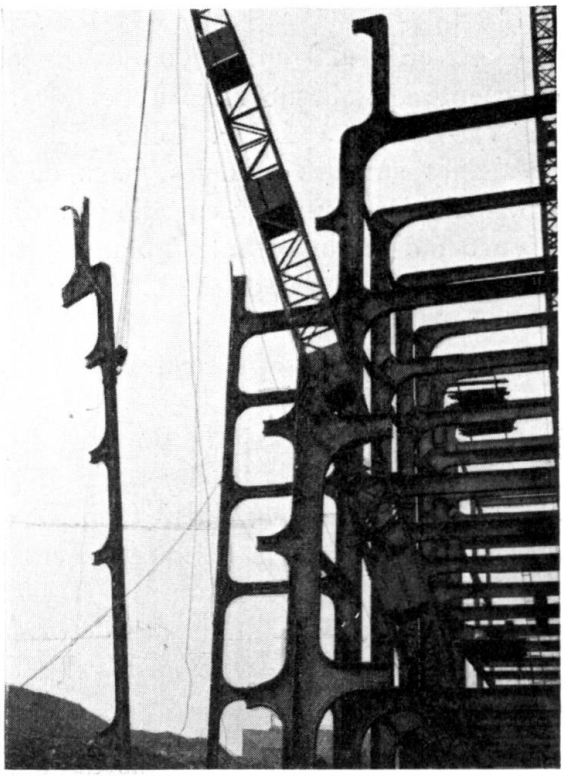


Fig. 4.
Charpente de l'Institut de Chimie-Métallurgie.
Particularités de l'entrée principale (1930—31).

Ces divers ouvrages ne diffèrent entre eux que par des détails qui n'altèrent pas leur analogie fondamentale avec les prototypes. Tous les ponts belges ont été construits en acier type Etat belge 42/50. La multiplication rapide de ce système constitue par son ampleur une vraie novation dans la construction métallique. Elle a posé un grand nombre de problèmes importants, tant au point de vue de la conception et de la construction que de l'exécution et de l'organisation des ateliers et des chantiers. Elle a fait naître dans l'industrie de la construction métallique en Belgique un esprit d'activité et d'émulation qui se manifeste par de nombreux travaux de recherches. Les premiers déjà publiés ont été entrepris avec des moyens modestes et se sont attachés aux grandes lignes, qui ont permis les réalisations précitées. Actuellement des recherches plus détaillées sont en cours. On peut dire qu'elles ont été suscitées soit par le

développement incontestable et rapide des progrès précités, soit par les observations faites en cours d'exécution et par certaines difficultés rencontrées, notamment en ce qui concerne les déformations thermiques des pièces soudées. On peut espérer que ce mouvement de renouvellement de la construction métallique en éprouvera un nouvel appui, qui lui permettra de continuer son essor dans le domaine des ponts-rails et dans celui des autres types de poutres, L'un de nous a dès 1932 (Séance du 11 mai 1932 de l'A.B.E.M.) préconisé l'application des noeuds soudés rigides aux grands ponts triangulés à barres également rigides.

Charpentes métalliques à cadres étagés à noeuds rigides.

C'est en 1929 que nous avons élaboré en collaboration le projet de la charpente métallique rivée à noeuds rigides de l'Institut de Chimie-Métallurgie au Val-Benoît à Liége. Cette élaboration avait donné lieu à des recherches préalables sur des modèles plans de noeuds. La charpente, terminée en 1931, a fait l'objet d'une auscultation assez développée au cours de la même année. Il en a été rendu compte, notamment au ler Congrès international des Ponts et Charpentes à Paris en 1932 (Voir aussi R. U. M. 8e série, tome IX, n° 5, 6 et 7 de 1933).

Pour la pleine appréciation de la suite, il paraît utile d'en résumer les résultats.

