

Construction et restauration de la charpente métallique continue soudée en acier à haute résistance de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège

CONSTRUCTION ET CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES

par F. Campus,

Professeur à l'Université de Liège

La charpente métallique de l'Institut du Génie civil a été érigée au cours de l'hiver 1932-1933 et du printemps suivant, il y a donc plus de quinze ans. En mai 1944, les instituts universitaires du

Val-Benoît ont été gravement endommagés par les violents bombardements de l'aviation alliée. Grâce à leur exceptionnelle solidité et à leur bonne exécution, ils ont résisté sans effondre-

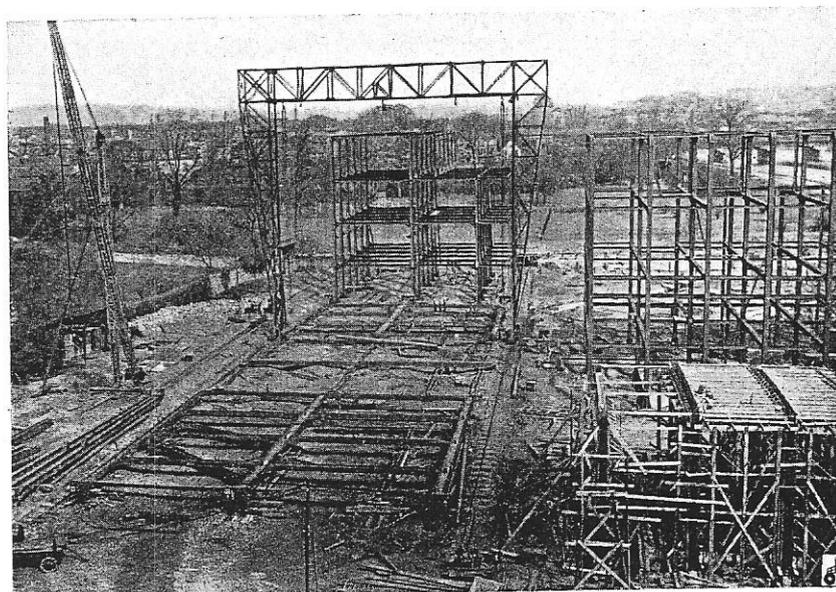


Fig. 747. Charpente métallique des blocs de laboratoires; l'assemblage des fermes par soudure au sol est à noter, le relevage se faisant au moyen du portique visible au centre de la figure.

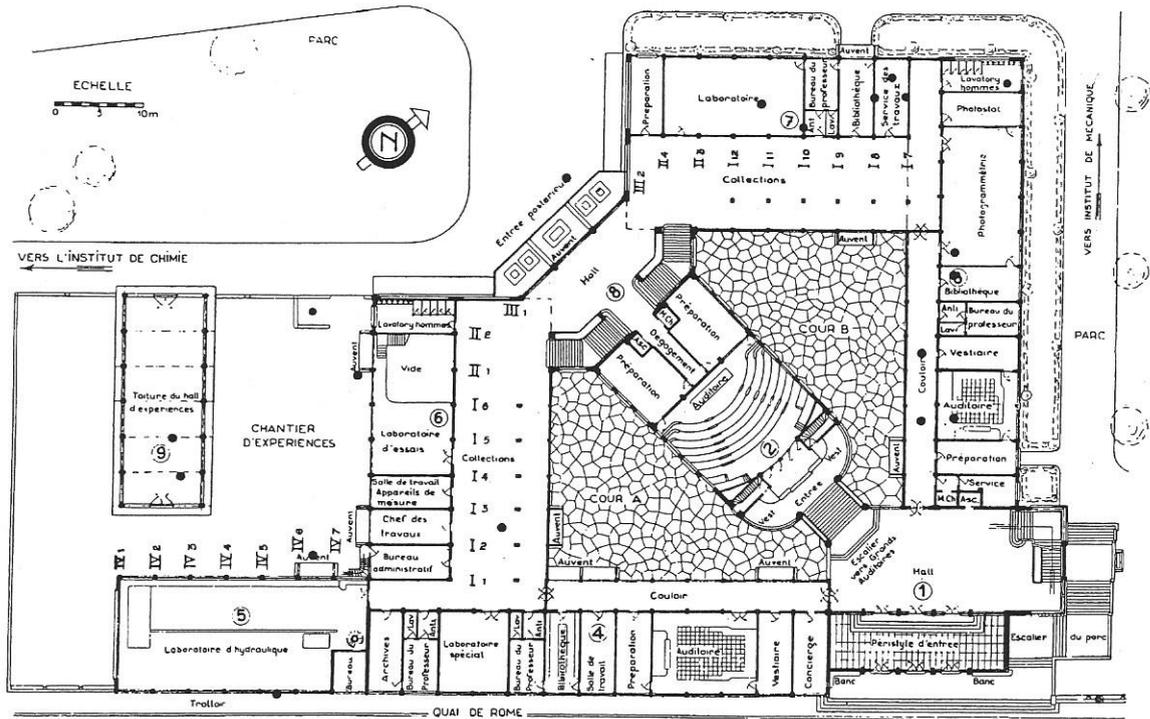


Fig. 748. Plan d'ensemble des instituts universitaires du Val-Benoît (Liège).

ment à cette épreuve et ils ont pu être restaurés dans leurs dispositions primitives. La restauration de la charpente métallique de l'Institut du Génie civil a permis de faire des observations et a présenté des particularités dignes d'être relatées. Elles sont en rapport avec les caractères de cette charpente, qui n'ont pas fait l'objet d'un exposé systématique à l'époque de la construction, en raison des circonstances. La compréhension de la relation des dégradations relevées après les bombardements et des travaux de restauration demande une description préalable de la charpente. Ses caractères sont tels qu'elle n'a pas été surpassée depuis sa réalisation, l'exposé différé n'est donc pas périmé.

Monographie succincte de l'ossature métallique de l'Institut du Génie civil

La conception de l'Institut du Génie civil procède des mêmes principes généraux que celle de

l'Institut de Chimie et de Métallurgie [2] ⁽¹⁾ exécuté en premier lieu. La destination différente du bâtiment a cependant influé sensiblement sur les modalités. Le nombre des services abrités est plus élevé; le nombre des laboratoires est moindre, mais il y a plus de salles de collections et de nombreuses et grandes salles de dessin. La séparation spatiale des services est moins systématique. Les dispositions intérieures ont pu être agencées plus régulièrement que dans le premier institut, ce à quoi la direction technique a beaucoup contribué en vue de la simplification des ossatures. Une utilisation importante de l'étage inférieur a été prévue dès l'origine pour les services des laboratoires, bien qu'il soit sous le niveau surélevé de la voirie, couronnant la digue de la Meuse [10]. La façade principale est à front de cette digue (dénommée quai de

(1) Les numéros entre crochets renvoient à la bibliographie se trouvant à la fin de cet article.



Rome). Les laboratoires principaux sont situés aux deux étages inférieurs. Les salles de dessin sont presque toutes à l'étage supérieur.

Le plan général très simple (fig. 748) réalise un bâtiment carré à cour intérieure. Suivant une diagonale de cette cour, on a disposé un bloc de deux grands amphithéâtres superposés, identique à celui de l'Institut de Chimie et de Métallurgie [10]. Aux deux extrémités de cette diagonale on trouve les entrées principale (au quai de Rome) et secondaire (dans le parc). Le laboratoire d'hydraulique est placé en prolongement de la façade principale, à l'opposé de l'entrée. Cette

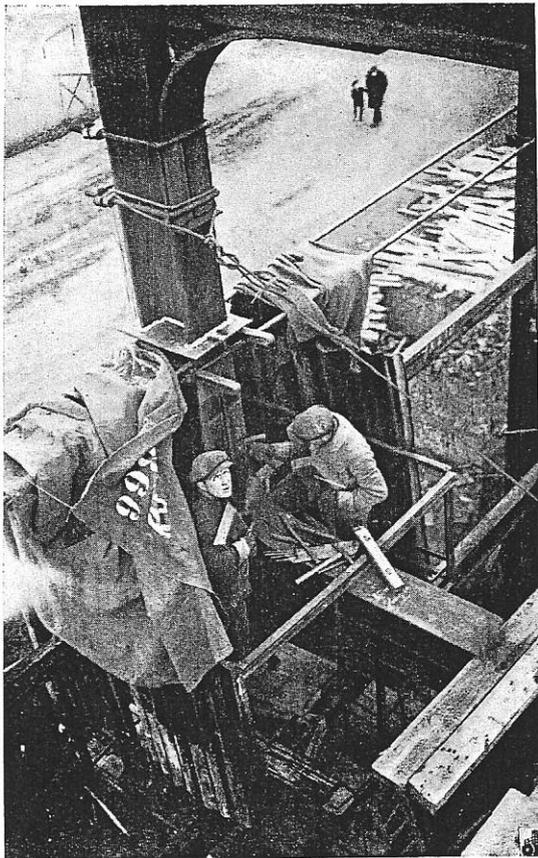


Fig. 749. Cabine de soudage, dans laquelle les ouvriers peuvent travailler à l'abri des intempéries.

disposition permet un allongement éventuel. Le bâtiment est divisé en blocs indépendants, séparés par des joints complets, comme l'Institut de Chimie et de Métallurgie, pour les mêmes raisons et de manière analogue [2].

