Essai de voilement sur deux poutres à membrures et raidisseurs tubulaires

Autor(en): **Massonnet, Ch. / Mas, E. / Maus, H.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **22 (1962)**

PDF erstellt am: **30.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-18809

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Essais de voilement sur deux poutres à membrures et raidisseurs tubulaires

Beulversuche an zwei Trägern mit kastenförmigen Gurtungen und Aussteifungen

Buckling Tests on two Plate Girders with Tubular Flanges and Stiffeners

CH. MASSONNET
Professeur à l'Université de Liège

E. MAS
Ingénieur Chargé de Recherches à la C.E.C.M.

H. MAUS
Assistant à l'Université de Liège

Chapitre 1. Généralités

1.1. Introduction

Dans les poutres à âme pleine classiques dont les membrures sont formées de plats, la mise hors service se produit toujours par flambement de la semelle comprimée, couplé avec le voilement du panneau d'âme correspondant; cette instabilité limite le coefficient d'utilisation du métal $U = M_{exp}^{max} / M_{théorique}^{ruine}$ à des valeurs de l'ordre de 0,90 lorsque les raidisseurs ont la rigidité théorique γ^* et de l'ordre de 1,25 lorsqu'ils sont suffisamment rigides pour rester rectilignes jusqu'aux environs de la charge de ruine [1].

En augmentant la raideur propre de la membrure comprimée par l'emploi d'un profil tubulaire, on peut espérer relever sa stabilité et par conséquent, la charge ultime de la poutre.

Cette membrure constitue, d'autre part, un encastrement accru pour l'âme, dont la hauteur libre est, de plus, réduite; ces avantages combinés avec l'emploi de raidisseurs tubulaires, qui augmentent considérablement l'encastrement des panneaux d'âme, conduisent à accroître la charge critique de voilement de cette âme.

L'idée originale de réaliser une poutre à membrures tubulaires semble due au professeur Dörnen [2]. L'un de nous l'a discutée dans deux publications antérieures [3], [4].

Cependant, l'exploitation pratique de cette idée était impossible tant que

l'on ne disposait pas de résultats numériques déduits d'une théorie du voilement des plaques encastrées sur leurs bords et munies de raidisseurs tubulaires. Une telle théorie a été développée par un des auteurs [5]. Elle a ensuite été étendue aux plaques orthotropes et appliquée numériquement à l'aide de la calculatrice électronique du Centre Interdisciplinaire de Calcul de l'Université de Liège [6].

Ce sont ces résultats numériques qui nous ont permis de dimensionner nos poutres d'essai.

Nous avons essayé tout d'abord une poutre préliminaire de 7,200 m de portée, sollicitée par un effort appliqué à mi-distance entre les appuis. Les semelles de cette poutre sont des caissons triangulaires constitués d'une cornière et d'un plat; les raidisseurs consistent en deux demi-tubes cylindriques soudés de part et d'autre de l'âme.

L'essai ayant donné satisfaction, on a alors construit et essayé une poutre de 18,00 m de portée dont les membrures en caisson sont constituées d'un plat et d'un profil oméga ⌒ en tôle pliée de 4 mm d'épaisseur.

Les raidisseurs consistent en deux fers ⊔ en tôle pliée soudés de part et d'autre de l'âme et formant un tube carré.

La ruine de cette poutre s'étant produite dans la partie centrale soumise à flexion pure, il a été décidé d'enlever cette partie et d'abouter les deux extrémités.

Les semelles furent soudées bout à bout et les âmes soudées par cordons d'angle à un plat intercalaire glissé entre ces dernières et les semelles. D'autre part, l'inertie des deux panneaux centraux de cette nouvelle poutre fut augmentée d'environ 40 pour cent par soudage d'un plat de 150×12 mm sur chacune des semelles.

La sollicitation de cette troisième poutre a été choisie de manière que les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants soient identiques à ceux réalisés, aux mêmes endroits, dans la poutre précédente. On a, de cette façon, pu obtenir des résultats sur l'ensemble des panneaux de la grande poutre expérimentale.

Le présent mémoire a pour but de décrire les trois essais schématisés ci-dessus et d'en tirer des conclusions pratiques.

1.2. Notations utilisées

On utilisera systématiquement les notations générales suivantes (fig. 1.1):

a largeur d'un panneau d'âme,
b hauteur d'un panneau d'âme,
$\alpha = a/b$ rapport des côtés de ce panneau,
e épaisseur d'un panneau,
E module de Young,
η coefficient de Poisson,

$D = \frac{E e^3}{12(1-\eta^2)}$ rigidité de la plaque,

σ tension maximum de flexion dans l'âme $\left(\sigma = \frac{M b}{2 I_{poutre}}\right)$,

τ tension (supposée uniforme) de cisaillement dans l'âme $\left(\tau = \frac{T}{b e}\right)$.

Pour chaque panneau, ces deux tensions sont calculées pour la section droite médiane du panneau,

$\xi = \frac{\tau}{\sigma}$ rapport de ces tensions,

$\sigma_e = \frac{\pi^2 D}{b^2 e} = 18.980 \left(\frac{e}{b}\right)^2$ kg/mm²: tension de référence d'Euler,

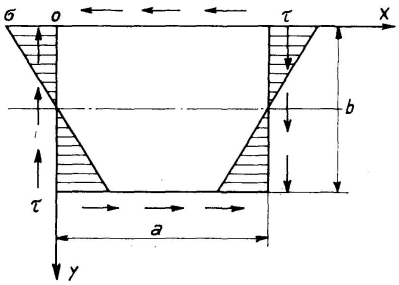


Fig. 1.1.

P_{cr}^{th} valeur de la charge de référence appliquée à la poutre qui correspond, dans le panneau considéré, à une combinaison des tensions σ_{cr}, τ_{cr}, provoquant le voilement dans l'hypothèse où le panneau est parfaitement encastré sur ses bords horizontaux,

I moment d'inertie d'un raidisseur d'âme pour la flexion normale au plan de l'âme,

$\gamma = \frac{E I}{b D}$ rigidité flexionnelle relative d'un raidisseur,

γ^* rigidité flexionnelle optimum, c'est-à-dire valeur minimum de γ pour laquelle le raidisseur reste rectiligne au cours du voilement du panneau,

C rigidité torsionnelle d'un raidisseur,

$\theta = \frac{C}{b D}$ rigidité torsionnelle relative d'un raidisseur,

θ^* rigidité torsionnelle optimum, c'est-à-dire valeur minimum de θ pour laquelle le raidisseur (de rigidité flexionnelle γ fixée) reste rectiligne au cours du voilement du panneau,

e^* épaisseur fictive de l'âme intervenant dans le calcul des raidisseurs verticaux (cf. § 1.3.2).

1.3. Principes de base pour le dimensionnement de l'âme et des raidisseurs

1.3.1. Nous conservons dans le présent mémoire le point de vue adopté dans nos études antérieures, qui peut se résumer comme suit:

1. dimensionnement des raidisseurs de façon qu'ils restent pratiquement rigides jusqu'au voisinage de la charge de ruine;
2. dimensionnement des panneaux d'âme assurant en service une sécurité déterminée vis-à-vis de leur voilement.

Il a été amplement démontré par nos expériences antérieures [1] que des raidisseurs de rigidité γ^* plient dès le début de la mise en charge et sont incapables de former la ligne nodale qui est requise pour pouvoir dimensionner au voilement des panneaux d'âme supposés séparés les uns des autres. Ce fait est dû à ce que âme et raidisseurs présentent des défectuosités initiales.

CERADINI [7] a étudié le comportement de raidisseurs légèrement courbes dans le cadre de la théorie linéaire du voilement et montré que, pour limiter leurs tensions maxima de flexion en service, il fallait multiplier leur rigidité optimum théorique γ par un coefficient au moins égal à 3. Cette étude apporte une justification théorique à posteriori aux valeurs $k=3$ à 7 que nous avions proposés à la suite de nos essais [1].

Dans l'étude actuelle, nous avons dimensionné les raidisseurs, en multipliant à la fois leurs rigidités flexionnelle et torsionnelle relatives γ^* et θ^* par le coefficient

$k=2{,}63$ et 3 pour les raidisseurs horizontaux médians,
$k=4$..... au tiers et au quart,
$k=6$..... verticaux non chargés

dans le cas de la poutre de 7,200 m,

et $2{,}46<k<4{,}42$ pour les raidisseurs horizontaux médians,
$3{,}26<k<3{,}94$ pour les raidisseurs horizontaux au tiers,
$4{,}10<k<5{,}01$ pour les raidisseurs horizontaux au quart,
$4{,}06<k<6{,}77$ pour les raidisseurs horizontaux à 0,21,
$6{,}27<k<8{,}40$ pour les raidisseurs verticaux.

La détermination des valeurs γ^* et θ^* est immédiate pour la poutre de 7,200 m qui possède des raidisseurs à section circulaire. En effet, ces raidisseurs correspondent à $\theta/\gamma=0{,}781$ et les calculs publiés en [6] ont été précisément effectués pour cette valeur de θ/γ.

Par contre, les raidisseurs de la poutre de 18 m ont la forme de tubes carrés, correspondant à la valeur $\theta/\gamma=0{,}586$. Les valeurs de k_σ et de k_τ correspondant à de tels raidisseurs ont été obtenues par interpolation linéaire à partir des valeurs données à la référence [6] pour les valeurs $\theta/\gamma=0$ et 0,781.

En ce qui concerne la sécurité des panneaux d'âme au voilement, nous avons adopté la valeur $s=1{,}2$ vis-à-vis des tensions critiques théoriques.

Nous aurions désiré calculer ces tensions dans l'hypothèse d'un panneau parfaitement encastré sur ses quatre bords. Malheureusement, les calculs dont nous disposions [6] ne donnaient les coefficients k_σ que dans le cas d'un panneau encastré sur deux bords parallèles et simplement appuyé sur les deux autres, tandis que les coefficients k_τ étaient connus pour le panneau encastré sur tout son pourtour.

Cela étant, nous avons décidé d'utiliser ensemble ces coefficients k_σ et k_τ malgré l'hétérogénéité des conditions d'appui correspondantes. L'erreur par défaut commise sur k_σ est toujours inférieure à 15 pour cent et l'erreur par

défaut sur la sécurité au voilement déterminée par la formule (2) est évidemment moindre encore.

Nous proposions antérieurement, pour les panneaux de poutres en double té de forme classique, des coefficients $s = 1{,}15$ vis-à-vis du voilement par flexion et $s = 1{,}35$ vis-à-vis du voilement par cisaillement, les tensions critiques étant calculées dans l'hypothèse classique de panneaux simplement appuyés sur leurs quatre bords.

Si l'on veut bien noter que l'encastrement des panneaux des nouvelles poutres n'est jamais parfait, tandis que les panneaux des poutres classiques antérieures bénéficiaient d'un encastrement élastique non négligeable sur les semelles, on constatera que le coefficient de sécurité a été abaissé, dans la nouvelle série d'essais, d'environ 15 pour cent.

Connaissant par notre étude théorique [6] les tensions critiques de voilement d'un panneau dans la sollicitation par flexion pure $\sigma_{cr}^0 = k_\sigma \sigma_e$ et dans la sollicitation par cisaillement pur $\tau_{cr}^0 = k_\tau \sigma_e$, on déduit le couple de valeurs $\sigma_{cr} = s\,\sigma$, $\tau_{cr} = s\,\tau$ qui, agissant ensemble, provoquent le voilement du panneau, de la loi d'interaction

$$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^0}\right)^2 = 1. \tag{1}$$

Le coefficient de sécurité au voilement que présente le panneau soumis aux sollicitations de service (σ, τ) se déduit de (1) en remplaçant σ_{cr}^0, τ_{cr}^0, σ_{cr} et τ_{cr} par leurs expressions ci-dessus; il vaut:

$$s = \frac{\sigma_e}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2}}. \tag{2}$$

Cette expression n'est cependant valable que si le voilement se produit en régime élastique, c'est-à-dire si la tension de comparaison critique idéale

$$\sigma_{ccr}^i = \sqrt{\sigma_{cr}^2 + 3\,\tau_{cr}^2} \tag{3}$$

mesurant le danger de plastification au moment du voilement, ne dépasse pas la limite de proportionnalité du matériau R_p.