La figure 6, p. 534 du Rapport Final du I Congrès 1932 à Paris reproduit les diagrammes des tensions mesurées et calculées relatives à deux mises en charge d'une poutre, suffisamment définies sur la figure. On note la concordance remarquable d'allure de ces diagrammes et l'infériorité caractéristique des tensions mesurées sur les tensions calculées. La comparaison est rendue plus frappante par l'étude des déformations transversales (flèches) et angulaires (rotations des noeuds) et par celle des degrés d'encastrement aux extrémités de la poutre:

Déformations angulaires des noeuds 1 et 1':

Essais	Valeurs calculées	Valeurs mesurées	Différences en %
n° 1	$226 \cdot 10^{-6}$	$166.90 \cdot 10^{-6}$	26
n° 2	$246 \cdot 10^{-6}$	$174.39 \cdot 10^{-6}$	29

Flèches de flexion au milieu de la poutre 1 et 1':

Essais	Valeurs culculées	Valeurs mesurées	Différences en %
n° 1	8.49 mm	11.70 mm	27
n° 2	11.48 mm	14.40 mm	20

Degrés d'encastrement aux noeuds 1 et 1':

Essais	Valeurs calculées	Valeurs resultant des mesures
n° 1	0.965	0.975
n° 2	0.970	0.980

Ces degrés d'encastrement sont les degrés d'encastrement réels, correspondant à la relation entre le moment d'encastrement et la déformation angulaire. Si

l'on détermine ces coefficients en fonction des flèches ou des moments de flexion maximums au milieu des poutres, on trouve 1,10 environ pour l'essai n° 1 et 1,08 environ pour l'essai n° 2, valeurs dépourvues de signification physique (voir références citées).

Les différences proviennent essentiellement de l'imperfection du calcul, qui considère les pièces comme prismatiques entre leurs points de rencontre axiaux, négligeant l'effet raidisseur des parties communes et des noeuds à goussets. Ceci a été mis en évidence par un calcul plus approfondi tenant compte du renforcement des poutres par les noeuds, grâce à la notion d'un moment d'inertie moyen fictif majoré. Les différences par rapport aux mesures en ont été sensiblement atténuées, comme il résulte de la comparaison des degrés d'encastrement aux extrémités des poutres. On a trouvé pour les degrés d'encastrement réels des noeuds 1 et 1'

Essais	Valeurs résultant des mesures	Valeurs calculées
n° 1	0.971	0.968
n° 2	0.974	0.969

D'après les flèches au milieu de la poutre 1—1', les valeurs calculées deviennent 1,04 pour l'essai n° 1 et 1,015 pour l'essai n° 2.

Ces résultats montrent aussi la quasi invariabilité du degré d'encastrement de ces charpentes, auxquelles la notion ne s'appliquait cependant pas d'une manière théoriquement rigoureuse. Enfin, on constate que pratiquement le degré d'encastrement est égal à l'unité.

La figure 4 reproduit un aspect caractéristique et inédit de cette charpente.

La charpente de l'Institut du Génie Civil au Val-Benoit à Liége, dressée par l'un de nous, a été exécutée en 1932—33. Commencée après le pont de Lanaye, elle était terminée avant. Conservant de la charpente précédente le principe des noeuds rigides, d'ailleurs perfectionnés dans la forme, elle était entièrement soudée et, en outre, par une initiative hardie de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, construite en acier spécial 58—65 kg/mm². Cette charpente triplement remarquable n'a pas encore été décrite en détail; la place fait défaut pour y procéder ici. La figure 5 représente l'aspect de ses fermes les plus nombreuses. Elle a été exécutée sans qu'aucun trou y ait été percé. La figure 6 rend compte des résultats essentiels de l'auscultation d'une ferme d'un autre type.

Cette auscultation a été faite dans des conditions beaucoup plus perfectionnées que celles de la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie. La mise en charge a été effectuée au moyen d'un vérin agissant sur deux poutres successives faisant partie d'un même cadre. Cette disposition a permis la multiplication des essais dans un temps assez court, une manipulation facile et une application progressive et sans choc des forces sollicitantes. Le fait que cette sollicitation était imprévue et exceptionnelle était sans importance. Elle se prêtait facilement au calcul et permettait donc une confrontation facile de ses résultats avec ceux de l'auscultation. Celle-ci gagnait en précision générale par la disposition adoptée, les efforts du vérin étant bien connus par l'emploi de manomètres de contrôle assez précis. La commodité du système a permis aussi une auscultation relativement complète de toute la ferme. La figure 6 indique pour

toutes les barres les diagrammes des tensions calculées et mesurées pour les deux fibres extrêmes. La concordance générale d'allure est remarquable. Les écarts sont atténués par rapport à l'auscultation de la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie (7 % au lieu de 13 % en moyenne) parce que les noeuds soudés sont beaucoup moins développés. Néanmoins, les tensions maximums mesurées restent toujours plus faibles que les tensions calculées,