Les deux ailes contiguës à l'entrée principale, le bloc des grands auditoires et l'entrée secondaire ont une ossature en béton armé. Les portées y sont assez réduites pour permettre l'emploi avantageux de ce matériau malgré les conditions sévères de charge [2] et les hauteurs réduites d'étages (5 mètres de plancher à plancher, sauf pour les amphithéâtres, qui ont 10 mètres de hauteur et d'assez grandes portées, mais permettent l'emploi de poutres plus hautes).

Les deux ailes restantes, qui ont 20 mètres de largeur intérieure et reçoivent les charges principales (laboratoires), de même que le laboratoire d'hydraulique, ont une ossature métallique. Les raisons justificatives sont les mêmes que celles du choix de l'ossature métallique pour l'Institut de Chimie et de Métallurgie [2], renforcées par le fait que l'argument économique s'était beaucoup amélioré en faveur de la charpente métallique, dont les prix unitaires étaient très bas à l'époque de l'adjudication.

L'ossature métallique a permis de donner au laboratoire d'hydraulique un volume minimum. Malgré une portée de 12^m86 entre axes des colonnes, on a pu réaliser, au-dessus d'un étage principal de 6^m50 de hauteur, un étage supérieur ayant 3^m50 seulement entre plancher et toiture, moyennant une hauteur libre effective de 2^m84, ceci malgré les fortes surcharges de 1 500 kg/m² (plus le poids mort) prévues à cet étage. On a pu ainsi conserver la concordance avec les niveaux de deux étages du bâtiment principal, qui ont 5 mètres de hauteur.

Pour le laboratoire d'essai des constructions du génie civil et le laboratoire de préparation des charbons et minerais et d'exploitation des mines, des surcharges de 1 250 kg/m² ont été prévues. Les portées atteignent 9^m20 et 7^m40 entre axes des colonnes. Il fallait, tout en assurant une très grande rigidité, réduire le plus possible les épaisseurs des planchers, sans colonnes dans l'intérieur des salles, ceci en vue de donner un espace utile maximum. La faible hauteur des étages rendait avantageux un gain de quelques décimètres en espace vertical disponible, pour l'emploi de machines assez hautes. L'usage de machines d'essai de précision rendait désirable une grande rigidité et l'absence de déformations croissant avec le temps. Les essais effectués sur l'ossature de l'Institut de Chimie et de Métallurgie [5] nous donnaient l'assurance que ces résultats pouvaient être obtenus par l'ossature métallique continue enrobée de béton.

La nouvelle ossature métallique a été établie selon le système de construction continue, mais

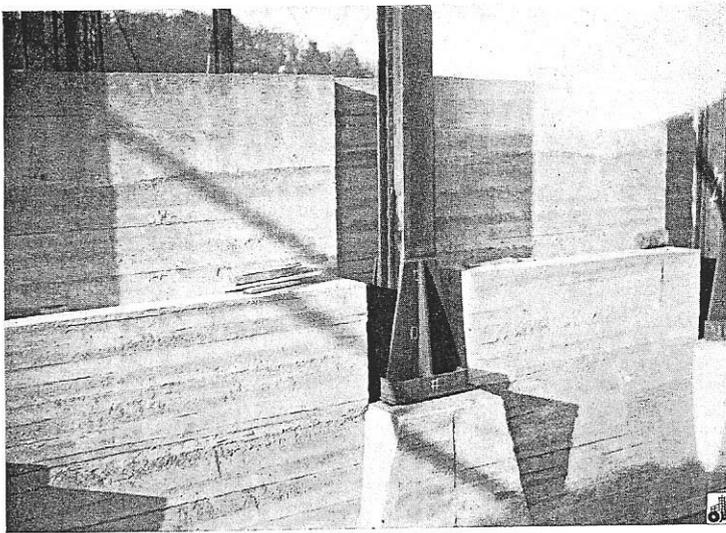


Fig. 750. Disposition d'une embase de colonne métallique.

avec assemblages entièrement soudés à l'arc électrique. Déjà pour la première charpente du Val-Benoît, j'avais envisagé l'emploi de la soudure électrique [2]. Mais j'avais préféré à cette époque ne pas prendre la responsabilité de cette étude et je m'étais borné à autoriser les soumissionnaires à présenter un contre-projet soudé s'inspirant du projet rivé. J'ai indiqué ailleurs [2] que le résultat fut négatif. J'en conclus qu'il fallait procéder à l'étude d'une charpente soudée par mes propres moyens, ce qui fut fait pour l'Institut du Génie civil. La faculté fut laissée aux soumissionnaires de présenter des contre-projets quelconques.

La plupart des firmes conservèrent le projet régulier et dix-neuf soumissions furent déposées, à des prix très intéressants. L'acier prévu était l'acier de construction prescrit par l'Etat belge, de 42 à 50 kg/mm² de résistance, 20 à 25 % d'allongement, dont la limite élastique est en général inférieure à 26 kg/mm². La S. A. d'Ougrée-Marihaye proposa, outre une offre normale, une

variante prévoyant l'emploi d'un acier spécial pour palplanches, ayant une résistance de 58 à 65 kg/mm² et un allongement de 18 à 20 %. Sa limite élastique dépasse 35 kg/mm² et sa résilience atteint 6 kgm/cm². La tension admissible a été portée de 14 kg/mm² à 20 kg/mm², d'où résultait un gain de poids très appréciable et une sensible diminution de prix. La forme et les dimensions générales de la charpente étaient conservées, de même que les nœuds d'assemblage, d'ailleurs réalisés, ainsi que les bases, en acier de 42/50 kg/mm², en vue d'éviter tout écrouissage par l'usinage. Pour le surplus, les poutrelles à larges ailes du projet original étaient remplacées par des poutrelles de profil normal renforcées de minces plats, assemblés aux ailes des poutrelles par des cordons de soudure discontinus.

Les colonnes complètes et les poutres pourvues de leurs nœuds ont été confectionnées en usine, puis assemblées entre elles sur le chantier. Deux méthodes différentes ont été employées à cet effet. Pour le laboratoire d'hydraulique, le même procédé de montage a été employé que pour l'Institut de Chimie et de Métallurgie [5]. Les colonnes ont été dressées sur leurs socles, puis les poutres ont été rapportées et soudées par leurs nœuds aux colonnes. Le joint avait été spécialement étudié à cette fin par la direction technique. Il n'y avait que des soudures d'angles verticales à exécuter. Grâce à l'emploi de cabines de soudage, la S. A. d'Ougrée-Marihaye exécuta ces soudures de montage à la perfection, en plein air et en l'air, malgré des conditions atmosphériques défavorables (en hiver et au bord d'un fleuve) (fig. 749).

Pour les deux blocs de laboratoires, formant deux complexes isolés et quasi identiques (1), la S. A. d'Ougrée-Marihaye a préféré souder à terre,

(1) La ferme II-1 est anormale et diffère de sa correspondante, la ferme II-4 (voir figure 748), par la suppression de la poutre inférieure de 9m20 de portée, réalisant le vide du grand laboratoire d'essais des constructions du génie civil.

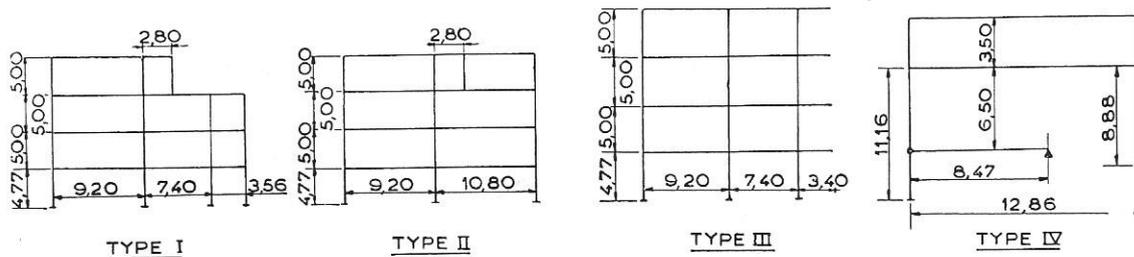


Fig. 751 à 754. Schémas indiquant les dimensions et les caractéristiques des quatre types de fermes.



couchées à plat, les grandes fermes à trois colonnes (fig. 747, p. 505). Après exécution des soudures de montage sur une face, chaque ferme a été consolidée par de fortes traverses en bois et retournée sur l'autre face au moyen d'un portique spécial de levage. Après soudage de la seconde face, chaque ferme a été dressée et posée en place au moyen du même portique (fig. 756). Les opérations de levage ont été effectuées avec une grande prudence, de manière à éviter les déformations. Elles ont été considérablement facilitées par la légèreté des fermes. Les linteaux et les entretoises ont ensuite été assemblés par soudure aux fermes, en vue de les solidariser. On a monté en général deux fermes à la fois sur le chantier, jusqu'à trois fermes vers la fin du travail. Le travail s'est effectué sans incidents notables et d'une manière exemplaire; le réglage a été satisfaisant. Le scellement s'est fait comme pour la première charpente [5], au mortier riche de ciment Portland.

La fondation des fermes était entièrement analogue à celle du premier institut [2], [5], [10], sur pieux Franki surmontés de dés rigides en béton armé. Elle a été exécutée sans aucune difficulté, le terrain étant meilleur qu'à l'endroit d'implantation de l'autre institut.

Les schémas des figures 751, 752, 753 et 754 indiquent les dimensions et les caractéristiques essentielles des quatre types de fermes utilisés. Toutes les fermes sont écartées entre elles de 4 mètres. La figure 750 montre la disposition d'une embase de colonne et la figure 755 celle d'un nœud à quatre branches. Comme dans la première charpente métallique du Val-Benoît, les éléments de tous les nœuds étaient rigoureusement identiques et interchangeables.