Si, au contraire, on a $\sigma_{ccr}^i > R_p$ et que par conséquent le voilement se produit dans le domaine plastique, nous proposons de perfectionner la technique antérieure en prenant comme coefficient de réduction de la tension de comparaison critique idéale σ_{ccr}^i la valeur $\sqrt{\frac{E\,t}{E}}$ et non pas $\frac{E\,t}{E}$ comme dans nos publications précédentes [cf. p. ex. [3], p. 1065]. Ce choix du coefficient de réduction est justifié par les résultats expérimentaux obtenus au Laboratoire des Structures du N.A.C.A. sur des plaques en duralumin [8].

Notons, enfin, que nos calculs théoriques [6] n'ayant été exécutés que pour des raidisseurs horizontaux placés à $0{,}21\,b$, $0{,}25\,b$ et $0{,}333\,b$, on a dû déterminer la valeur de γ^* relative à un raidisseur médian par la méthode indirecte ci-après: On cherche d'abord, dans le cas de plaques appuyées, la relation existant

entre les γ_τ^* relatifs à un (fig. 1.2a) et trois (fig. 1.2b) raidisseurs verticaux. On trouve par exemple $\gamma_1^* = 0{,}746\,\gamma_3^*$. On calcule ensuite la valeur du γ_τ^* pour trois raidisseurs verticaux dans le cas d'une plaque encastrée sur ses quatre bords (fig. 1.2d) et, en admettant la même relation que ci-dessus entre γ_1^* et γ_3^*, on détermine la valeur du γ_τ^* relative (fig. 1.2c) à 1 raidisseur vertical placé sur une plaque encastrée. On peut ensuite, en tournant le panneau de 90° et en faisant les substitutions $a \to b$, $b \to a$, obtenir la valeur de γ_τ^* relative à un raidisseur horizontal médian.

1.3.2. Signalons encore un perfectionnement apporté au dimensionnement des raidisseurs verticaux non chargés par rapport à notre publication antérieure [1]. Nous considérons nos poutres d'essai comme des modèles réduits de poutres de grands ponts à âme pleine. Ces poutres possèdent, au droit de l'attache de chaque entretoise, un raidisseur ultra rigide. Dans les deux poutres d'essai, nous avons supposé ces raidisseurs distants de 3,60 m.

Le problème consiste alors à raidir convenablement des panneaux d'âme d'un mètre de haut et de 3,60 m de large. Supposons, pour fixer les idées, que l'on adopte le raidissage représenté à la fig. 1.3.

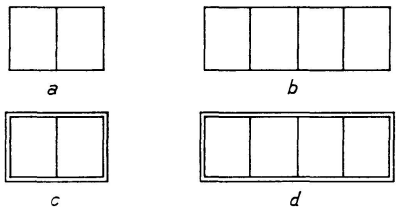


Fig. 1.2.

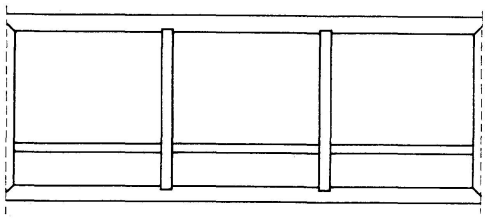


Fig. 1.3.

Notons d'abord que les valeurs de γ^* et θ^* pour une telle combinaison de raidisseurs verticaux et horizontaux ne sont pas connues.

Cela étant, on peut dimensionner les raidisseurs horizontaux en supposant les raidisseurs verticaux rigides et en utilisant les résultats numériques publiés en [6]. Par contre, il n'est pas admissible de dimensionner les raidisseurs verticaux en faisant abstraction de la présence des raidisseurs horizontaux, car ceux-ci appliquent aux raidisseurs verticaux des efforts de déviation (Auslenkungskräfte) qui s'ajoutent à ceux dûs à l'âme.

Dès lors, il est raisonnable d'employer l'artifice suivant, qui a été proposé par les chercheurs anglais [9]:

a) On convertit les panneaux raidis en panneaux non raidis ayant la même stabilité. Pour cela, on doit attribuer à l'âme une épaisseur fictive $e^* > e$ telle que les sécurités théoriques des panneaux raidi et non raidi soient égales, c'est-à-dire que

$$\left\{\frac{\sigma_e}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2}}\sqrt{\frac{E_t}{E}}\right\}_{\textit{panneau raidi}} = \left\{\frac{\sigma_e}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2}}\sqrt{\frac{E_t}{E}}\right\}_{\textit{panneau non raidi}} . \qquad (4)$$

La tension de référence d'Euler valant:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12\,(1-\eta^2)}\left(\frac{e}{b}\right)^2, \tag{5}$$

On déduit que:

$$e^* = e = \sqrt{\frac{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2_{non\ raidi}}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2_{raidi}}} \cdot \sqrt{\frac{E_t raidi}{E_t non\ raidi}}}. \tag{6}$$

b) On calcule les γ^*, θ^*, qui rendent les raidisseurs verticaux strictement rigides pour cette plaque fictive soumise au cisaillement (car c'est la sollicitation par cisaillement pur qui donne les valeurs les plus grandes pour les rigidités du raidisseur).

c) On adopte un raidisseur qui a comme caractéristiques

$$\gamma = k\gamma^*; \quad \theta = k\theta^*$$

avec $6 < k < 8{,}4$.

1.3.3. Prise en compte des effets postcritiques. Nous avons souligné dans tous nos mémoires antérieurs l'imperfection fondamentale de la conception classique résumée au § 3.1, à savoir de négliger l'effet stabilisant des tensions de membrane.

Plusieurs travaux récents, dûs à Kerensky, Flint et Brown [9], Skaloud [10], [11], Basler et Thürlimann [12] à [15] tendent, ou bien à tenir compte de la résistance post-critique dans la fixation du coefficient de sécurité, ou même à faire travailler l'âme en service dans le domaine post-critique.

Il importe de ne pas abandonner la conception linéaire classique avant d'être assuré que ces méthodes nouvelles représentent assez correctement le comportement réel des poutres et comportent des règles de dimensionnement correctes des raidisseurs verticaux et horizontaux.

Nous espérons nous-mêmes pouvoir réexaminer prochainement tout le problème du voilement de ce point de vue et réévaluer tous nos essais, y compris ceux dont il est rendu compte dans le présent mémoire, à la lumière de ces nouvelles conceptions.

1.4. Technique des essais

1.4.1. Choix de la mise en charge et du raidissage. On désirait étudier autant de types de panneaux que possible, en faisant varier les 4 paramètres de base, à savoir:

1. rapport des côtés $\alpha \equiv a/b$;
2. minceur de l'âme $\beta \equiv b/e$;
3. mode de sollicitation caractérisé par le rapport $\xi \equiv \tau/\sigma$;
4. position du raidisseur horizontal.

Dans ce but, on a choisi la mise en charge et le raidissage des deux poutres d'essai de manière à assurer, autant que possible un même coefficient de sécurité au voilement de tous les panneaux.

1.4.2. Appareils de mesure utilisés.

a) *Comparateurs:* Les comparateurs mécaniques au 100e de mm ont pour but de mesurer:

1. les déformations initiales des panneaux;
2. les déplacements transversaux sous charge des panneaux et des raidisseurs.

b) *Tensomètres électriques:* Les tensomètres électriques ont pour but de déterminer:

1. les déformations des semelles et ainsi d'indiquer l'entrée du métal en plasticité;
2. les efforts axiaux dans les raidisseurs;
3. l'état de tension en certains points de l'âme, afin de voir s'il se produit ou non la rotation des directions principales qui doit accompagner la création du champ de tensions diagonales de WAGNER.

c) *Fleximètres:* Des fleximètres sont disposés aux appuis et dans les sections de la poutre où sont appliquées des forces concentrées, afin de permettre le tracé de la déformation d'ensemble de la poutre dans les domaines élastique et élastoplastique.

d) *Lait de chaux:* La poutre est couverte d'un enduit de lait de chaux, qui par son écaillage met en évidence les zônes déformées plastiquement.

1.4.3. Etude de l'effet des tensions résiduelles de fabrication sur les déformations transversales des panneaux. L'âme de la poutre de 18 m ayant été redressée à l'usine par application de pointes de feu, elle était le siège d'importantes tensions résiduelles. On a déterminé à l'aide de comparateurs la carte des déformations initiales des panneaux puis on a mis plusieurs fois la poutre en charge jusqu'à la charge maximum de service. On a alors dressé à nouveau la carte des déformations initiales des panneaux afin de se rendre compte jusqu'à quel point les imperfections structurales constituées par les tensions résiduelles en question s'étaient transformées par relaxation en imperfections géométriques.

1.4.4. Mise en charge. Les efforts exercés par les divers vérins hydrauliques augmentent proportionnellement, de sorte que chaque charge est à tout moment de la forme $K\,P$, où P est l'effort correspondant exercé par un des vérins pris comme référence.

Avant de commencer chaque essai, on détermine la charge de ruine probable. Sur la base de cette charge, on se fixe une série de charges en progression régulière, pour lesquelles on lit les indications de tous les appareils. Ces charges sont choisies de façon que leurs intervalles décroissent quand on se rapproche de la charge ultime estimée.

Sur la poutre de 7,2 m, on a exécuté de fréquentes décharges jusqu'à zéro, en vue de déterminer la progression des déformations plastiques dans les cordons de soudure et dans la poutre.

Sur la poutre de 18 m, on n'a pas effectué de retour à charge nulle, sauf dans le premier essai où cela a été rendu nécessaire par suite de l'insuffisance de la course des vérins.

1.5. Dépouillement des mesures

Dans tous les cas où cela a été possible, on a déterminé la charge critique expérimentale de chaque panneau. En général, la détermination de cette charge est une opération très délicate, comme on l'a montré en détail dans une des recherches antérieures [16]. Elle dépend du critère adopté et les valeurs obtenues peuvent différer très fortement.

Nous avons adopté successivement les critères suivants pour la détermination de la valeur expérimentale de P_{cr}:

1. Le critère proposé par HOFF, BOLEY et COAN, qui consiste à adopter comme charge critique l'ordonnée du point d'inflexion de la courbe $P = P(f)$, où l'inclinaison de la tangente passe par un minimum.
2. Un autre critère proposé par les mêmes auteurs, consiste à tracer la courbe de la charge en fonction de la dilatation de flexion $(\epsilon_1 - \epsilon_2)$, c'est-à-dire, à un facteur près, de la courbure de la plaque au sommet de la cloque de voilement, puis en extrapolant la branche inférieure de la courbe expérimentale par une droite et la branche supérieure par une parabole, on détermine la charge critique à l'intersection.
3. On trace le diagramme de la dilatation du feuillet moyen au centre du panneau (mesurée suivant les trois directions des rosettes), en fonction de la charge, et on adopte comme charge critique la valeur de la charge pour laquelle cette dilatation se met à croître brusquement.

On s'est attaché surtout à déterminer la charge limite d'efficacité de chaque raidisseur [cf. 1]. Rappelons que cette charge est la charge pour laquelle le raidisseur abandonne sa forme quasi-rectiligne pour plier tranversalement. C'est l'ordonnée du point où le diagramme flèches charges du raidisseur présente son maximum de courbure.

D'autre part, dans le cas où la flèche du raidisseur change une ou plusieurs fois de signe au cours de la mise en charge, tout en restant faible en valeur absolue, puis croît brusquement, il est raisonnable d'adopter comme charge limite d'efficacité celle pour laquelle la flèche du raidisseur passe en dernier lieu par zéro.

On définit aussi la charge limite d'efficacité du raidisseur comme étant l'ordonnée du diagramme $[P = P(\varphi)]$ correspondant à φ minimum avec $\varphi =$ flèche du raidisseur / flèche maximum du panneau.

La quantité $\epsilon = 1 - \varphi$ min. sert de mesure de l'efficacité du raidisseur sous la charge limite d'efficacité.