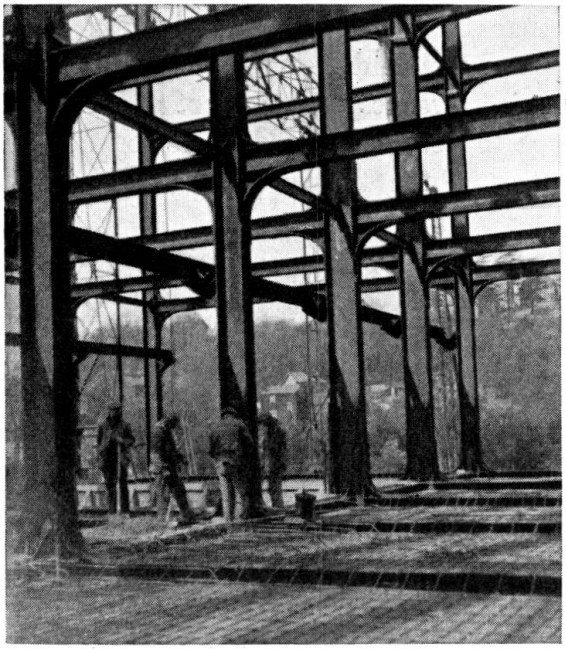


Fig. 5.

Charpente de l'Institut du Génie Civil (1932—33).

pour les raisons déjà indiquées. Nous ne connaissons aucune autre auscultation d'ouvrage métallique réel donnant une aussi bonne concordance entre le calcul et la réalité. On notera une légère perturbation à la poutre supérieure, provenant d'une longrine de support d'un chemin de roulement de monorail, soudée aux poutres des fermes voisines. On a supputé autant que possible son action et corrigé le calcul. On a obtenu de ce fait une concordance meilleure, quoique imparfaite d'allure.

Nous avons constaté dans d'autres occasions que les perturbations qu'on a souvent dénommées actions secondaires provenaient fréquemment de semblables causes. En l'occurence, elles n'altèrent pas sensiblement les propriétés de grande précision de la charpente.

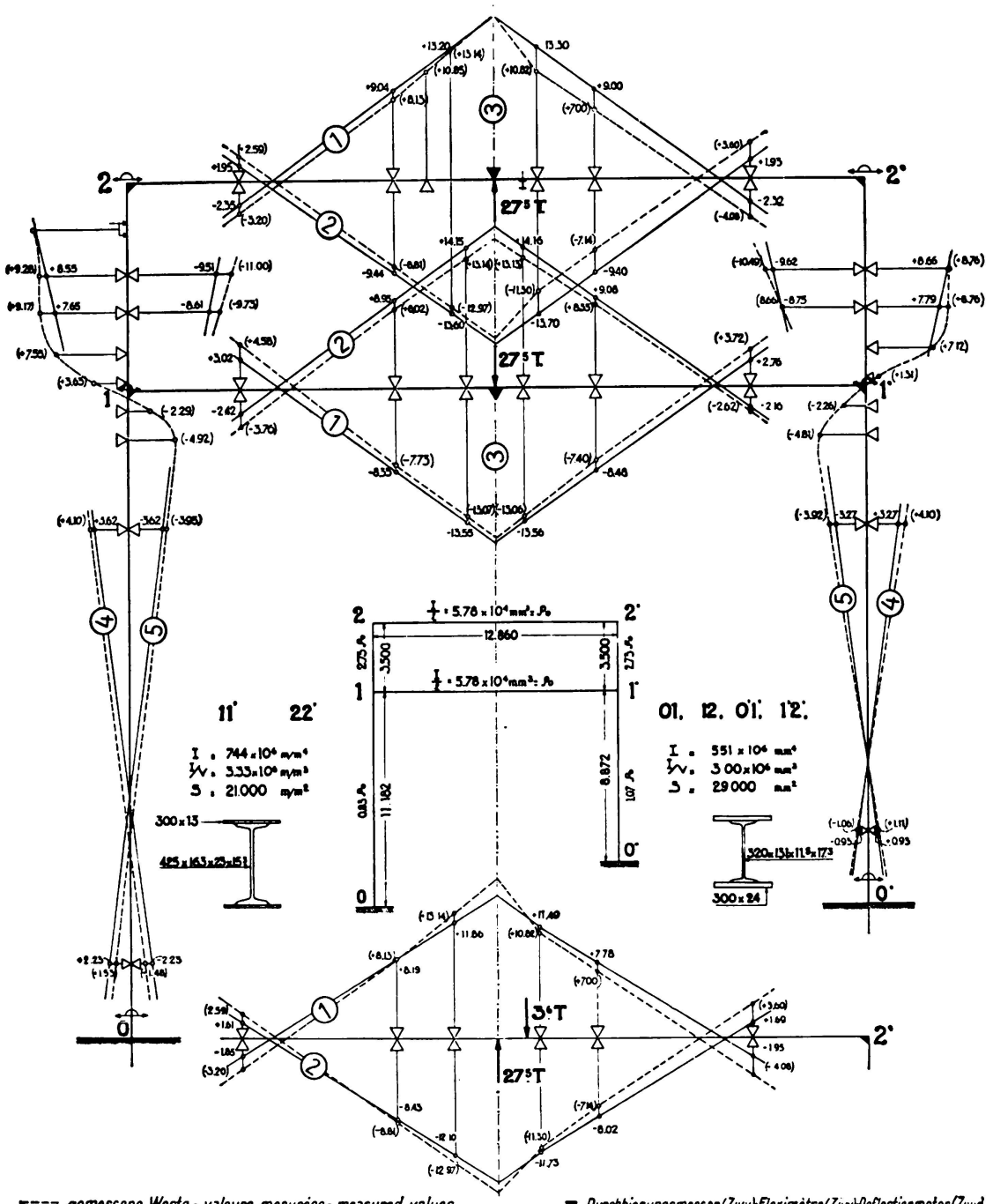
En ce qui concerne les déformations calculées, comparées à celles qui ont été mesurées, on a obtenu les résultats suivants:

Déformations angulaires aux noeuds

Nos des noeuds	Valeurs calculées	Valeurs mesurées	Différences en %
1	$3525 \cdot 10^{-6}$	$2770 \cdot 10^{-6}$	21.5
1'	$-4377 \cdot 10^{-6}$	$-3547 \cdot 10^{-6}$	19
2	$-3701 \cdot 10^{-6}$	$-3215 \cdot 10^{-6}$	13
2'	$4326 \cdot 10^{-6}$	$2936 \cdot 10^{-6}$	32
0	0	$-496 \cdot 10^{-6}$	
0'	0	$473 \cdot 10^{-6}$	

Flèches aux milieux des poutres

Nos des poutres	Valeurs calculées	Valeurs mesurées	Différences en %
1 1'	31 mm	24.91 mm	19.7
2 2'	33.45 mm	23.88 mm	28.6



---- gemessene Werte · valeurs mesurées · measured values
—— gerechnete Werte · valeurs calculées · calculated values
+ Druckspannungen · compressions · compressive stresses
− Zugspannungen · extensions · tensile stresses
▽ Akustischer Dehnungsmesser Schaeffer (Maihak) · Extensomètre acoustique Schaeffer (Maihak) · Acoustic tensometer Schaeffer (Maihak)
Klinometer (Stoppani) · Clinomètre (Stoppani) · Clinometer (Stoppani)
▼ Durchbiegungsmesser (Zivy) · Fleximètre (Zivy) · Deflectionmeter (Zivy)
① unterer Rand · bord inférieur · lower edge
② oberer Rand · bord supérieur · upper edge
③ 2 Durchbiegungsmesser · 2 Fleximètres · 2 Deflectionmeters
④ innerer Rand · bord intérieur · inner edge
⑤ äusserer Rand · bord extérieur · outer edge

Fig. 6.
Auscultation de la charpente du Laboratoire d'hydraulique (1932—33).

On voit que les écarts dans les déformations sont en moyenne aussi considérables que pour la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie, quoique l'écart des tensions soit moindre. Il n'est pas douteux que la précision des mesures de tension est meilleure dans la seconde auscultation. En outre, il est probable que les assemblages soudés sont moins déformables. L'écart entre les résultats des mises en charge n° 1 et n° 2 de la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie permet de présumer un léger glissement des rivures.