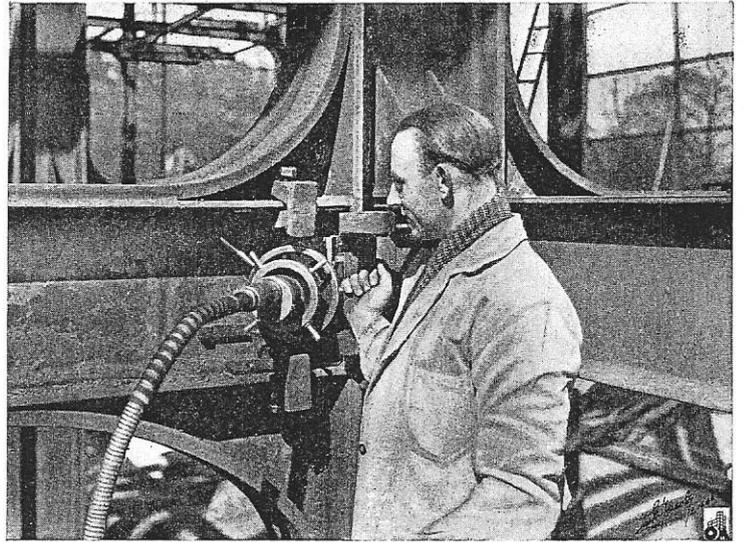


Photo G. Jacoby.

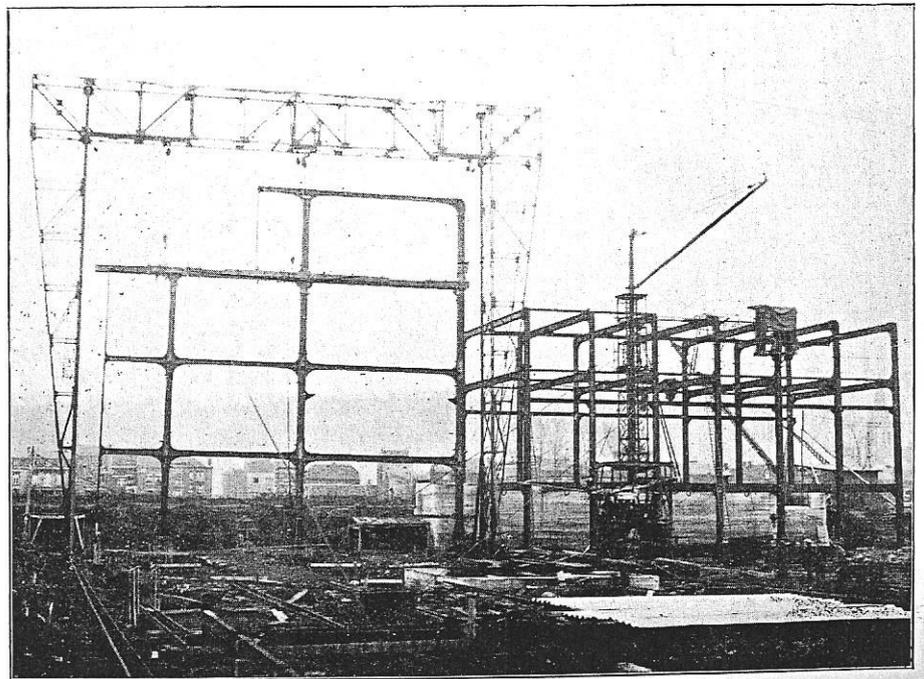
Fig. 755. Vue d'un nœud à quatre branches.

Sauf les goussets et les ailes courbes des nœuds, toute la charpente a été faite en acier à haute résistance. Les bases de colonnes sont particulièrement raidies et élancées. Comme dans la charpente rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, elles comportent une nervure sous le plateau d'assise, pour s'opposer au glissement. Elles ont aussi été simplement posées sur les blocs de fondation, sans tirants d'ancrage. Cette disposition a donné autant de satisfaction que pour l'ossature précitée. Elle a facilité la restauration, ainsi qu'il sera indiqué plus loin. Comme il a été noté précédemment, les plaques de base et les raidisseurs sont en acier 42-50.

Comme autre particularité des fermes, notons

Fig. 756. Mise en place d'un cadre métallique au moyen d'un portique spécial de levage.

Cliché Revue Universelle des Mines



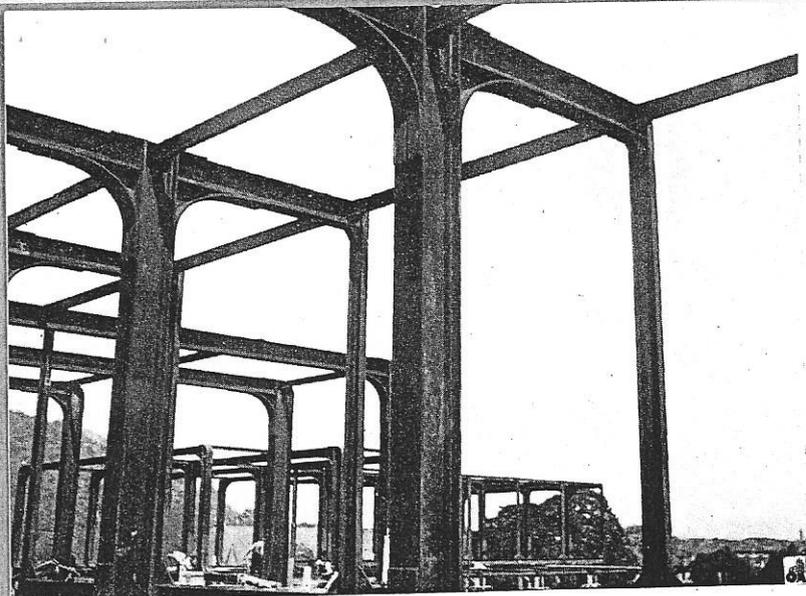


Fig. 757. Linteaux continus réunissant les extrémités des poutres en porte-à-faux. Les montants métalliques légers (visibles à droite) sont destinés à recevoir les châssis des vitrages et à retenir les maçonneries de remplissage.

que celles du type I, les plus nombreuses, n'ont qu'une colonne en façade extérieure; la façade vers la cour est suspendue à des poutres en encorbellement, ayant une portée de 3^m50 égale à la largeur des couloirs. Cette disposition diminue les ouvertures des cadres et améliore la sollicitation de la poutre et de la colonne contiguë à l'encorbellement. Les extrémités des diverses poutres en porte-à-faux sont réunies par des montants métalliques légers, destinés à recevoir les châssis des vitrages et à retenir les maçonneries de remplissage. Ces montants supportent à leurs extrémités inférieures des longrines qui servent de support à la partie inférieure de la façade. Aux niveaux des divers étages, des cours continus de linteaux métalliques réunissent de même les extrémités des porte-à-faux (fig. 757).

Ces dispositions ont contribué à l'économie de la charpente et à l'élégance de ses dimensions; elles ont permis des dispositions favorables des couloirs et des salles de collections; elles favorisent l'éclairage du côté des cours, qui sont de dimensions restreintes; enfin elles allègent l'architecture des façades vers les cours.

Les fermes en béton armé des autres ailes du bâtiment ont d'ailleurs reçu la même disposition.

Les nœuds rigides de la charpente continue ont été spécialement étudiés en vue de la soudure [7]. Ils ne comportent que des cordons d'angles latéraux assez légers et d'exécution facile, même au montage. A quinze d'ans d'intervalle, ce caractère pratique a été reconnu et a grandement facilité la restauration. Ces nœuds sont d'assez petites

dimensions. Le profil du gousset inférieur est elliptique; le gousset circulaire supérieur est plus petit, de manière à être entièrement enrobé dans le bétonnage sans surépaisseur.

Aux deux particularités voulues de l'ossature, d'être continue à nœuds rigides et entièrement soudée, est venue s'ajouter celle, imprévue, de l'emploi d'acier spécial carbone-manganèse-cuivre, à haute limite élastique et à haute résistance. La S. A. d'Ougrée-Marhay avait basé son initiative sur l'expérience qu'elle avait de la soudure de cet acier dans ses palplanches, lesquelles sont soumises à des actions dynamiques brutales, qui n'étaient pas à prévoir dans la charpente. D'autre part, la soudure avait été étudiée très soigneusement et avec grande prudence: les cordons étaient réduits au minimum, étaient de petites dimensions et presque tous latéraux. Néanmoins, l'emploi de l'acier 58-65 proposé fut subordonné à une étude de soudabilité, ce qui n'était guère usuel en 1932. J'ai exposé cela avec quelques détails [11] aux Journées de la Soudure de l'A. I. Lg. (18-19 février 1938), avant que l'accident du pont de Hasselt eût perturbé les esprits à ce sujet. La disposition que je crois la plus efficace à ce sujet est que les essais d'agrégation des soudeurs étaient effectués en utilisant l'acier spécial mis en œuvre dans la charpente. La décision d'approuver la proposition de la S. A. d'Ougrée-Marhay, qui a été prise dans l'intérêt de l'économie et de l'avancement de la technique, justifiée par les événements, a été fondée sur les éléments suivants:

1° Toutes les soudures principales sont des cordons d'angle latéraux de dimensions modérées, peu de cordons frontaux et accessoires seulement;

2° Les soudures principales sont aux nœuds et aux embases. Les éléments de ces points particuliers sont en acier 42-50. Les soudures principales réunissent donc en majeure partie des pièces en acier 42-50 et pour le reste, une pièce en acier 42-50 à une pièce en acier 58-65;

3° La soudure est réduite le plus possible. Les cordons sont d'exécution facile. Il n'y a pas de soudure au plafond. Les soudures les plus difficiles sont quelques soudures de montage verticales, relativement légères et, en fait, exécutées sans difficulté en l'air, en plein air et en hiver;

4° Des dispositions étaient prises pour une réception attentive des matériaux, une agrégation sérieuse des soudeurs et une surveillance permanente de l'exécution. L'expérience et la réputation de l'entrepreneur étaient d'ailleurs engagées par sa proposition. Toutes les garanties d'une bonne exécution paraissaient ainsi réunies, ce que l'expérience confirma.