Chapitre 2. Essai de la première poutre

2.1. Constitution de la poutre

Les semelles de cette poutre sont composées d'une cornière de $120 \times 120 \times 8$ et d'un plat de 180×12 assemblés par soudure.

Les épaisseurs des différents panneaux sont respectivement égales à 3,62 mm, 4,12 mm et 3,62 mm.

Des raidisseurs ultra-rigides à section tubulaire carrée, constitués de 2 cornières de $100 \times 100 \times 12$, sont placés au droit des appuis et de la force appliquée. Ils sont calculés au flambement sous ces actions et réactions dans le cas III de sollicitation ($R = 24$ kg/mm^2) pour une sollicitation valant 2,2 fois celle de service.

Les autres raidisseurs verticaux et horizontaux sont réalisés par des demi-tubes cylindriques soudés de part et d'autre de l'âme.

On a adopté $k \equiv \gamma/\gamma^* = 2{,}63$ pour les raidisseurs horizontaux médians des panneaux A et B et $k = 3$ pour ceux des panneaux F et G, $k = 3{,}8$ pour le raidisseur au quart du panneau C et $k = 4$ pour les raidisseurs au tiers des panneaux D et E.

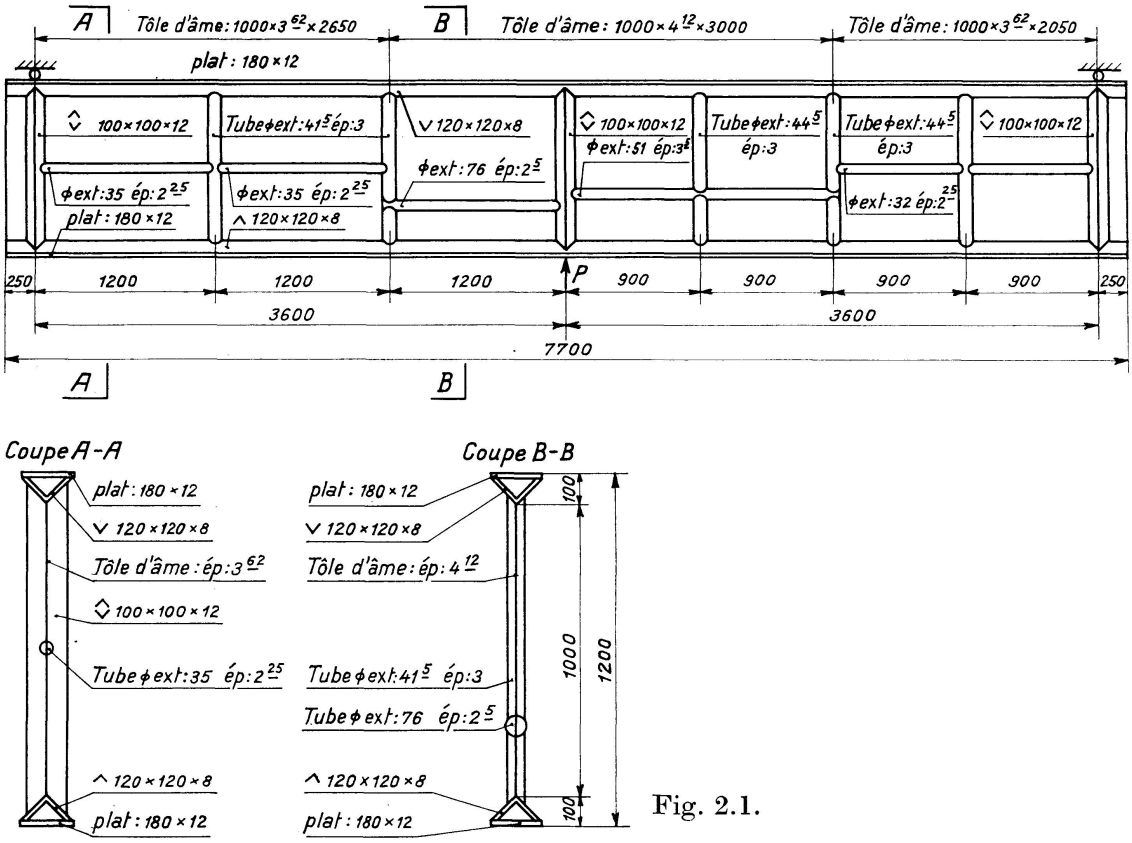


Fig. 2.1.

La fig. 2.1 donne les dimensions générales de la première poutre d'essai de 7,200 m de portée, réalisée par la Société Anonyme Cockerill-Ougrée, Division Ponts et Charpentes. Les caractéristiques des panneaux au point de vue voilement seront discutées lors de l'examen des résultats d'essai.

L'essai a été effectué au Laboratoire de Résistance des Matériaux et de Stabilité des Constructions sur la nouvelle dalle d'essai en béton armé pourvue d'une superstructure en acier assemblée par boulons à haute résistance.

2.2 Description de la sollicitation et du montage d'essai

La mise en charge est constituée d'une force concentrée réalisée par deux vérins hydrauliques de 50 tonnes et un vérin de 20 tonnes agissant en parallèle.

Ces vérins, montés sur rotules sphériques, transmettent leurs actions, par l'intermédiaire d'une traverse rigide, à une plaque de répartition située à mi-portée de la poutre.

La fig. 2.2 donne le diagramme des moments fléchissants ainsi que celui des efforts tranchants pour la sollicitation de service correspondant à $P = 44{,}2$ tonnes ($R = 16$ kg/mm²).

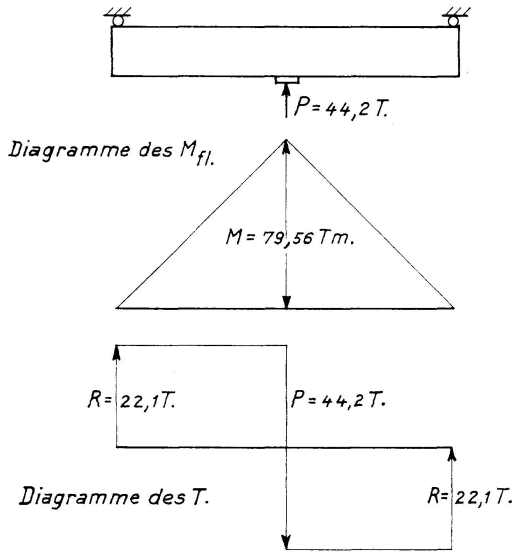


Fig. 2.2.

Les semelles de la poutre sont guidées sur toute leur longueur par des fers ⊔ de manière à empêcher tout déversement.

Le guidage de la poutre, la disposition de la superstructure et le dispositif de mise en charge sont visibles sur les photos 2.3 et 2.4.

2.3. Appareillage mis en œuvre — Mesures préliminaires

a) Les déformations initiales des panneaux d'âme dues au défaut de planéité des tôles et aux défauts d'exécution ont été relevées, pour tous les panneaux au moyen d'un pied de profondeur au $^1/_{50}$ mm.

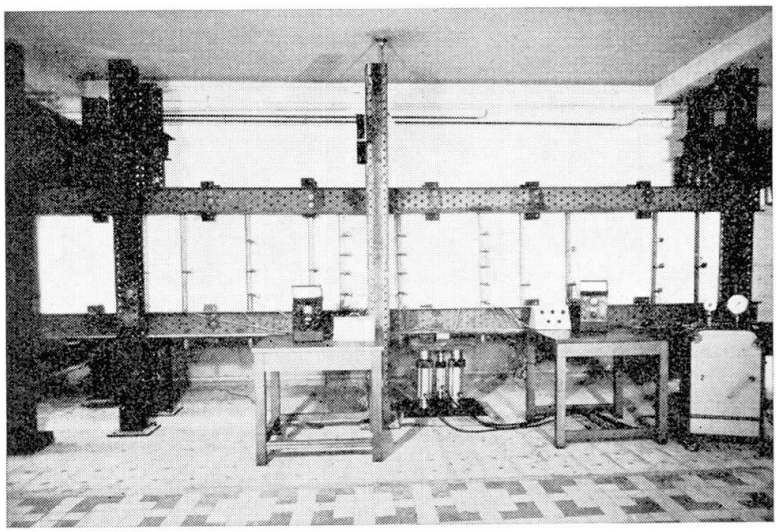


Fig. 2.3.

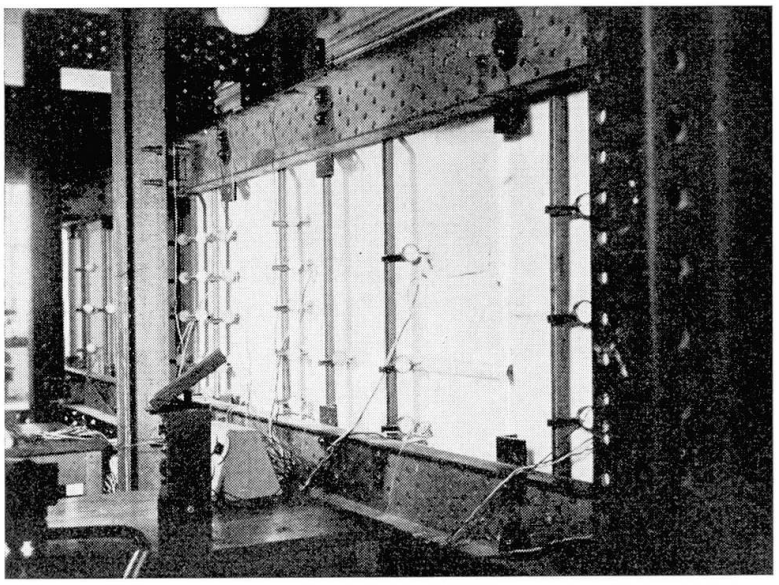


Fig. 2.4.

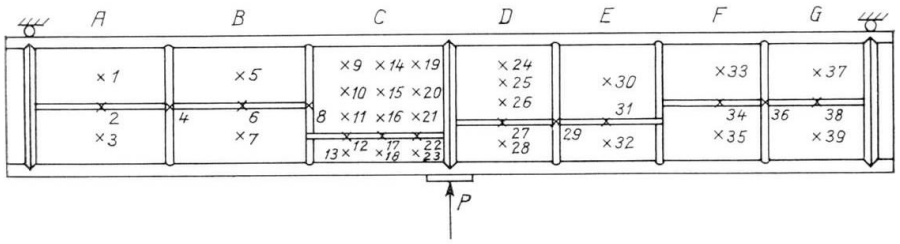


Fig. 2.5.

b) Les déformations transversales des panneaux d'âme en cours d'essai ont été mesurées par 39 comparateurs au $^1/_{100}$ mm répartis sur les différents panneaux comme indiqué à la fig. 2.5.

c) Les tensions dans les semelles ont été déterminées par 4 jauges ohmiques sur la semelle tendue; par 8 jauges ohmiques et 2×2 rosettes sur la semelle comprimée (fig. 2.6).

Les efforts axiaux dans certains des raidisseurs verticaux ont été mesurés par 8 jauges ohmiques (fig. 2.6).

Enfin, l'évolution de l'état de tension dans les panneaux d'âme a été étudiée à l'aide de 2×11 rosettes, placées sur les deux faces de l'âme comme l'indique la fig. 2.6.

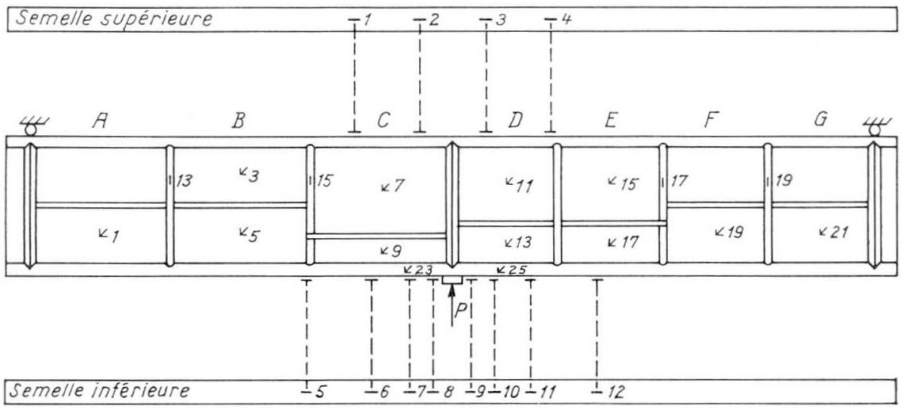


Fig. 2.6.