Les chiffres ci-dessus montrent que l'hypothèse d'encastrement parfait des pieds 0 et 0′ des colonnes, sur laquelle le calcul est basé, est inexacte. Ces pieds 0 et 0′ ont subi des rotations modérées, mais mesurables.

Remarquons que cela est que probablement dû au mode de mise en charge, qui ne chargeait pas les colonnes, supportant seulement le poids de la ferme, du vérin et de la plateforme d'essai. Pour les charges réelles, il est vraisemblable que l'encastrement des pieds serait meilleur. Au point de vue de l'auscultation, il est possible de tenir compte dans le calcul des effets des rotations mesurées. De ce fait, les différences entre les éléments calculés et mesurés augmentent et se rapprochent de celles trouvées par l'auscultation de la charpente de l'Institut de Chimie-Métallurgie, où l'on a constaté un encastrement pratiquement parfait des pieds des colonnes. Enfin, notons que pour la sollicitation envisagée de la ferme IV de l'Institut du Génie Civil, la notion du degré d'encastrement est encore théoriquement moins rigoureuse que pour l'autre auscultation décrite, cependant elle subsiste pratiquement avec toute sa valeur. Il ne nous est possible de détailler ces points dans le présent rapport, ce serait d'ailleurs superflu pour le but proposé.

Nous pensons que ces résultats sont assez éloquents pour permettre une appréciation suffisante sans nous étendre davantage. Il serait certes intéressant, au point de vue du contrôle des principes du calcul, de pousser encore plus loin l'analyse, ce que nous réservons à une publication spéciale ultérieure. Bornons nous à conclure que ces deux expériences successives prouvent la parfaite confiance que l'on peut avoir dans les charpentes de ce type bien conçues et bien exécutées et qu'elles montrent la possibilité pratique de les calculer avec un tel degré de précision que l'on jugera utile, sans qu'il soit effectivement nécessaire de pousser cette précision à un degré extrême. Des méthodes simplifiées respectant le principe de la construction sont parfaitement licites; le bon sens s'avère ici aussi utile que la théorie.

La charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie pesait 24,8 kg/m^3 de volume bâti (1817 tonnes). Celle de l'Institut du Génie Civil pesait 20,15 kg/m^3 de volume bâti (595 tonnes). En 1933, l'un de nous faisait construire une nouvelle charpente entièrement soudée du même type et en acier spécial. Le poids fut réduit à 16,69 kg/m^3 selon le projet. En cours d'exécution, la rivure fut substituée à la soudure. Le poids fut finalement de 17,34 kg/m^3 (146 tonnes).[1] L'un de nous élabora en 1935 un projet-concours pour la bâtiment des laboratoires techniques de l'Université de Gand. Il l'emporta avec une avance considérable sur les autres projets. La charpente exécutée d'après le type précédent, en acier ordinaire et entièrement soudée, pèse 16,60 kg/m^3 (414 tonnes).

[1] Notons que ces trois charpentes ont été aussi les premières en Belgique qui aient été enrobées entierement de béton.

Il faut noter que les charges des planchers de ce bâtiment étaient considérables (1000 et 3000 kg/m^2). En outre, une sujétion particulière imposait des solives écartées de 2 m et pouvant porter chacune une cloison. Cela a eu comme effet de conduire à un poids relativement fort de ces éléments (4,5 kg/m^3). Les figures 7 et 8 reproduisent des aspects caractéristiques de cette ossature.

En 1936, l'un de nous présenta un contre-projet d'ossature métallique continue à noeuds rigides, entièrement soudée, en acier spécial, à l'occassion de l'adjudication d'une importante charpente (7000 tonnes). La réduction de poids, de prix et de quantité de soudure par rapport au projet mis en adjudication fut considérable. Celui-ci comportait un poids d'environ 75 kg/m^3 et un volume de soudure de 80 électrodes par 100 kg de charpente.