La seule réserve à faire est la suivante. Le projet mis en adjudication prévoyait des profils à larges ailes, de telle sorte qu'il n'y avait pas de soudures dans les fermes en dehors des nœuds et des embases. L'adaptation de l'acier 58-65 se fit sans étude nouvelle de la charpente. sur la base de la substitution aux poutrelles à larges ailes de poutrelles du profil normal renforcées par de légers plats soudés aux ailes par des cordons latéraux discontinus. Cette disposition avait pour but de respecter autant que possible les dimensions extérieures du projet et de faire varier le moins possible les rapports des rigidités des poutres et des colonnes. Cela entraînait comme inconvénients :

1° L'emploi de colonnes et de poutres composées à assemblages soudés, au lieu de poutrelles laminées sans soudures;

2° Une exploitation partielle seulement des avantages de l'emploi d'acier spécial;

3° Les soudures discontinues des plats de renfort aux ailes. Une soudure continue, conforme à mes vœux, aurait exigé des cordons très minces. L'entrepreneur préférait des cordons discontinus de dimensions usuelles. Comme l'emploi des profils composés soudés constituait une proposition de l'entrepreneur, il était difficile de lui imposer une réalisation qui n'était pas conforme aux errements contemporains de la pratique. Les palanques étaient soudées par des cordons discontinus, qui résistaient couramment aux actions brutales du battage. Il était difficile de faire prévaloir sur ce fait d'expérience une vue qui paraissait théorique, anodine et empreinte de quelque singularité, eu égard à la dimension inusitée du cordon continu. Or, après les bombardements, on a trouvé beaucoup de plats décollés par rupture des cordons discontinus; cette avarie a été la plus fréquente. On ne peut pas en conclure que ces soudures constituaient un défaut, car elles étaient suffisantes pour assurer la sécurité voulue sous les sollicitations prévues et prévisibles. Une sollicitation imprévue et des plus brutales a seulement montré que ces cordons discontinus étaient des points plus faibles que le restant de l'ossature. Aussi la réparation a-t-elle été faite en utilisant des cordons continus minces pour l'assemblage des ailes aux poutrelles. Je n'en voudrais nullement inférer que les réparations sont plus résistantes que la charpente initiale.

Auscultation élastique de la ferme IV-4 en février 1933

J'ai choisi une ferme du type IV (laboratoire d'hydraulique) pour l'auscultation parce qu'il est

le plus simple et qu'il permet le calcul le plus sûr; par ailleurs les hauteurs inégales des colonnes et la dissymétrie qui en résultait donnent cependant au problème une grande généralité. La ferme IV-4 (fig. 748) se trouve au milieu d'un groupe de sept fermes identiques, reliées entre elles par de légères poutrelles formant linteaux et supports de ponts roulants ou palans. L'emplacement médian était tout indiqué pour éviter des déformations transversales. J'indiquerai plus loin les observations faites sur les éléments de liaison entre fermes et l'appréciation de leurs effets.

L'auscultation a pour but de déterminer expérimentalement le fonctionnement élastique de la ferme. J'entends par auscultation complète un relevé des tensions sur les fibres extrêmes du système, la sollicitation d'ensemble étant réalisée dans le plan de la ferme. Un spécialiste de la photo-élasticimétrie, le professeur C. G. J. Vreedenburgh (*De Ingenieur*, La Haye, n° du 15 juillet 1932), décrivant les installations de son laboratoire à l'École Polytechnique de Bandoeng (Indes néerlandaises), écrit que pour la plupart des études, il suffit de mesurer les tensions sur les tranches, parce que ce sont les plus fortes et les plus caractéristiques. Sur les modèles de photo-élasticimétrie, ce sont parfois aussi les plus difficiles à mesurer, notamment dans les angles et en certains points singuliers. Dans une auscultation élastique sur construction réelle, les tensions sur les fibres extrêmes sont les plus faciles à relever et sont effectivement les plus intéressantes pour toutes les poutres et colonnes; elles sont aussi les plus fortes. On a donc mesuré ces tensions pour tous les éléments droits de la ferme. Les nœuds ont fait l'objet de la même auscultation, très détaillée et, pour certains d'entre eux, on a en outre relevé des tensions sur les goussets, à l'intérieur de ceux-ci.

Les résultats d'une pareille auscultation sont directement comparables à ceux du calcul. D'un coup d'œil on peut, par un diagramme, apprécier le degré de concordance du calcul (c'est-à-dire des hypothèses) et de l'expérience (c'est-à-dire de la réalité), tant au point de vue qualitatif que quantitatif.

L'auscultation constitue en même temps une épreuve nouvelle et une démonstration du système de construction continue à nœuds rigides, dont l'intérêt est augmenté par l'emploi exclusif d'assemblages soudés et d'acier spécial de construction. Enfin, elle réalisait un essai de réception sévère et détaillé d'une forme de l'entreprise de la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

La définition du but de l'auscultation montre





Fig. 758. Vérin hydraulique utilisé pour l'application des efforts verticaux opposés aux milieux des deux poutres d'une ferme.

qu'il n'est nullement nécessaire ni utile que la mise en charge soit conforme à la réalité d'usage courant. Les charges usuelles sont en effet complexes, peu propices à l'expérience et à établir des conditions simples. Il est au contraire désirable que le cas de charge réalisé soit très bien défini et donne lieu à la fois à une expérience facile et précise et à des calculs simples et certains. Pour la première charpente du Val-Benoît, nous avons choisi deux charges verticales symétriques et égales [5], constituées de rails et de gueuses de fonte et suspendues par des palans. Ce dispositif s'est révélé encombrant, peu sûr (incertitude de poids), manœuvre lente et incommode (vibrations et chocs dérangeant les appareils). Pour ces raisons, la S. A. d'Ougrée-Marihaye a été priée de procurer, comme moyen de mise en charge, un vérin hydraulique assez puissant. Par l'action de ce vérin, des efforts verticaux opposés ont été appliqués simultanément aux milieux des deux poutres de la ferme (fig. 758), produisant une déformation importante par le moyen d'efforts

assez modérés, de 27,5 tonnes. Le cas de sollicitation est simple et facile à calculer. Le vérin a été équipé d'un poussard et de plateaux d'appuis, attachés par des étriers boulonnés aux deux poutres. Le dispositif de mise en charge était donc absolument sûr et peu encombrant. Une pompe à main assurait une mise en charge très progressive. Deux bons manomètres de contrôle tarés permettaient de connaître les efforts avec une grande précision. La mise en charge était très progressive et sans chocs, en outre rapide et facile. On a pu ainsi effectuer l'auscultation complète en moins de trois journées, interrompues d'ailleurs par les intempéries, y compris les place-

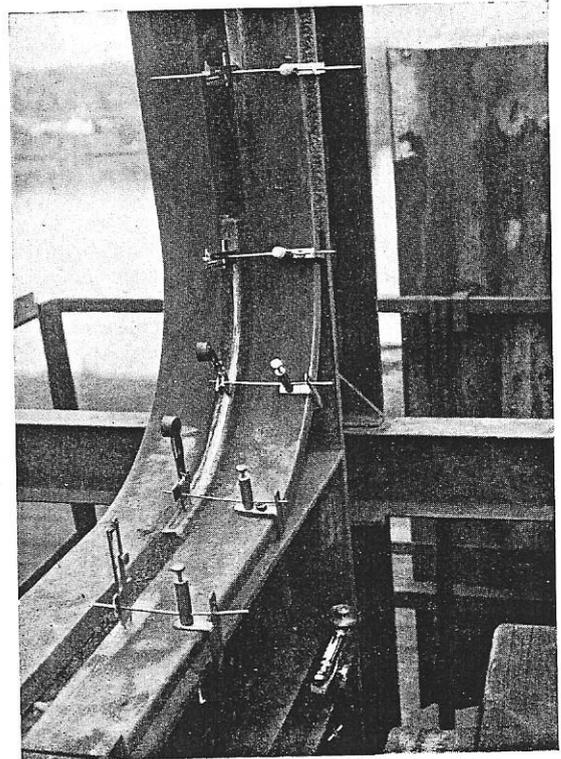


Fig. 759. Dispositif de fixation des extensomètres Huggenberger pour l'étude des nœuds de charpente.