2.4. *Compte-rendu de l'essai*

La charge de service de la poutre, correspondant à $R = 16$ kg/mm², était de 44,2 tonnes. La mise en charge a été réalisée par paliers et retours à zéro, comme l'indique la succession des charges ci-après: 0—9,4 t, 20,67 t, 32 t, 44,5 t, 0—20,7 t, 44,5 t, 54,5 t, 67,5 t, 0—67,5 t, 78 t, 0—78 t, 85,5 t, 90 t. La charge maximum atteinte a été de 90 tonnes.

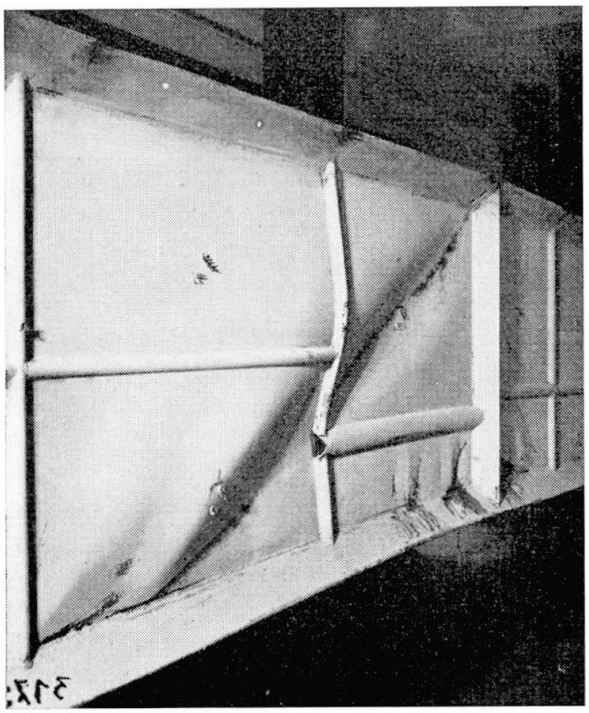


Fig. 2.7.

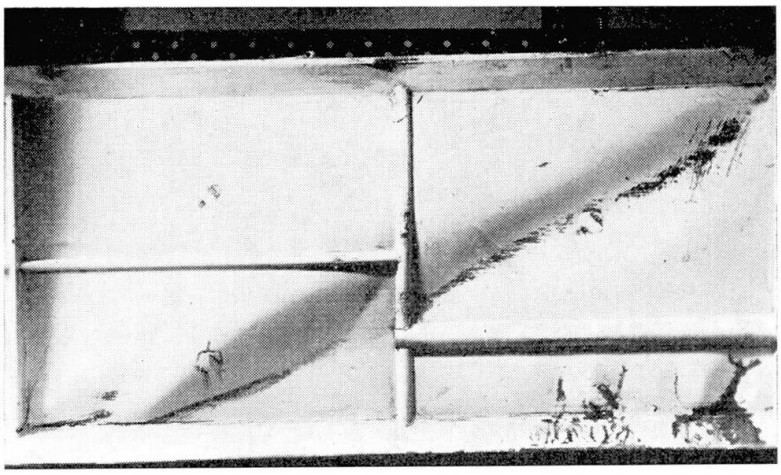


Fig. 2.8.

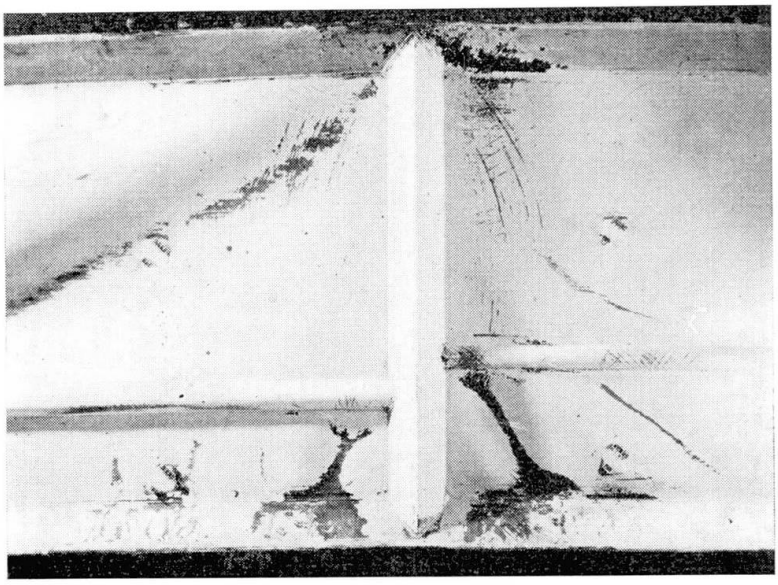


Fig. 2.9.

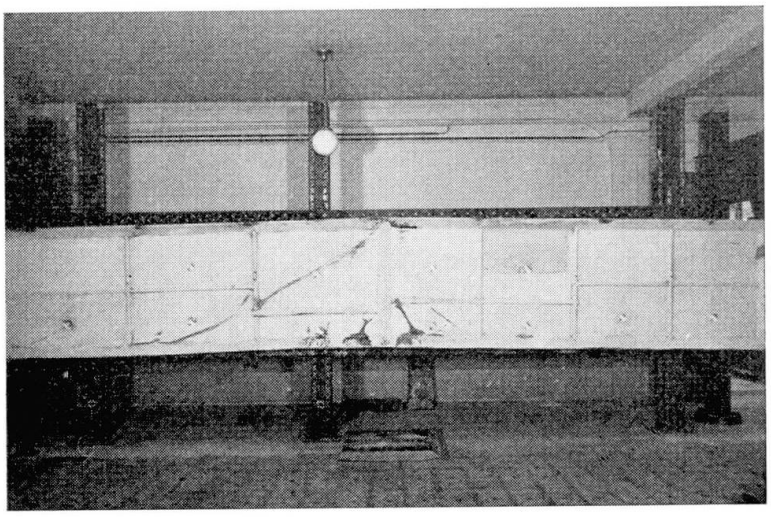


Fig. 2.10.

Les photos n°s 2.7, 2.8, 2.9 montrent divers aspects de la poutre après la ruine. La photo n° 2.10 montre l'importance de la flèche résiduelle, qui valait 126 mm.

2.5. *Interprétation des mesures et calculs théoriques*

2.5.1. Déformations initiales des panneaux d'âme. La fig. 2.11 donne des coupes verticales médianes dans les différents panneaux montrant leurs déformées initiales.

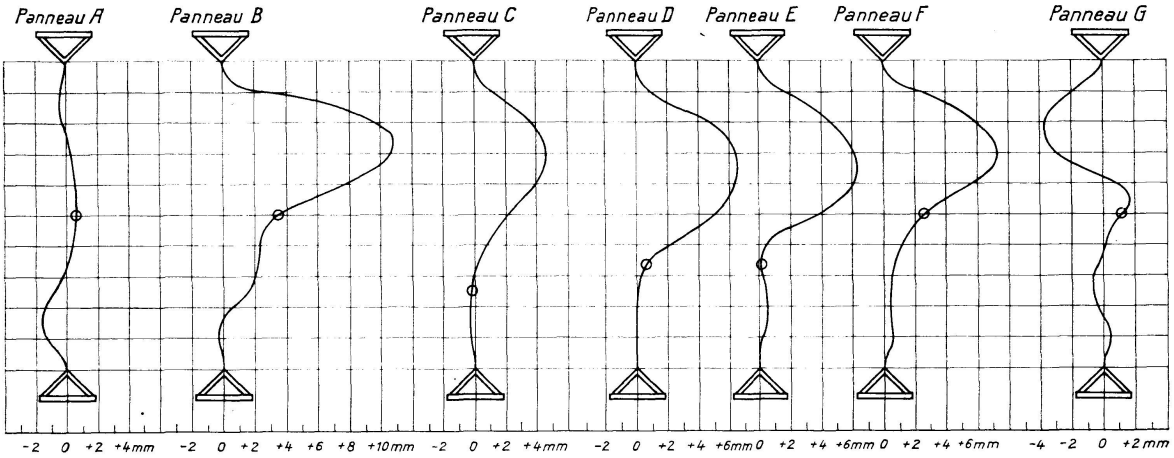


Fig. 2.11.

2.5.2. Caractéristiques réelles de l'acier des semelles et de l'âme. Ces caractéristiques sont données au tableau 1 ci-dessous. Les endroits de prélèvement sont renseignés à la fig. 2.12.

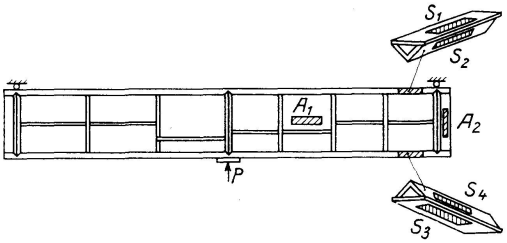


Fig. 2.12.

2.5.3. Déformation transversale des panneaux d'âme. La fig. 2.13 montre, pour la section verticale médiane faite dans chacun des panneaux de la poutre, la déformation transversale de l'âme sous différentes charges.

Comme on peut le voir sur ces diagrammes, il semble que les raidisseurs horizontaux médians soient légèrement insuffisants, surtout celui du panneau A.

2.5.4. Comportement théorique des panneaux sous charge. Le dimensionnement a été conduit de telle façon que, sous la charge de service, chaque panneau partiel présente une sécurité au voilement s au moins égale à 1,2.

Des valeurs obtenues pour s, on peut déduire immédiatement les valeurs

Tableau 1

Repère	Endroit	$R_{esup.}$ kg/mm²	$R_{e\,inf.}$ kg/mm²	$R_{rupt.}$ kg/mm²	Allongements 5,65 $\sqrt{S}$	Allongements 8,16 $\sqrt{S}$	Striction	Cassure I.B.N.
A_1	âme ép. 4,12	33,1	32,0	42,0	34,2%	33,5%	71,6%	N.
A_2	âme ép. 3,62	33,9	32,6	41,8	—	—	—	H. L.
S_1	semelle tendue plat	27,1	25,7	42,1	33,6%	28,3%	64,2%	N.
S_2	semelle tendue cornière	28,6	27,3	40,1	33,1%	28,9%	61,2%	N.
S_3	semelle comprimée plat	26,7	24,9	42,1	33,7%	28,3%	65,1%	N.
S_4	semelle comprimée cornière	29,2	27,0	40,4	34,3%	32,1%	60,3%	N.

des charges critiques théoriques pour les différents panneaux par la relation.

$$P_{cr}^{th} = s\,P_{service}.$$

Les calculs correspondants sont résumés au tableau 2 ci-dessous.

2.5.5. Détermination de la charge critique expérimentale — Comparaison avec la théorie. Le tableau n° 3 ci-dessous donne les valeurs de P_{cr}^{exp} et, comme on peut le voir, bien que le voilement ne se soit pas produit brutalement, il fut suffisamment marqué pour qu'on puisse appliquer à presque tous les raidisseurs les trois méthodes rappelées au § 1.5.

2.5.6. Effet Wagner. Les rosettes n'ont pas décelé de rotation sensible de la croix des tensions principales sous les charges les plus fortes.

Les fréquents retours à zéro ont d'ailleurs fortement perturbé nos observations à ce sujet.

2.5.7. Efficacité des raidisseurs. On donne aux tableaux n°s 4 et 5 ci-dessous les valeurs des efficacités et des charges limites d'efficacités des raidisseurs, déterminées sur les diagrammes (P, f) et (P, φ) de la manière rappelée au § 1.5.

On voit que, sauf pour le raidisseur horizontal du panneau A, les charges limites d'efficacité de tous les raidisseurs sont supérieures aux charges critiques théoriques et légèrement supérieures aux charges critiques expérimentales. Elles sont de l'ordre de 90 pour cent de la charge de ruine.