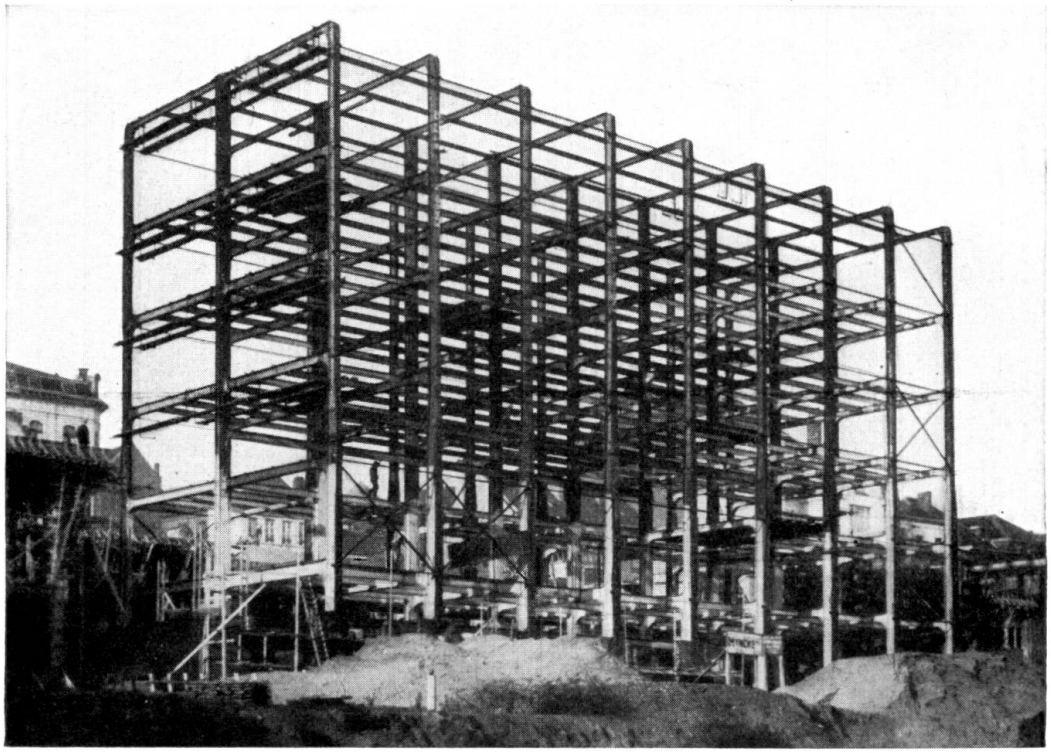


Fig. 7.
Charpente des laboratoires techniques de l'Université de Gand (1935).

Dans le contre-projet ces chiffres étaient ramenés respectivement à 40 kg/m^3 et 40 électrodes par 100 kg. Il est évident que cet allègement n'était pas dû au seul fait de l'emploi de l'acier à haute résistance, mais surtout à une conception plus avantageuse. D'ailleurs, les prix unitaires à la tonne de la construction dans l'une et l'autre conception était pratiquement égaux et cela malgré une forte différence de prix de l'acier normal et de l'acier à haute résistance (70 % d'augmentation pour les tôles). Nous citerons encore l'exemple d'une adjudication toute récente pour le bâtiment du Centre Anticancéreux à Bruxelles, de 35 m de hauteur environ. Un projet analogue à celui des laboratoires techniques de l'Université de Gand s'est classé premier avec un poids d'environ 16 kg/m^3. L'exécution de ce bâtiment suivant les principes indiqués est imminente.

Nous devons constater que les ossatures métalliques continues à noeuds rigides

décrites ci-dessus n'ont certes pas été reproduites autant que les ponts-routes *Vierendeel* soudés. Cela tient à ce que, après l'établissement des prototypes de ces ponts, l'Administration des Ponts et Chaussées a élaboré elle-même les projets d'ouvrages ultérieurs, faisant ainsi bénéficier toute la construction métallique des initiatives d'un atelier. Aucun élément semblable n'a joué pour les ossatures métalliques; un seul atelier a principalement adopté ce type de charpentes, encore que certaines des ossatures précitées aient été construites par d'autres. Partout où il est entré en concurrence avec d'autres conceptions, il a cependant nettement fait preuve d'avantages techniques et économiques. Sa capacité de concurrencer le béton armé, jointe au progrès probable de la routine de la con-