ments et déplacements d'appareils. En outre, on a pu répéter les mises en charge un nombre suffisant de fois pour disposer d'au moins trois lectures concordantes pour chaque appareil. Les résultats de cette auscultation sont donc entièrement certains et contrôlés (ce qui ne diminue en rien le mérite des résultats plus pénibles des



auscultations de la charpente de l'Institut de Chimie-Métallurgie). On a relevé les tensions en 151 points de la ferme, dont 25 sur les poutres, 25 sur les colonnes, 50 sur les nœuds 1 et 1' et 51 sur les nœuds 2 et 2'. Le nombre de mises en charge à 27,5 tonnes a été considérable, ce qui fait que la ferme a été soumise à des charges assez fréquemment répétées. On a relevé des flèches en 8 points et des rotations en 6 points. Nous disposions du même matériel que précédemment [5], soit 12 extensomètres acoustiques Schaefer, 11 extensomètres Huggenberger, 4 fleximètres Zivy et 2 clinomètres Stoppani: Le chantier d'expérience étant monté dans de parfaites conditions, tous ces appareils ont donné complète satisfaction. Les télé-extensomètres Schaefer ont permis une auscultation parfaite des parties droites. Les extensomètres Huggenberger ont permis une étude détaillée des nœuds, grâce à un dispositif de fixation très simple et nouveau imaginé par MM. Dantinne et Sélezneff et construit par notre préparateur M. Kerfs (fig. 759). Les

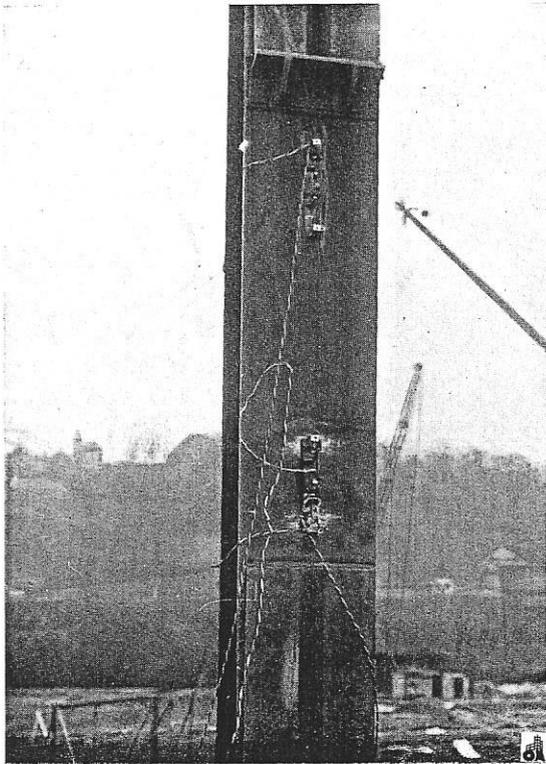


Fig. 761. Appareils utilisés pour l'étude des déformations des cadres.

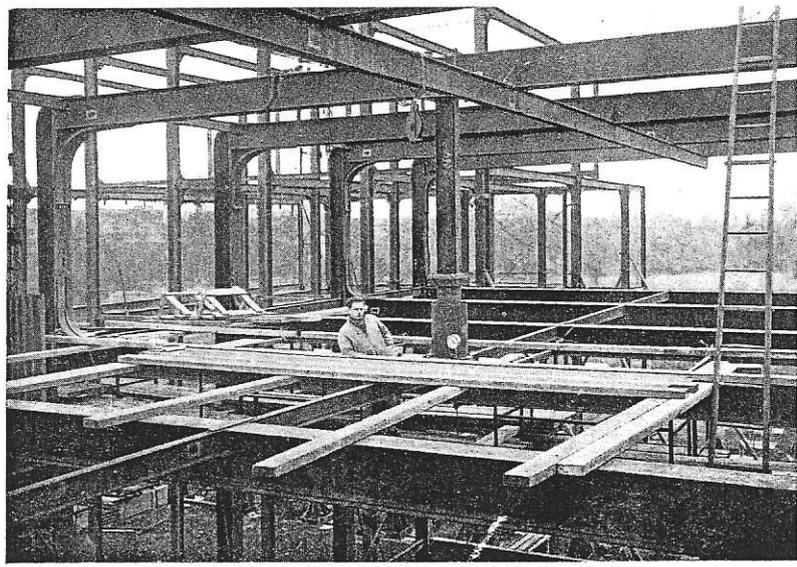


Fig. 760. Vue montrant la disposition du chantier expérimental et de certains appareils en place.

nœuds étaient facilement accessibles grâce aux cabines ayant servi à leur soudage; elles supportaient des bâches qui empêchaient le vent d'agir sur les aiguilles des appareils Huggenberger. Aussi ont-ils très bien fonctionné. L'expérience a donc été opérée dans les meilleures conditions possibles.

Les figures 760, 761, 762 montrent les dispositions du chantier expérimental et de certains appareils en place. La planche de la figure 764, page 517, indique les caractéristiques de la ferme, de la mise en charge et les diagrammes des tensions mesurées et des tensions calculées. Celles-ci ont été établies dans l'hypothèse usuelle considérant les poutres et colonnes comme prismatiques entre centres des nœuds et négligeant les renforcements des goussets. C'est la raison principale des discordances numériques entre les expériences et le calcul, ainsi que je l'ai montré déjà [5]. Mais les allures concordantes des diagrammes et les faibles écarts sont frappants. Il en est de même de l'allure rectiligne, déterminée par un grand nombre de points, des diagrammes des tensions mesurées. (Ceci prouve d'ailleurs aussi l'habileté et l'entraînement des opérateurs.) Comme dans les auscultations précédentes [5] et pour les mêmes raisons, on constate un déplacement des points d'inflexion vers l'intérieur des poutres, prouvant un encastrement réel plus grand que l'encastrement théorique. Les fatigues maxima mesurées ($13,14 \text{ kg/mm}^2$) sont inférieures de 7 % aux fatigues maxima calculées ($14,15 \text{ kg/mm}^2$).

Les tableaux suivants donnent la comparaison des flèches et des rotations des nœuds selon les mesures et selon le calcul.

| | Rotations mesurées | Rotations calculées | Différence en % |
|--------------|-----------------------|-----------------------|-----------------|
| ϕ^1 | $2770 \cdot 10^{-6}$ | $3525 \cdot 10^{-6}$ | 21,5 |
| $\phi^{1/1}$ | $-3547 \cdot 10^{-6}$ | $-4377 \cdot 10^{-6}$ | 19 |
| ϕ^2 | $-3215 \cdot 10^{-6}$ | $-3701 \cdot 10^{-6}$ | 13 |
| $\phi^{2/2}$ | $2936 \cdot 10^{-6}$ | $4326 \cdot 10^{-6}$ | 32 |
| ϕ^0 | $-496 \cdot 10^{-6}$ | 0 | — |
| $\phi^{0/0}$ | $473 \cdot 10^{-6}$ | 0 | — |

TABLEAU I
Rotations des nœuds mesurées et calculées

| | Flèches mesurées | Flèches calculées | Différence en % |
|----|------------------|-------------------|-----------------|
| 11 | 24,91 mm | 31,00 mm | 19,7 |
| 22 | 23,88 mm | 33,45 mm | 28,6 |

TABLEAU II
Flèches mesurées et calculées

Pour tenir compte approximativement des variations de profil des barres dans les régions nodales, on pourrait effectuer les calculs par la méthode du moment d'inertie moyen [1]. J'ai montré à propos de la charpente de l'Institut de Chimie et de Métallurgie que les rapports des coefficients de rigidité des diverses barres sont quasi inchangés. Il en est ainsi à plus forte raison pour la charpente de l'Institut du Génie civil, car les goussets y sont encore moins développés. Aussi, les valeurs des tensions calculées n'en seront-elles guère affectées. Seules, les déformations seront diminuées en raison inverse de l'augmentation générale de rigidité considérée et l'écart entre les nouvelles valeurs calculées et les valeurs mesurées diminuera. Ce point a été suffisamment établi dans l'étude relative à la charpente de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, je ne crois pas devoir y insister. D'une manière générale, je crois pouvoir abrégier le commentaire des nouveaux essais en renvoyant aux publications antérieures pour les éléments de discussion déjà élucidés.

Le calcul des moments fléchissants et des efforts longitudinaux à partir des tensions mesurées ne donne rien de plus caractéristique que les tensions mêmes [5].

Les rotations des embases des colonnes ont été perceptibles, comme l'établissent les valeurs inscrites au tableau précédent.

Les embases étaient scellées, c'est-à-dire en contact avec la fondation pour toute leur base, mais pour le reste entièrement libres et non ancrées.

Elles témoignent donc d'un léger défaut d'encastrement. Cela tient uniquement au mode de mise en charge, qui était le plus défavorable possible pour l'encastrement des embases. En effet, il y provoquait des moments fléchissants très appréciables, sans aucune réaction longitudinale correspondante. Il devait donc se développer des extensions dans la surface de contact, c'est-à-dire plus exactement, une rupture de contact. En pratique, les charges usuelles produiront des compressions appréciables et de faibles moments fléchissants, de telle sorte que le contact sera toujours assuré partout et que l'encastrement sera pratiquement réalisé.

L'écart sur l'encastrement des bases des colonnes est donc le seul reproche qu'on puisse faire aux conditions de l'expérience. Il a nécessairement réagi sur les tensions, mais dans une faible mesure, ainsi que le prouvent les calculs. Si l'on porte en compte les rotations mesurées des embases, les nouveaux résultats de calcul des tensions, des flèches et des rotations des nœuds diffèrent d'ailleurs davantage des résultats mesurés.

Les faibles rotations des embases dans les conditions de l'expérience prouvent la grande rigidité des embases, résultant d'ailleurs de leur constitution (fig. 750). Lorsque le vérin était en charge, sa course atteignait environ 5 cm; la déformation du cadre supérieur était nettement visible à l'œil nu. On n'a observé aucune flèche permanente et toutes les soudures sont restées absolument intactes, malgré les multiples mises en charge.

Tous les observateurs ont eu l'impression d'une épreuve sévère de la ferme, qui s'est comportée parfaitement et d'une manière totalement élastique.