On peut donc estimer que les rigidités adoptées étaient correctes sauf pour le panneau A.

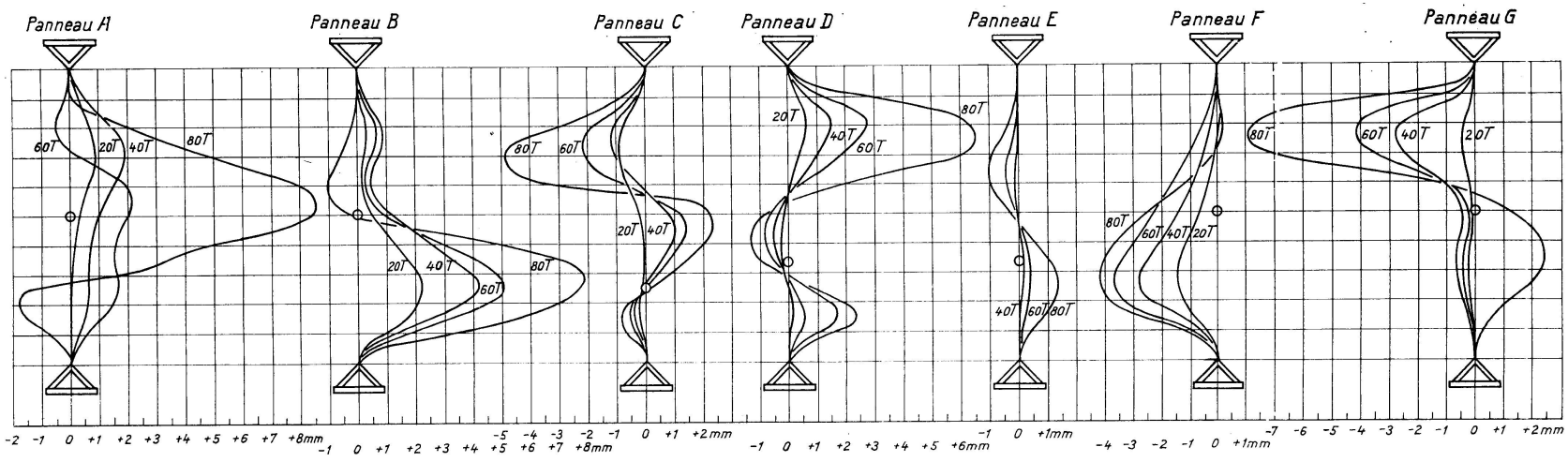


Fig. 2.13.

Tableau 2

Panneau	$\alpha = a/b$ panneau partiel	Position du raidisseur	k_σ	k_τ	e mm	I cm^4	σ kg/mm^2	τ kg/mm^2	σ_c kg/mm^2	$\sigma^i_{c\,cr}$ kg/mm^2	$\sigma^r_{c\,cr}$ kg/mm^2	S	$P_{critique}$ théorique en tonnes
A	2,40	½	55	39,6	3,62	294.139	2,256	6,11	10,81	16,83	—	1,557	68,8
B	2,40	½	55	39,6	3,62	294.139	6,755	6,11	12,55	15,80	—	1,258	55,6
C	1,6	¼	150	21,9	4,12	298.305	11,11	5,37	14,5	18,20	—	1,255	55,5
D	1,35	⅓	95	26,9	4,12	298.305	11,67	5,37	14,93	20,50	19,415	1,300	57,5
E	1,35	⅓	95	26,9	4,12	298.305	8,345	5,37	12,51	18,60	—	1,485	65,6
F	1,80	½	55	42,8	3,62	294.139	5,06	6,11	7,94	11,60	—	1,461	64,6
G	1,80	½	55	42,8	3,62	294.139	1,691	6,11	6,35	10,79	—	1,700	75,1

Tableau 3

Panneau	$P_{critique}$ expérimentale en tonnes						$\frac{P_{cr}^{exp}}{P_{cr}^{th}}$
	Diagramme $P=P(f)$ point d'inflexion		$\epsilon_1-\epsilon_2$		$\frac{\epsilon_1-\epsilon_2}{2}$		
	zône tendue	zône comprimée	zône tendue	zône comprimée	zône tendue	zône comprimée	
A	69	69	—	69	—	69	1,002
B	76	76	—	76	76	76	1,366
C	78	78	78	78	78	78	1,405
D	77	77	77	—	77	—	1,340
E	77	77	77	77	77	77	1,171
F	72	72	—	—	—	72	1,114
G	78	78	—	78	—	78	1,039

Le rapport $\frac{P_{cr}^{exp}}{P_{cr}^{th}}$ vaut au minimum 1 et sa valeur moyenne est 1,205.

Tableau 4. Efficacité des raidisseurs horizontaux

Panneau	Position du raidisseur	$P_{efficacité}$				φ_{min}	$\epsilon=1-\varphi_{min}$	P_{ruine}	$\frac{P_{eff}}{P_{ruine}}$	$\frac{P_{eff}}{P_{cr}^{th}}$
		diagr. (P, f)		diagr. (P, φ)						
		P_T	f mm	P_T	f mm					
A	½	48,7	+1,46	—	—	—	—	=90	0,541	0,708
B	½	80,4	0	80,4	0	0	1,0	=90	0,893	1,444
C	¼	82,2	0	82,2	0	0	1,0	=90	0,914	1,481
D	⅓	>85,5	≈0	>85,5	≈0	≈0	≈1,0	=90	>0,95	1,487
E	⅓	81,2	+1,14	—	—	—	—	>90	<0,902	1,238
F	½	80,0	−3,84	—	—	—	—	>90	<0,889	1,236
G	½	81,6	0	81,6	0	0	1,0	>90	<0,907	1,086

Tableau 5. Efficacité des raidisseurs verticaux

Raidisseur entre les panneaux	$P_{efficacité}$		$\frac{P_{eff}}{P_{ruine}}$
	diagr. (P, f)		
	P_T	f mm	
A−*B*	75,0	−1,58	0,833
B−*C*	80,0	+1,52	0,889
D−*E*	81,2	0	0,902
F−*G*	83,5	0	0,928

2.5.8. Sécurité expérimentale.

La sécurité expérimentale vaut $\frac{90\,t}{44{,}2\,t} = 2{,}04$.

Le moment fléchissant maximum de service vaut 79,56 tm.

Le moment fléchissant maximum atteint vaut 162 tm.

Calculons maintenant le moment fléchissant maximum plastique en admettant que toutes les fibres de métal sont à leurs limites d'élasticité respectives et en adoptant pour ces limites les valeurs R_{ei} réelles mesurées pour les différents éléments constituant la poutre.

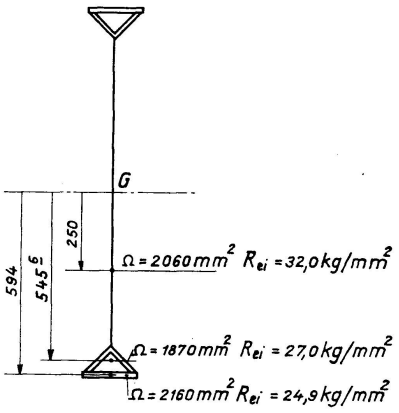


Fig. 2.14.

Avec les données de la fig. 2.14, on trouve:

$$M \text{ plastique maximum } = 2\ (24{,}9 \times 2160 \times 594 + 27{,}0 \times 1870 \times 545{,}6 + 32{,}0 \times 2060 \times 250)\ \text{kg/mm} = 151{,}7\ \text{tm}.$$

Lors de l'essai, on a donc atteint un rendement plastique:

$$\rho = \frac{M_{ruine}}{M_{plast.\,max.}} = \frac{162}{151{,}7} = 1{,}07,$$

c'est-à-dire que, malgré la minceur des panneaux d'âme, on n'a enregistré aucune perte de résistance due à leur ruine prématurée.

La photo n° 2.10 montre d'ailleurs qu'il s'est produit dans la poutre une véritable rotule plastique au droit de la force concentrée P.

Nous considérons la notion de rendement plastique définie ci-dessus comme supérieure à celle de coefficient d'utilisation de l'acier[1]) employé dans nos

---

[1]) Le coefficient d'utilisation de l'acier est défini par la relation

$$U = \frac{\sigma_{ruine}}{R_e^{semelle}}, \qquad \text{ou mieux par la relation}$$

$$U = \frac{M_{ruine}^{Navier}}{R_e^{semelle}\,\frac{I}{v}}.$$

Avec $\sigma_{ruine}^{Navier} = 32{,}6$ kg/mm² et $R_e^{semelle} = 24{,}9$ kg/mm², on trouve dans le cas actuel $U = 1{,}31$. La valeur très élevée de ce coefficient est évidemment faussée ici par le fait que les cornières et l'âme ont des limites élastiques nettement plus élevées que les semelles.

mémoires antérieurs, parce qu'elle tient compte des limites élastiques de tous les éléments de la poutre, et non pas seulement de celle des semelles.

2.6. Conclusions de l'essai

1. La sécurité expérimentale de la poutre par rapport à la charge de service ($R = 16$ kg/mm^2) est égale à 2,04.
2. Malgré la minceur de l'âme mise en œuvre, le rendement plastique de la poutre dépasse l'unité, ce qui la rend équivalente à ce point de vue à une poutrelle laminée ordinaire. La flèche résiduelle de la poutre ruinée atteint 126 mm soit $0{,}0175\,l$.
3. L'allure de la déformation initiale des panneaux influence assez fortement leur forme de voilement sous charge, mais sa grandeur ne paraît pas avoir d'effet sur la valeur de la charge de ruine.
4. Les charges critiques expérimentales sont toujours au moins égales aux charges critiques théoriques et en moyenne 20 pour cent plus élevées.
5. Les valeurs de $k \equiv \gamma/\gamma^*$ utilisées pour dimensionner les raidisseurs de cette poutre, à savoir:

   $k = 3$ raidisseur horizontal médian,
   $k = 4$ raidisseur horizontal au tiers,
   $k = 4$ raidisseur horizontal au quart,
   $k = 6$ raidisseur vertical non chargé.

   ont donné des raidisseurs efficaces jusqu'à environ 90 pour cent de la charge de ruine, c'est-à-dire entièrement satisfaisants.

Chapitre 3. Essai de la seconde poutre

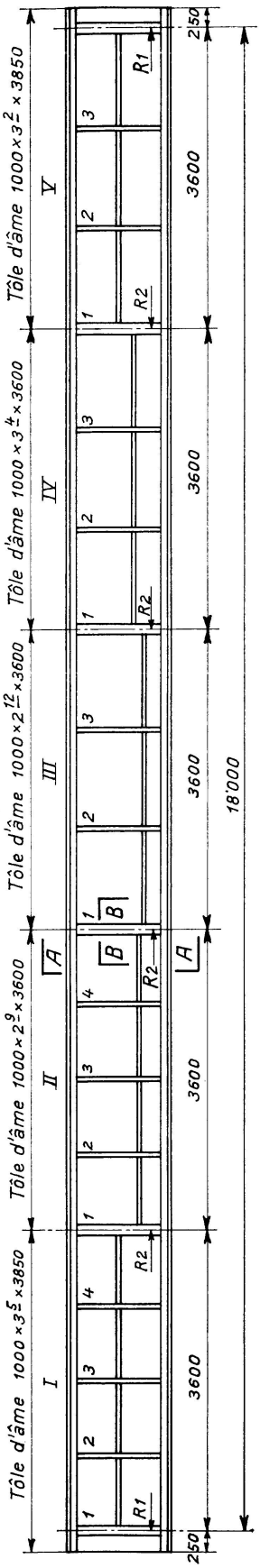
3.1. Constitution de la poutre

Cette poutre de 18 m de portée utile possède des membrures constituées d'un plat de 200×15 mm et d'un profil trapézoïdal en tôle mince de 4 mm pliée à froid assemblés par soudure.