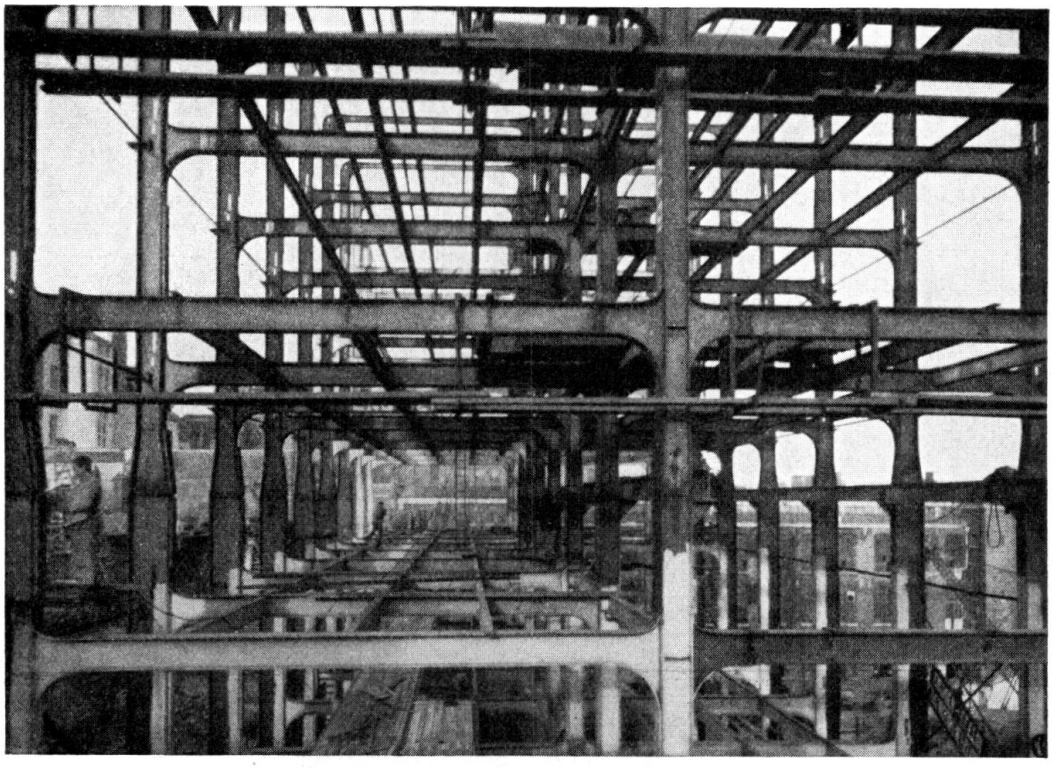


Fig. 8.
Charpente des laboratoires techniques de l'Université de Gand (1935).

struction métallique, laisse bien augurer de son avenir. Nous pourrions faire observer que la question de la forme des noeuds, qui est spécialement en cause en l'occurence, n'est pas essentielle. Le principe de la continuité, que nous avons introduit dans la construction des ossatures métalliques, n'exige pas les noeuds rationnels et perfectionnés dont nous avons toujours fait usage. D'autres noeuds sont possibles; il est loisible à chacun d'y mettre de l'originalité. Mais nous avons prouvé, par des essais, par des réalisations et des résultats industriels et économiques, que les noeuds rationnels que nous préconisons sont à tous égards les meilleurs. Les autres sont techniquement moins convenables et sûrs et sont économiquement moins avantageux. Ce dernier point est établi par une série de mises en concurrence pratiques. Pour un plus ample exposé de principes, nous renvoyons au mémoire présenté par l'un de nous au 2e Congrès national des Sciences à Bruxelles en 1935.

Résumé.

Les auteurs exposent que de 1932 à 1936 (ou plus exactement de 1930 à 1936) la construction métallique en Belgique a été rénovée par des réalisations originales ayant des caractères communs. Ce sont les charpentes métalliques à cadres étagés continus, à noeuds rigides, rivés, soudés ou à assemblages mixtes, en acier ordinaire ou spécial, et les ponts-routes *Vierendeel* partiellement ou entièrement soudés.

Les éléments communs de ces constructions, résultant de l'élaboration successive de leurs prototypes, sont des types rationnels de noeuds rigides, établis en vue de réaliser de la manière la plus parfaite les propriétés de continuité des constructions.

Ces types d'ouvrages ont reçu de nombreuses applications en Belgique et aussi à l'étranger. Les auteurs citent la plupart de ces réalisations de même que les résultats d'un certain nombre d'auscultations dont elles ont été l'objet et qui établissent leurs qualité techniques Economiquement, ces ouvrages ont triomphé de leurs concurrents partout où ils les ont rencontrés à conditions égales.

Leere Seite
Blank page
Page vide