Il est curieux que la flèche de la poutre supérieure soit moindre que celle de la poutre inférieure, alors que le calcul initial lui assignait une plus grande valeur. Cela est dû à la liaison réalisée avec les poutres supérieures des fermes voisines par le chemin de roulement du palan supérieur, rigidement soudé aux poutres des fermes par des goussets, ainsi que l'a montré la correction ci-après.

On a mesuré les flèches des poutres supérieures des deux fermes voisines. On a trouvé ce qui suit :

| | |
|---------------------------------------|----------|
| Ferme voisine, côté Liège | 1,820 mm |
| Ferme IV-4 | 23,88 mm |
| Ferme voisine, côté Seraing | 1,925 mm |

Au delà des deux fermes immédiatement voisines à droite et à gauche, on n'a plus décelé



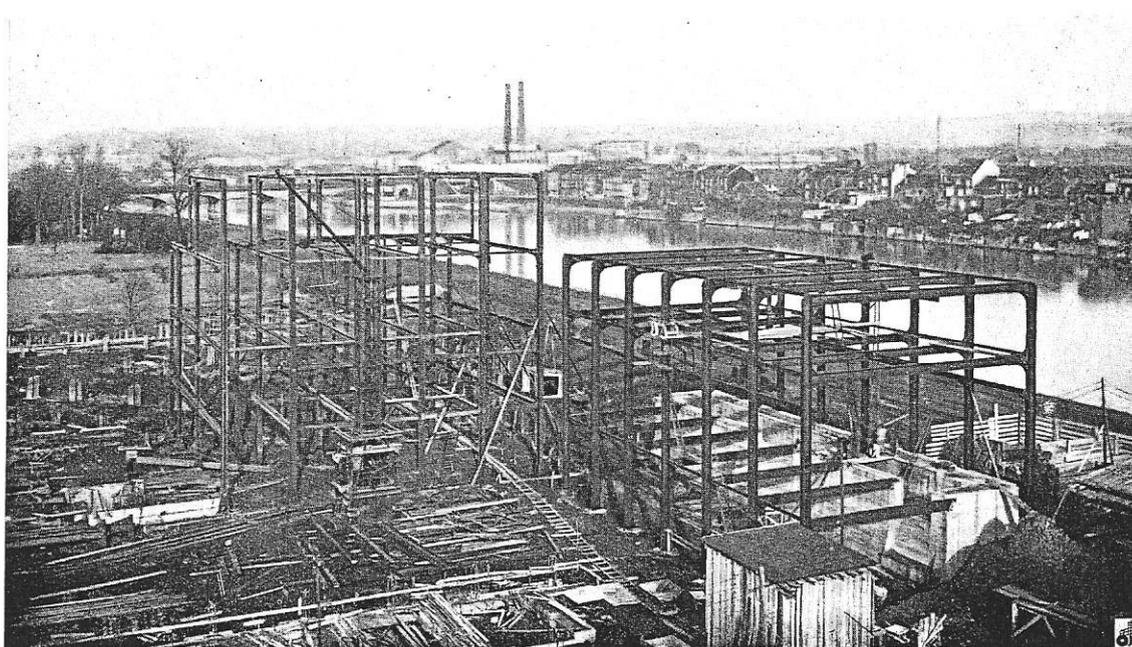


Fig. 762. Chantier des instituts universitaires du Val-Benoît.

d'influence très appréciable et on s'est borné à les considérer seules.

En admettant très grossièrement que les flèches soient proportionnelles aux charges, on peut estimer que les fermes voisines déchargent la poutre supérieure d'environ 13,5 %.

Il y correspondrait, au droit de l'attache des poutres de roulement du palan, une force de 3,75 tonnes ⁽¹⁾ agissant vers le bas sur la poutre supérieure 22'. D'où les écarts plus grands constatés par rapport au calcul pour la poutre supérieure et une explication partielle de ces écarts, en même temps qu'un exemple de l'influence de la continuité des longrines et de la soudure de leurs assemblages.

La planche de la figure 764, page 517, reproduit le diagramme corrigé des tensions calculées dans la poutre 22' en tenant compte de cette force de 3,75 tonnes. L'influence sur les tensions de la poutre 11' et des colonnes est négligeable. On voit que les nouvelles tensions calculées sont cette fois-ci inférieures aux tensions mesurées dans la zone des fatigues les plus élevées.

Cela provient vraisemblablement de ce que la décharge de 3,75 tonnes, grossièrement calculée, est exagérée. Ensuite, l'effet des charges concentrées est d'augmenter les tensions de flexion dans leur voisinage, ainsi qu'il résulte d'expériences que j'ai citées au Congrès international des Ponts et Charpentes à Paris en 1932. Enfin l'allure du diagramme des tensions mesurées

⁽¹⁾ Au lieu de 3,6 t comme il est marqué sur la planche de la figure 764.

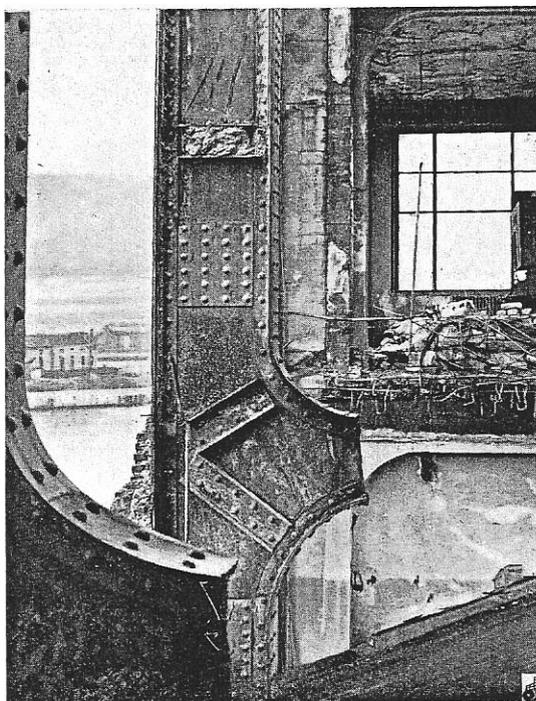


Photo G. Jacoby.

Fig. 763. Aspect d'un nœud de la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie après coupage des poutres, montrant une grande fissure dans le gousset partant d'un trou de rivet.

décèle incontestablement une perturbation dans la région de l'attache des poutrelles de roulement du palan, entraînant une augmentation locale des tensions, qui dépend d'ailleurs aussi des positions des appareils de mesure.

Bref, on peut conclure qu'au point de vue de la sécurité, il est désavantageux de faire la correction qui peut provenir de la continuité des longrines ou autres éléments transversaux. Il est non seulement plus simple, mais aussi plus sûr de ne pas en tenir compte, car les tensions réelles sont plus considérables que celles découlant du calcul perfectionné.

Je ne rendrai point compte ici des résultats des essais sur les nœuds 1, 1', 2 et 2'. Ils présentent surtout de l'intérêt au point de vue de l'étude des nœuds mêmes. Ils ont été réunis aux résultats des auscultations des autres types de nœuds de la charpente, dont l'ensemble a été publié ailleurs [7].

Les nœuds assurent une excellente transmission des efforts élastiques des poutres aux colonnes. La variation des tensions est progressive et, dans le dispositif d'essai adopté, les tensions relevées dans les nœuds sont partout inférieures à celles relevées vers les milieux des poutres.

On a observé 8,5 kg/mm² au maximum dans le nœud 1 et 12 kg/mm² au maximum dans le nœud 2'.

Les nœuds soudés remplissent donc parfaitement leur office.

Avant de conclure, faisons encore observer que les tensions relevées au moyen de l'appareil acoustique sur les poutres et les colonnes, mais principalement les premières, devraient subir une correction, du fait de la flexion⁽¹⁾. Cette correction est par excès, de telle sorte que les tensions mesurées subiraient encore une diminution d'ailleurs insignifiante. Dans ces conditions et comme il n'en résulterait qu'une amplification des résultats généraux mis en évidence, je crois pouvoir me borner à cette observation générale, qui accentue encore l'impression de sécurité ressortant des essais.

On peut déduire de cette auscultation les conclusions suivantes :

I. Les fermes métalliques continues à nœuds rigides ont un fonctionnement élastique conforme à celui que leur assigne la théorie;

II. Les écarts numériques entre les résultats des mesures et des calculs proviennent principalement des renforcements dus aux nœuds et, éventuellement, de la continuité partielle établie avec des fermes voisines par le gîtage;

(1) Voir F. CAMPUS et R. DANTINNE, *Le télé-extensomètre système Dr O. Schaefer* (Bulletin de la Société Royale Belge des Ingénieurs et des Industriels, n° 10, 1932).

III. Ces écarts peuvent être diminués en calculant par la méthode du moment d'inertie moyen. Cette complication n'est toutefois guère utile lorsque les nœuds sont aussi réduits qu'ils le sont dans la charpente de l'Institut du Génie civil;

IV. A ces écarts correspond un déplacement des points d'inflexion vers l'intérieur des poutres et une majoration du degré d'encastrement par rapport au calcul;

V. Les assemblages soudés se sont parfaitement comportés et ont permis la réalisation de nœuds idéalement rigides;

VI. Les fermes soudées n'ont malgré la répétition des efforts et une sollicitation sévère et imprévue, pris aucune déformation permanente appréciable. Leur fonctionnement a été parfaitement élastique;

VII. Les soudures ont subi les épreuves sans dommage. Les tensions calculées dans les soudures discontinues des plats aux ailes des poutrelles atteignaient 4,25 kg/mm². Les auscultations des nœuds, dont il a été rendu compte [7], ont montré que certaines soudures transmettaient effectivement des efforts considérables;

VIII. L'acier spécial s'est très bien comporté; il ne pouvait en être autrement;

IX. Il n'est pas recommandable de tenir compte, dans les calculs, de la continuité des gîtages lorsque cette action tend à décharger.