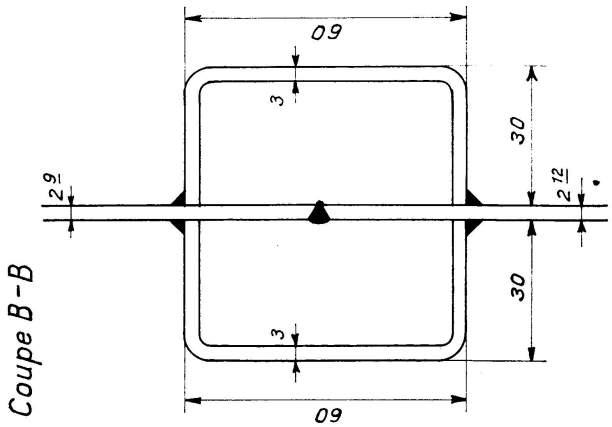
Elle est raidie tant horizontalement que verticalement par des raidisseurs tubulaires carrés réalisés par des profils U en tôle mince pliée à froid soudés de chaque côté de l'âme.

La fig. 3.1 donne les dimensions générales de cette poutre ainsi que les dimensions des raidisseurs utilisés. Ces dimensions ont été choisies en adoptant pour $k = \gamma/\gamma^*$ (cf. § 1.3) les valeurs ci-après:

raidisseurs horizontaux	à $0{,}21\,b$:	$4{,}06 < k < 5{,}41$,
	au quart:	$4{,}10 < k < 4{,}73$,
	au tiers:	$3{,}26 < k < 3{,}94$,
	médians:	$2{,}46 < k < 4{,}42$,
raidisseurs verticaux:		$6{,}27 < k < 8{,}4$.



Type	Position	Dimensions
Raidisseurs verticaux	R_1	2 U 80 × 40 × 3
	R_2	2 U 60 × 30 × 3
	I	2 U 40 × 20 × 2
	II	2 U 40 × 20 × 2
	III	2 U 40 × 25 × 2
	IV	2 U 30 × 20 × 2
	V	2 U 30 × 20 × 2
Raidisseurs horizontaux	I_1	2 U 25 × 15 × 2
	I_2	2 U 25 × 15 × 2
	I_3	2 U 30 × 15 × 2
	I_4	2 U 30 × 15 × 2
	II_1	2 U 40 × 20 × 2
	II_2	2 U 45 × 20 × 2
	II_3	2 U 40 × 20 × 3
	II_4	2 U 45 × 20 × 3
	III_1	2 U 40 × 20 × 2
	III_2	2 U 50 × 25 × 2
	III_3	2 U 45 × 22 × 3
	IV_1	2 U 40 × 20 × 2
	IV_2	2 U 40 × 18 × 3
	IV_3	2 U 35 × 17 5/2 × 4
	V_1	2 U 30 × 15 × 2
	V_2	2 U 25 × 15 × 2
	V_3	2 U 25 × 15 × 2



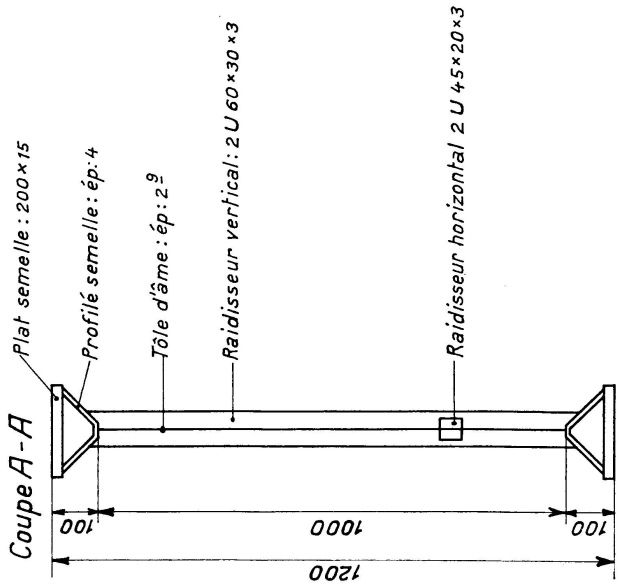


Fig. 3.1.

Les caractéristiques des divers panneaux au point de vue voilement seront discutées lors de l'examen des résultats d'essai.

L'essai a été réalisé dans les Laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège.

3.2. Description du mode de mise en charge et du montage d'essai

La poutre est posée sur deux appuis à rouleau d'extrémité situés au-dessus d'elle et sollicitée par quatre vérins hydrauliques de 30, 20, 30 et 10 tonnes respectivement, agissant de bas en haut. Ces vérins sont raccordés en parallèle

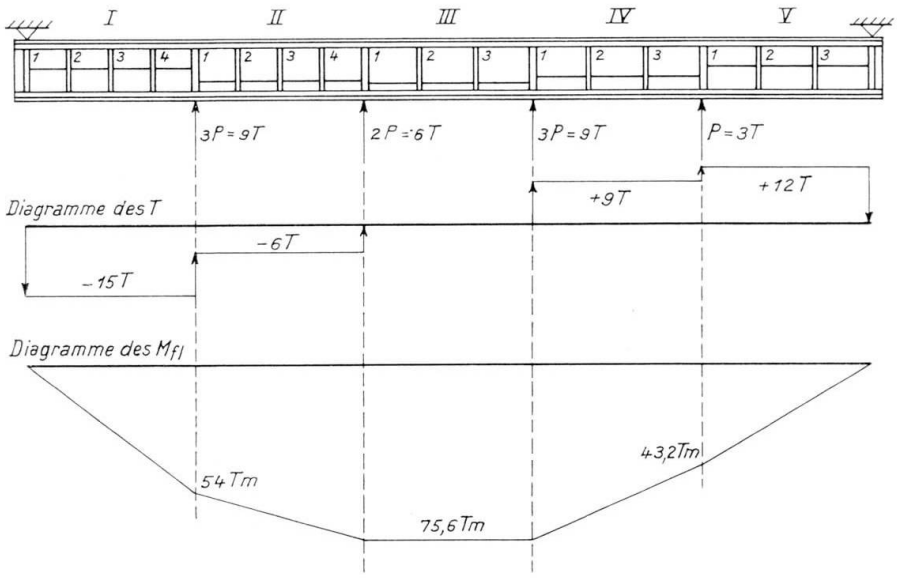


Fig. 3.2.

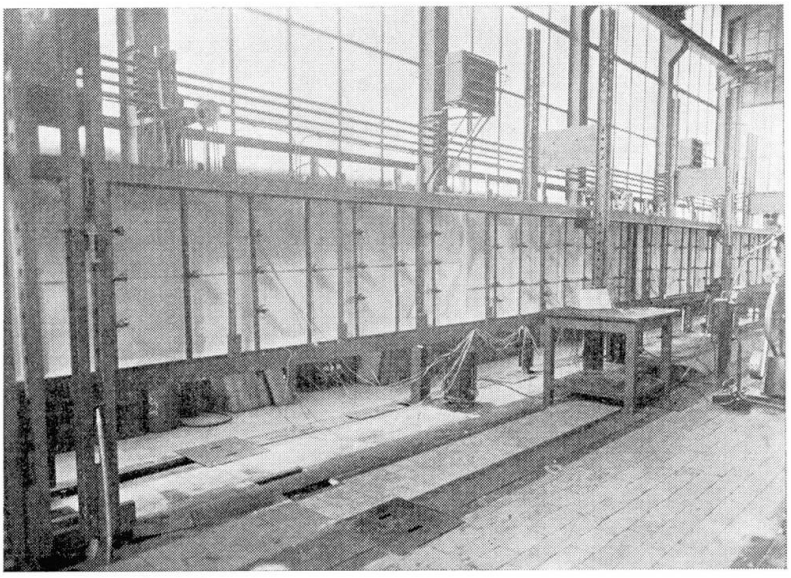


Fig. 3.3.

à la même pompe de manière à ce que leurs efforts augmentent proportionnellement.

La fig. 3.2 définit la position de ces vérins. Elle donne aussi les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants pour la sollicitation de service ($R = 16\,\mathrm{kg/mm^2}$), correspondant à $P = 3\,\mathrm{t}$ au vérin de 10 t pris comme charge de référence P.

La poutre est guidée sur toute sa longueur par des cornières verticales espacées d'un mètre et appuyées elles-mêmes sur quatre poutres IPE 200 placées horizontalement de manière à empêcher tout déversement.

La photo n° 3.3 montre le guidage et le dispositif d'essai réalisés ainsi que la position de certains appareils de mesure.

3.3. Mesures préliminaires. Appareillage mis en œuvre

a) Les déformations initiales des panneaux d'âme ont été relevés au moyen d'un dispositif comportant plusieurs comparateurs au $^1/_{100}$ fixés sur une latte que l'on appuie sur le bord des semelles de la poutre, la référence étant prise par rapport à une règle rectifiée.

On a mesuré ces déformations dès le montage de la poutre, puis après avoir effectué plusieurs cycles de mise en charge jusqu'à la tension de service: $R = 16\ \mathrm{kg/mm^2}$.

b) Les flèches transversales des panneaux d'âme, des raidisseurs horizontaux et verticaux, ont été mesurées par 72 comparateurs au $^1/_{100}$ distribués comme l'indique la fig. 3.4.

c) Les tensions dans les semelles ont été déterminées à l'aide de 18 jauges ohmiques distribuées par moitié sur les semelles tendue et comprimée.

Les tensions dans le profil /⌒\ des membrures tubulaires ont été relevées à l'aide de 20 jauges ohmiques réparties par moitiés sur les membrures supérieure et inférieure et sur leurs deux faces.

Les efforts dans certains raidisseurs verticaux ont été mesurés à l'aide de 8 jauges ohmiques.

Enfin, l'évolution des tensions dans certains panneaux d'âme et raidisseurs horizontaux a été suivie à l'aide de 2×6 rosettes et 2×7 jauges ohmiques.

La position de ces différents appareils de mesure est donnée à la fig. 3.5.

d) Les flèches verticales de la poutre ont été mesurées à l'aide de 6 fleximètres, simplement constitués de règles graduées placées au droit des sections d'extrémité et d'application des charges.

3.4. Compte-rendu de l'essai

La mise en charge de la poutre a été réalisée par paliers. A chaque arrêt les lectures ont été effectuées à tous les appareils.

Le matin, on a atteint la charge de service de la poutre (pour $R = 16\,\mathrm{kg/mm^2}$)

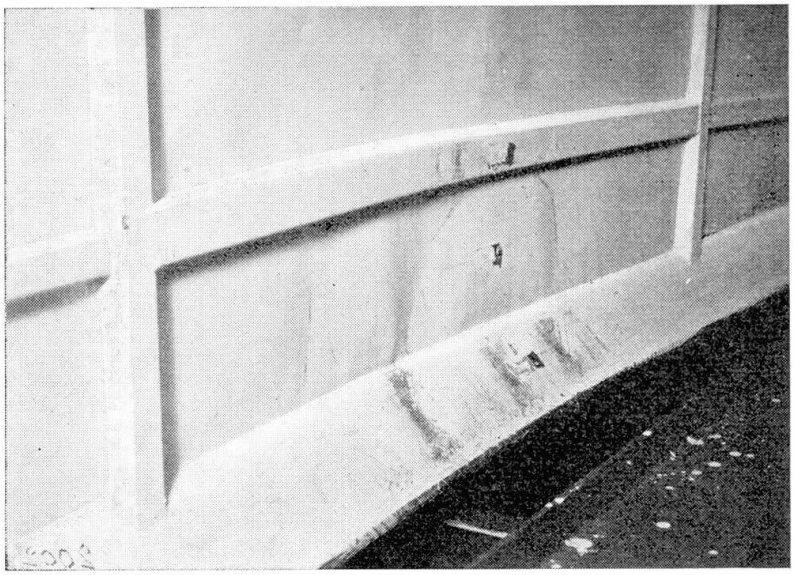


Fig. 3.6.