Ont participé aux essais :

MM. Dantinne, Sélezneff et Spronck, collaborateurs scientifiques du laboratoire d'essai des constructions du Génie civil et M. Kerfs, préparateurs du dit laboratoire.

MM. Perelman et Sternbach, ingénieurs à la Direction technique des Travaux et M. Bosly, secrétaire;

M. G. Moressée, ingénieur et M. Melotte, chef de chantier de la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

La S. A. d'Ougrée-Marihaye a favorisé les expériences par les moyens qu'elle a mis à ma disposition et un agencement très perfectionné des accès et du chantier expérimental.

M. l'ingénieur Perelman⁽¹⁾ avait dressé les plans de la ferme, M. Sélezneff a effectué les calculs de comparaison pour l'auscultation, collationné les résultats des essais et tracé les diagrammes.

Observations finales

Ainsi que je l'ai indiqué dans une autre publication [6], le poids de la charpente s'est élevé à 20,15 kg/m³ de volume bâti, en moyenne. Il est à remarquer que l'avantage de l'emploi de l'acier

(1) M. Perelman est décédé en 1947.



FERME IV

spécial n'est important que pour les grandes fermes. Pour les linteaux, longrines et autres éléments accessoires, qui ne constituent d'ailleurs qu'une faible part du poids total, l'acier ordinaire et les assemblages courants ne semblent pas devoir en pratique céder le pas. La continuité des longrines pourrait être assez facilement assurée par soudure, moyennant une faible diminution de poids. L'étude ultérieure de la charpente projetée pour le Laboratoire de Thermodynamique, selon les mêmes principes en envisageant dès l'origine l'acier 58-65, a permis de réduire le poids à 16,69 kg/m³ bâti.

Les facteurs de l'allégement sont la continuité, la soudure et l'acier spécial. De la comparaison des trois charpentes citées et des contre-propositions diverses présentées dans les adjudications, on peut déduire les ordres de grandeur suivants, avec des réserves qui s'imposent du fait que les termes de comparaison n'avaient pas tous la même origine et que leurs conditions d'établissement pouvaient donc différer.

1° La continuité entraîne une diminution pratique de plus de 50 % sur la hauteur des poutres et une diminution de poids de l'ordre de 15 % ou davantage;

2° La soudure entraîne une diminution de poids de l'ordre de 8 % par rapport à une charpente continue rivée;

3° L'acier spécial entraîne encore une diminution de poids de l'ordre de 10 % par rapport à une charpente continue soudée en acier ordinaire.

La cumulation des trois facteurs permet donc un allégement total de 30 % par rapport à une charpente ordinaire (non continue, rivée, en acier courant). Ces chiffres n'ont rien d'absolu. Ils s'appliquent surtout aux grandes fermes plutôt qu'aux linteaux, longrines et autres éléments accessoires et ils varient donc d'après les proportions de ces éléments dans le poids total. D'autres circonstances, telles que les portées et l'élévation, influent aussi en ce sens que l'avantage des dispositions perfectionnées croît avec ces facteurs. Enfin des facteurs personnels interviennent, dont il résulte éventuellement des avantages relatifs plus importants que ceux cités ci-dessus.

De ces divers facteurs d'allégement, celui de continuité est le plus important et le plus général. Il a des avantages indirects d'économie, car il permet d'augmenter les portées, de réduire le nombre des colonnes et de diminuer la hauteur

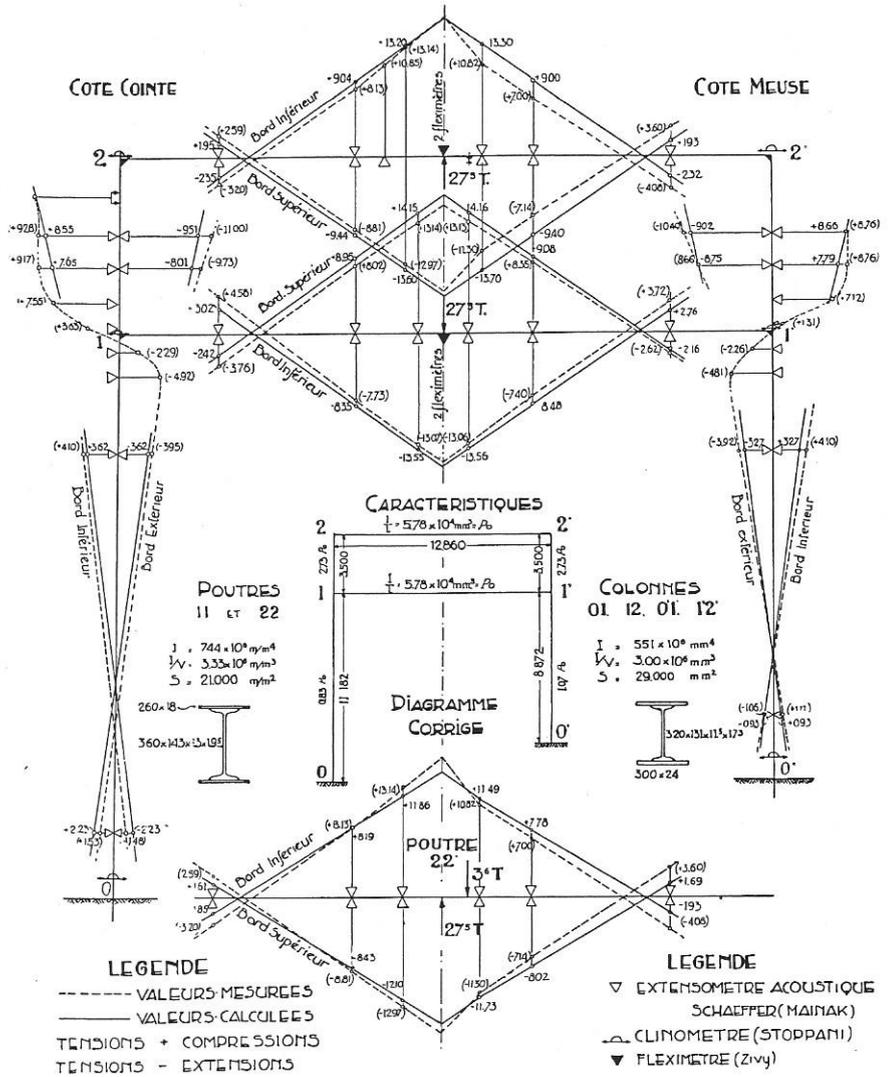


Fig. 764. Diagrammes des tensions calculées et mesurées de la ferme IV-4.

L'effort du vérin est de 3,75 t au lieu de la valeur indiquée de 3,6 t.

des poutres, ce qui entraîne une diminution du volume bâti et une plus grande utilisation de l'espace et du volume disponibles. L'acier à haute résistance vient en deuxième lieu et surtout pour les éléments importants. L'allégement dû à la soudure est très variable d'après l'importance des assemblages et peut être assez réduit si l'on s'in-

| | | Acier | |
|---|------|-------|-------|
| | | 58-65 | 42-50 |
| Limite élastique en kg/mm ² | min. | 33,6 | 26,3 |
| | max. | 38,5 | 28,4 |
| Tension de rupture en kg/mm ² | min. | 59,8 | 43,0 |
| | max. | 63,5 | 44,8 |
| Allongement moyen de rupture en % | min. | 19 | 23,3 |
| | max. | 25,7 | 30,0 |
| Résilience en kgm/cm ² | min. | 5,87 | — |
| | max. | 6,98 | — |
| Pliage au naturel | | bon | bon |
| Pliage après trempe | | — | bon |

TABLEAU III
Caractéristiques des aciers de 1932-1933

génie, par des dispositions bien étudiées, à alléger le plus possible les constructions rivées. J'ai déjà indiqué [6] que la charpente continue en acier spécial étudiée pour la Laboratoire de Thermodynamique en vue de la soudure a finalement été rivée, avec une augmentation de poids de 4 % environ [7]. Cela provient de la réduction à l'extrême des éléments d'assemblage dans ces charpentes en raison de l'emploi développé de poutrelles laminées, sans renforts. Les colonnes qui constituent une part importante du poids, sont principalement comprimées et ne sont pas déformées par la rivure. Quant aux poutres, une conformation bien étudiée des nœuds permet d'éviter le déformement des poutres en reportant les rivures dans les régions voisines des points d'inflexion.