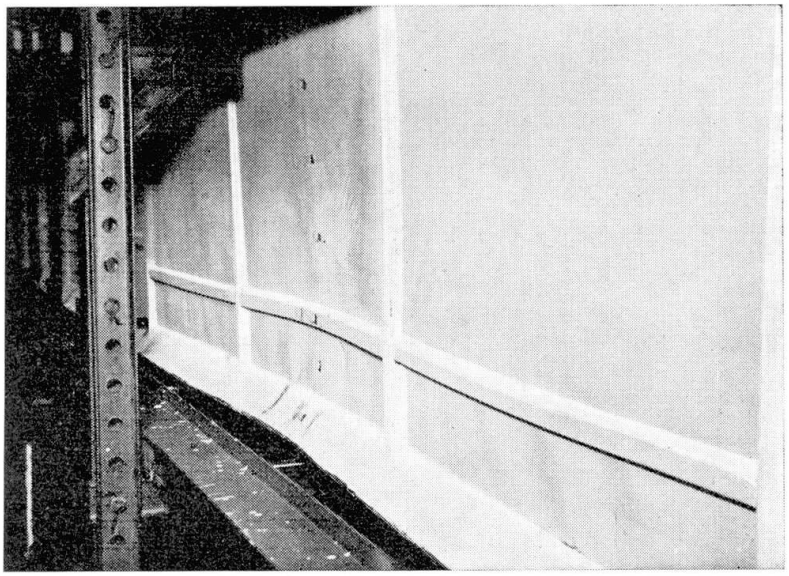


Fig. 3.7.

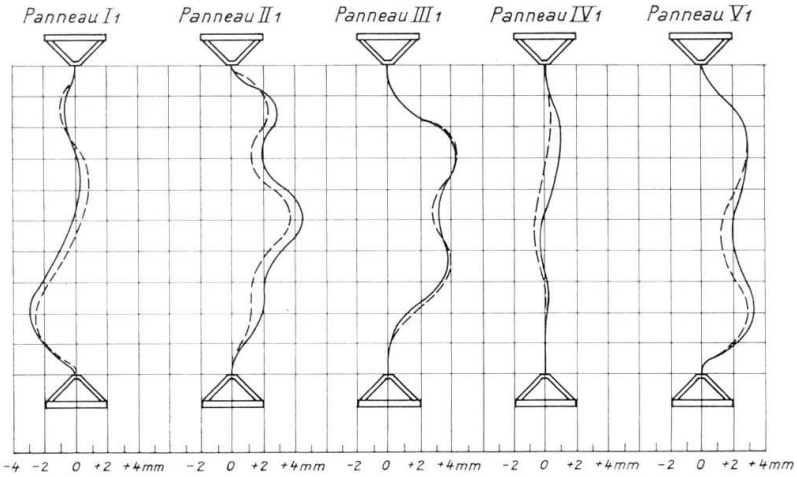


Fig. 3.8.

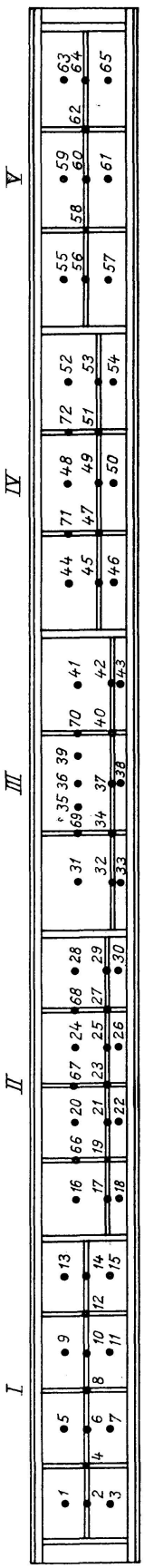


Fig. 3.4.

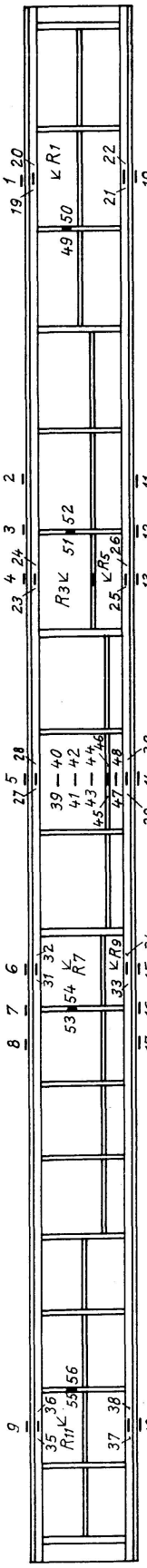


Fig. 3.5.

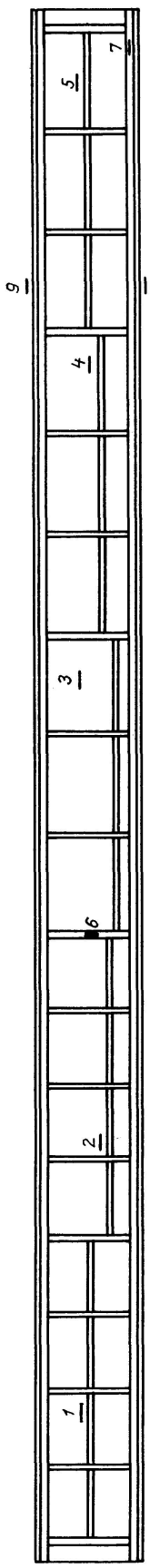


Fig. 3.9.

soit 3 t au vérin de 10 t, en réalisant les étapes successives 0,500, 1500, 2500, 3000 kg et retour à 500 kg.

L'après-midi, la mise en charge a été la suivante: 500, 1500, 3000 et ensuite de 250 en 250 kg jusqu'à 5000 kg.

A ce moment, les vérins étant arrivés à fond de course, on a fait un retour à zéro pour régler leur niveau et l'essai s'est prolongé par les paliers 5000 et 5250 kg.

La ruine de la poutre a été précédée d'importantes déformations plastiques des membrures tubulaires sur toute la longueur (3,60 m) du groupe de panneaux central soumis à flexion pure (fig. 3.6). Elle s'est produite par voilement des panneaux III 1, III 2, III 3, flambement des raidisseurs horizontaux correspondant aux panneaux III 2 et III 3, puis déversement entre deux guidages de la semelle inférieure comprimée pour une charge $P = 5{,}45$ t au vérin de 10 t.

Les photos (fig. 3.6 et 3.7) montrent l'aspect de la partie comprimée du panneau qui a cédé.

3.5. Interprétation des mesures effectuées et calculs théoriques

3.5.1. Déformations initiales des panneaux d'âme. On a tracé à la fig. 3.8 quelques exemples de déformées transversales initiales des sections médianes verticales faites dans les panneaux. En trait plein, on a tracé les déformées mesurées avant toute sollicitation et en trait pointillé celles obtenues après plusieurs cycles de mise en charge jusqu'à la tension de service.

Ces cycles ont pour but de provoquer une relaxation des tensions résiduelles dues au soudage et aux pointes de feu utilisées en usine pour redresser les panneaux. On peut remarquer à la fig. 3.8 que de tels cycles de chargement,

Tableau 6

Repère	Endroit de prélèvement	R_{es} kg/mm²	R_{ei} kg/mm²	R_r kg/mm²	Allongements % $5{,}65\sqrt{S}$	Allongements % $8{,}16\sqrt{S}$	Striction %	$\frac{R_{es}}{R_r}$	$\frac{R_{ei}}{R_r}$
1	âme ép. 3,5	33,9	33,7	45,1	27,5	23,3	65,0	0,751	0,747
2	âme ép. 2,9	27,8	27,8	39,7	—	—	68,1	0,699	0,699
3	âme ép. 2,12	33,6	32,6	39,6	—	—	—	0,848	0,825
4	âme ép. 3,4	32,3	32,0	43,0	—	—	63,0	0,752	0,745
5	âme ép. 3,2	33,5	33,1	44,5	22,9	20,0	65,1	0,754	0,745
6	raidisseur 60 × 30 × 3	33,3	33,3	40,7	—	—	—	0,820	0,820
7	profil /⌒\	30,5	30,5	42,0	—	26,2	66,9	0,728	0,728
8	semelle comprimée	23,1	22,2	38,8	35,5	31,9	59,8	0,595	0,573
9	semelle tendue	22,1	21,7	36,9	34,1	30,1	61,6	0,598	0,589

appliqués avant l'essai proprement dit, conduisent presque toujours à une diminution des déformations initiales et tendent donc à améliorer la planéité des panneaux d'âme.

3.5.2. Caractéristiques réelles de l'acier des semelles et de l'âme. Ces caractéristiques sont données au tableau n° 6 ci-dessus. Les endroits où ont été prélevées ces éprouvettes sont donnés à la fig. 3.9.

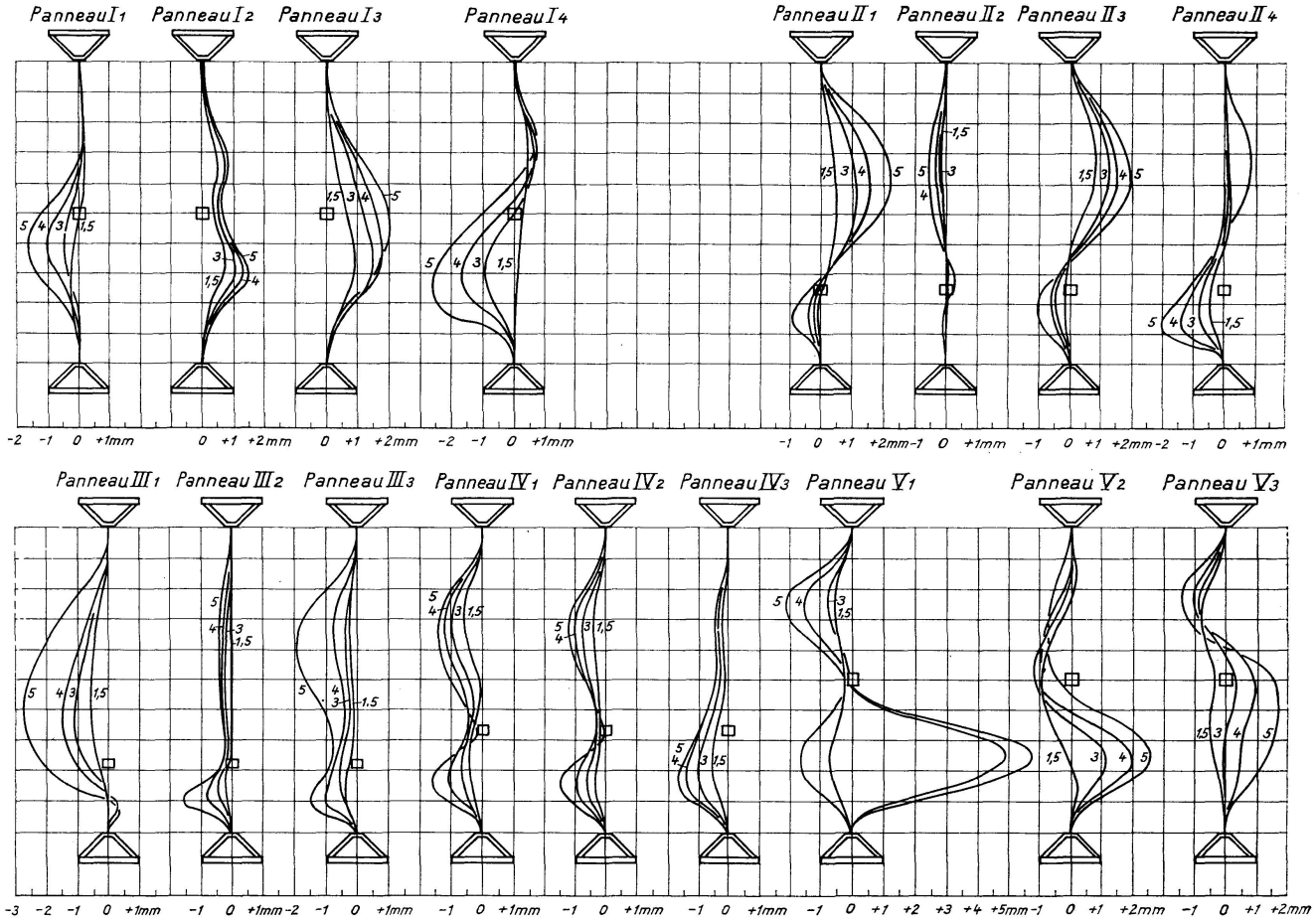


Fig. 3.10.