J'ai éprouvé un vif intérêt à établir cette relation dont la majeure partie reproduit le texte de brouillons rédigés il y a environ quinze ans. Je n'ai pas éprouvé l'impression qu'ils avaient vieilli surtout après les constatations faites sur

TABLEAU IV
Caractéristiques des aciers de 1945-1946

| | | Acier | |
|---|------|-------|-------|
| | | 56-65 | 42-50 |
| Limite élastique en kg/mm ² | min. | 37,5 | 33,1 |
| | max. | 40,7 | |
| Tension de rupture en kg/mm ² | min. | 54,0 | 46,9 |
| | max. | 59,5 | |
| Allongement moyen de rupture (en %) | min. | 19,1 | 24,6 |
| | max. | 23,3 | |
| Résilience au naturel en kgm/cm ² | min. | 13,9 | 10,9 |
| | max. | 17,7 | 11,3 |
| Résilience après vieillissement en kgm/cm ² | min. | 10,3 | 11,1 |
| | max. | 11,6 | |
| Pliage au naturel | | bon | bon |
| Pliage après trempe | | bon | bon |
| Ségrégation | | néant | néant |

les dégâts causés à la charpente par les bombardements et l'expérience de la restauration, à laquelle j'ai été personnellement étranger, mais qui a conduit ceux qui l'ont réalisée à apprécier favorablement les dispositions générales et de détail de la charpente. Sans doute, s'il fallait en établir le projet avec le bénéfice de l'expérience actuelle, y apporterais-je d'insignifiantes modifications : poutres laminées d'un seul tenant ou en cas de profils composés, soudures latérales continues; légère modification du profil courbe des nœuds, dans le sens d'une réduction des goussets [7]. Seulement, il y a la question de l'acier qui a entretemps subi des avatars dont la restauration de la charpente de l'Institut du Génie civil établit bien le caractère irrationnel. Mon intervention personnelle dans cette restauration s'est bornée à ceci : le directeur général des bâtiments civils du Ministère des Travaux publics m'a prié, en mai 1945, de l'accompagner dans une visite d'inspection des instituts universitaires sinistrés du Val-Benoît, en vue de lui donner mon avis bénévole sur les possibilités de restauration et sur les dispositions à prendre. J'établis la possibilité de reconstruction aussi bien des ossatures en béton armé que des charpentes métalliques. Je préconisai la reconstruction selon les plans primitifs, ce qui fut admis. Enfin, je préconisai de faire effectuer les travaux de reconstruction des ossatures par les entrepreneurs qui les avaient exécutées. Ce conseil fut suivi en ce qui concerne les charpentes métalliques. La S. A. d'Ougrée-Marihaye fut donc chargée de réparer la charpente qu'elle avait construite.

Celle-ci était constituée de l'acier que la Société avait proposé elle-même. A ma connaissance, elle n'avait éprouvé aucune difficulté dans l'exécution et elle n'avait reçu aucun reproche officiel ou autre à ce sujet. Les constatations faites après les bombardements avaient établi la bonne tenue de la charpente sous une sollicitation d'une brutalité tout à fait exceptionnelle et imprévue. Cependant, sous l'empire de tendances entrées en vigueur depuis 1938, la Société a tout d'abord fait des réserves au sujet de l'emploi d'acier spécial pour la reconstruction et ne s'y est finalement résolue que moyennant l'emploi d'un acier particulièrement élaboré. Les tableaux III et IV résumement les caractéristiques des aciers de 1932 et de ceux de 1945.

Les aciers de 1945-1946 étaient donc d'une très grande propreté et remarquablement élaborés. mais le 56-65 atteignait à peine la nuance, ce qui n'avait pas d'importance eu égard à la haute valeur de la limite élastique. On ne peut qu'applaudir à l'emploi d'aussi bons aciers, mais cela n'enlève rien, à mon avis, aux mérites de la



charpente de 1932-1933, qui relèvent plutôt de l'art du constructeur que de la qualité de l'acier.

Dégâts à l'ossature métallique de l'Institut de Chimie et de Métallurgie

Une monographie détaillée de cette charpente a été publiée en 1933 [5]. Elle est continue, en acier 42-50 et rivée. Elle a été moins détruite que celle de l'Institut du Génie civil, ayant été moins touchée par les bombes. Il n'y a eu de dégâts qu'aux poutres, d'une gravité comparable à celle de l'ossature soudée de l'Institut du Génie civil. La charpente s'est d'ailleurs aussi bien comportée. A signaler (fig. 763) une importante fissure dans un nœud, partant d'un trou de rivet, et la déformation considérable (fig. 765) d'une poutre touchée de plein fouet par une bombe qu'elle a fait ricocher (ferme A 6, fig. 747, p. 505) [5].

La réparation a été faite en acier 42-50, avec assemblages rivés, par les soins de la S. A. d'Ougrée-Marihaye. La S. A. d'Enghien Saint-Eloi qui avait construit la charpente avait décliné la réparation, en raison de l'éloignement, de la faible importance du travail et des circonstances difficiles de l'époque. Il est à noter que pour la réparation de cette ossature entièrement rivée, on a eu recours à une application très partielle de la soudure.

Effet de l'enrobage en béton des charpentes

Les deux charpentes métalliques de l'Institut du Génie civil et de l'Institut de Chimie et de Métallurgie sont enrobées de béton [5 et 10]. Cet enrobage s'est très bien comporté malgré sa faible épaisseur. L'adhérence s'est révélée parfaite, à tel point que lors du décapage en vue des réparations, il a été difficile d'enlever les dernières pellicules de mortier. Cette adhérence était favorisée par une très légère armature pour la charpente soudée tout à fait lisse de l'Institut du Génie civil et rien que par les saillies des têtes de rivets pour la charpente rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie. Le béton d'enrobage était un béton bien composé mais formé de matériaux médiocres : 800 litres de gravier de Meuse 10/30, 350 litres de sable de Meuse graveleux, 100 litres de laitier granulé broyé et 350 kg de ciment de laitier spécial. Il avait été mis en œuvre assez mou, pour assurer un bon enrobage. Le résultat a été excellent et lors de la restauration, il est apparu que ce béton était très résistant. Un enrobage bien exécuté n'exige donc pas d'armatures de liaison.

Selon mes observations, la charpente métallique enrobée résiste mieux aux effets des bombardements et du souffle que la charpente métal-

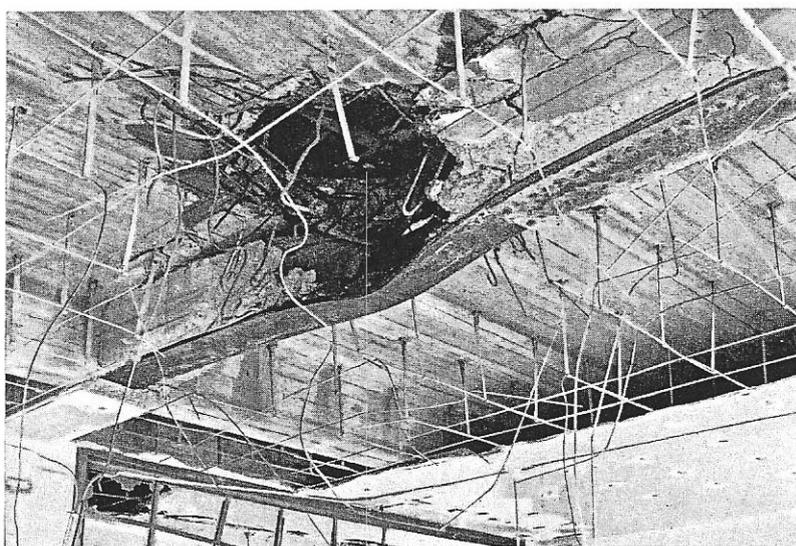


Fig. 765. Déformation d'une poutre touchée de plein fouet par une bombe qu'elle a fait ricocher.

lique nue. Elle résiste mieux aussi que le béton armé, à cause de sa faculté de résister à la flexion en tous sens, alors que la plupart des éléments résistants d'une ossature de bâtiment en béton armé sont conditionnés pour résister à la flexion seulement sous l'effet des charges verticales agissant de haut en bas, tandis que les effets de pressions considérables des explosions s'exercent en sens inverse. Il en est résulté dans les ossatures en béton armé des deux autres ailes de l'Institut du Génie civil des destructions plus importantes et des fissurations très étendues et affectant, par continuité, des colonnes et des poutres éloignées des centres d'explosions. F. C.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] F. CAMPUS, L. LEMAIRE et A. SPOLIANSKY, *Mémoire sur les grattes-ciel à carcasse métallique (Congrès international de la construction métallique, Liège, 1930)*.
- [2] F. CAMPUS, *La conception technique de l'Institut de chimie et de métallurgie de l'Université de Liège au Val-Benoît* (Conférence du 21 mars 1931 publiée dans l'Annuaire de l'A. I. Lg., 3^e et 4^e trimestres de 1931).
- [3] F. CAMPUS, *Application des principes de la continuité aux charpentes métalliques*. Communication du 26 juillet 1932 à la 52^e session de l'A.F.A.S. à Bruxelles.
- [4] F. CAMPUS, *Etudes et essais relatifs aux nœuds de charpente* (Revue universelle des Mines, 1^{er} et 15 janvier, 1^{er} février 1933).
- [5] F. CAMPUS, *Les charpentes métalliques de l'Institut de chimie et de métallurgie de l'Université de Liège au Val-Benoît* (R. U. M., 1^{er} et 15 mars, 15 avril 1933).
- [6] F. CAMPUS, *Les charpentes métalliques continues* (Deuxième Congrès national des Sciences, Bruxelles, 1935).
- [7] F. CAMPUS, *Nœuds rigides de charpentes métalliques continues* (Deuxième Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes, Berlin, 1936. Publication préliminaire).
- [8] F. CAMPUS et A. SPOLIANSKY, *Progrès réalisés en Belgique de 1932 à 1936 dans les applications de l'acier à la construction des ponts et charpentes* (Idem. Publication préliminaire).
- [9] F. CAMPUS, *Contrôle de la qualité des soudures* (Idem. Publication finale).
- [10] F. CAMPUS, *Les Instituts de la Faculté des Sciences appliquées de l'Université de Liège au Val-Benoît. La direction technique* (R. U. M., février 1938).
- [11] F. CAMPUS, *Le contrôle des constructions soudées* (R. U. M., juin 1938).