3.5.3. Déformations transversales des panneaux d'âme. La fig. 3.10 représente les déformées transversales des sections verticales médianes des panneaux de la poutre, pour les charges 1,5; 3; 4 et 5 t.

Ces diagrammes montrent que la plupart des raidisseurs horizontaux restent quasi-rigides jusqu'à 5 t, soit environ 90 pour cent de la charge de ruine, sauf les raidisseurs horizontaux médians pour lesquels de plus amples renseignements seront donnés au chapitre 4.

Les efficacités des autres raidisseurs ont été déterminées au § 3.5.6.

3.5.4. Comportement théorique des panneaux sous charge. Les calculs de la sécurité au voilement des divers panneaux sont résumés au tableau n° 7 ci-dessous.

Tableau 7

Panneau n°	$\alpha = \frac{a}{b}$	Position du raidisseur	k_σ	k_τ	e mm	I cm⁴	σ kg/mm²	τ kg/mm²	σ_c kg/mm²	σ_e kg/mm²	$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2}$	$\sigma^i_{e\,cr}$ kg/mm²	s réel	P^{th}_{cr} t
I 1	0,9	0,5	51,95	40,86	3,5	295.795	1,14	4,29	7,51	0,2296	0,1071	16,10	2,141	6,423
I 2							3,42		8,17		0,1239	15,18	1,858	5,574
I 3							5,71		9,36		0,1521	14,11	1,510	4,530
I 4							7,99		10,91		0,1862	13,45	1,233	3,699
II 1	0,9	0,25	141,45	22,04	2,9	290.795	9,75	2,07	10,39	0,1576	0,1169	14,00	1,348	4,044
II 2							10,69		11,27		0,1207	14,70	1,304	3,912
II 3							11,60		12,11		0,1249	15,30	1,262	3,786
II 4							12,53		13,04		0,1291	15,90	1,220	3,660
III 1	1,2	0,21	189,82	—	2,12	284.295	13,30	0	13,30	0,0842	0,0701	15,99	1,203	3,609
III 2							13,30		13,30		0,0701	15,99	1,203	3,609
III 3							13,30		13,30		0,0701	15,99	1,203	3,609
IV 1	1,2	0,33	87,08	22,95	3,4	294.961	11,90	2,65	12,76	0,2166	0,1789	15,47	1,211	3,633
IV 2							10,05		11,04		0,1639	14,61	1,325	3,975
IV 3							8,25		9,44		0,1496	13,69	1,450	4,350
V 1	1,2	0,5	51,95	37,42	3,2	293.295	6,14	3,75	8,93	0,1919	0,1549	11,06	1,238	3,714
V 2							3,68		7,46		0,1224	11,70	1,568	4,704
V 3							1,23		6,61		0,1027	12,36	1,869	5,607

Les valeurs de la charge critique théorique déduites de la formule $P_{cr}^{th} = s P_{service}$ sont renseignés à la dernière colonne du tableau.

3.5.4. Détermination de la charge critique expérimentale. Comparaison avec la théorie. La charge critique expérimentale a été déterminée par les trois méthodes rappelées au § 1.5. Il est à noter que les panneaux des groupes I et V, n'ont pas atteint leur charge critique de voilement.

Les valeurs des charges critiques expérimentales et théoriques sont renseignées au tableau n° 8 ci-dessous, de même que leur rapport.

Tableau 8

Panneau	Charge critique expérimentale en tonnes			P_{cr}^{th} tonnes	$\frac{P_{cr}^{exp}}{P_{cr}^{th}}$
	Point d'inflexion du diagramme (P, f)	$\epsilon_1 - \epsilon_2$	$\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$		
I 1	> 5,45			6,423	
I 2	> 5,45	—	—	5,574	
I 3	> 5,45			4,530	
I 4	4,85			3,699	1,311
II 1	≈ 5			4,044	1,239
II 2	≈ 5			3,912	1,279
II 3	4,0			3,786	1,058
II 4	3,75	3,75	3,75	3,660	1,025
III 1	4,6			3,609	1,274
III 2	4,6			3,609	1,274
III 3	4,6			3,609	1,274
IV 1	4,6	—	—	3,633	1,267
IV 2	4,6			3,975	1,158
IV 3	4,5			4,350	1,034
V 1	5,10			3,714	1,372
V 2	> 5,45			4,704	
V 3	> 5,45			5,607	

Pour les trois groupes de panneaux centraux n° II, III et IV, le rapport P_{cr}^{exp}/P_{cr}^{th} est toujours supérieur à l'unité et vaut en moyenne 1,188.

On a trouvé 1,205 pour la première poutre expérimentale. Ces valeurs sont directement comparables.

3.5.6. Efficacité des raidisseurs. Les tableaux n° 9 et 10 ci-dessous donnent les efficacités et les charges limites d'efficacité des raidisseurs horizontaux et verticaux.

Ces valeurs ont été déterminées, comme indiqué au § 1.5, sur les diagrammes (P, f) et (P, φ).

Tableau 9

Panneau	Position du raidisseur	Valeurs de $k=\gamma/\gamma^*$ adoptées	Charge limite d'efficacité en tonnes			φ_{min}	$\epsilon = 1-\varphi_{min}$	P_{ruine}	$\frac{P_{eff}}{P_{ruine}}$	$\frac{P_{eff}}{P_{cr}^{exp}}$
			(P, f)	(P, φ)	P_{eff}					
I 1	0,5	3,82	—	—				> 5,45		
I 2		3,82	—	—				> 5,45		
I 3		4,42	—	—				> 5,45		
I 4		4,42	—	—				> 5,45		
II 1	0,25	4,10	> 5,25	—	> 5,25	—	—	> 5,45	< 0,964	1,050
II 2		4,35	> 5,25	4,25?	4,25?	0,16	0,84	> 5,45	< 0,780?	1,050
II 3		4,73	> 5,25	—	> 5,25	—	—	> 5,45	< 0,964	1,312
II 4		5,01	5,15	5,15	5,15	0,57	0,43	> 5,45	< 0,945	1,374
III 1	0,21	4,06	4,85	—	4,85	—	—	= 5,45	= 0,890	1,054
III 2		6,77	4,95	4,95	4,95	0,10	0,90	= 5,45	= 0,909	1,076
III 3		5,41	4,95	4,95	4,95	0,48	0,52	= 5,45	= 0,909	1,076
IV 1	0,33	3,94	5,25	5,25	5,25	0	1	> 5,45	< 0,964	1,141
IV 2		3,56	5,25	5,25	5,25	0	1	> 5,45	< 0,964	1,141
IV 3		3,26	4,85	> 5,25	4,85	—	—	> 5,45	< 0,890	1,078
V 1	0,50	2,86	5,20	5,20	5,20	0	1	> 5,45	< 0,954	
V 2		2,46						> 5,45		
V 3		2,46						> 5,45		

Tableau 10. Efficacité des raidisseurs verticaux

Raidisseur entre les panneaux	Charge limite d'efficacité en tonnes par diagramme (P, f)	$\frac{P_{eff}}{P_{ruine}}$
I 1— I 2	—	
I 2— I 3	—	
I 3— I 4	—	
II 1— II 2	> 5,25	0,964
II 2— II 3	> 5,25	0,964
II 3— II 4	> 5,25	0,964
III 1—III 2	5,00	= 0,917
III 2—III 3	5,00	= 0,917
IV 1—IV 2	4,90	0,900
IV 2—IV 3	4,90	0,900
V 1— V 2	5,00	0,917
V 2— V 3	5,00	0,917

On remarquera que les charges limites d'efficacité des raidisseurs tant verticaux qu'horizontaux sont supérieures aux charges critiques théoriques et même aux charges critiques expérimentales.

Elles sont de l'ordre de 90 pour cent de la charge de ruine.

3.5.7. Sécurité expérimentale. La sécurité expérimentale vaut $5{,}45/3 = 1{,}817$. Le moment maximum de service valait 75,6 tm et le moment maximum de ruine 137,4 tm.

Calculons maintenant le moment de flexion maximum plastique, en adoptant pour chaque élément de la poutre, la valeur de R_{ei} correspondante.

On a alors, en se référant à la fig. 3.11:

$$M_P^{max} = 2\,(21{,}95 \times 3000 \times 592{,}5 + 30{,}5 \times 960 \times 539{,}4 + 32{,}6 \times 1060 \times 250)\ \text{kg/mm}$$
$$= 126{,}9\ \text{tm}.$$

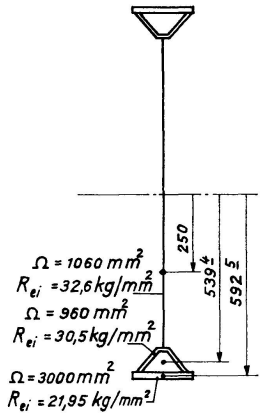


Fig. 3.11.

On a donc atteint un rendement plastique $\varphi = M_{ruine}/M_P^{max} = 137{,}4/126{,}9 = 1{,}084$, ce qui montre que le raidissage de la poutre était suffisant pour qu'elle dépasse le stade de plastification complète de sa section médiane.

3.6. Conclusions de l'essai

1. La sécurité expérimentale atteinte est de 1,817. Le choix judicieux du raidissage a permis d'amener la poutre à épuiser toute sa capacité de résistance plastique malgré la minceur des âmes mises en œuvre (2,12 mm).
2. La charge critique expérimentale est toujours supérieure à la charge critique théorique. L'écart moyen est de 18,8%.
3. Les charges limites d'efficacité des raidisseurs sont supérieures aux charges critiques expérimentales des panneaux partiels, ce qui montre que les raidisseurs sont suffisamment rigides pour que chaque panneau partiel voile individuellement sous une sollicitation valant au moins 90 pour cent de la sollicitation de ruine. Il semble que les valeurs de k adoptées dans le dimensionnement, c'est-à-dire:

   $k = 4$ pour un raidisseur horizontal au quart,
   $k = 4$ pour un raidisseur horizontal à 0,21,
   $k = 3{,}5$ pour un raidisseur horizontal au tiers,
   $k = 6$ à 8,4 pour les raidisseurs verticaux,
   soient suffisantes.
4. Le fait de faire subir à la poutre des précharges successives jusqu'à la charge de service avant l'essai proprement dit, a pour effet général d'améliorer la planéité de l'âme.

Chapitre 4. Essai de la troisième poutre

4.1. Constitution de la poutre

Comme on l'a expliqué précédemment au § 1.1, cette poutre a été réalisée en aboutant les deux demi-poutres obtenues par l'enlèvement du panneau central de la poutre de 18 m. On a renforcé la partie centrale de la nouvelle poutre par soudage de deux semelles supplémentaires de 150×12 mm de section et 7,2 m de longueur.

La poutre ainsi obtenue a 14,4 m de portée et les dimensions générales sont indiquées à la fig. 4.1.

Les essais ont été effectués à l'aide du montage utilisé pour la poutre précédente.

4.2. Description de la sollicitation

La mise en charge a été appliquée par trois vérins, de 30 t, 50 t et 10 t respectivement. Leur disposition est donnée à la fig. 4.2, sur laquelle on a aussi tracé les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants pour une sollicitation correspondant à $P = 3$ t au vérin de 10 t.

Cette sollicitation n'est pas la sollicitation de service de la poutre parce que celle-ci a été renforcée par deux plats dans les 7,2 m centraux[2]). Nous continuerons cependant à l'utiliser comme sollicitation de référence par raison de commodité.

4.3. Appareillage mis en œuvre

a) Les déformations transversales des panneaux d'âme ont été mesurées à l'aide de 57 comparateurs au $^1/_{100}$ mm aux endroits indiqués à la fig. 4.3.
b) Les tensions dans les semelles ont été mesurées à l'aide de 2×2 jauges ohmiques et dans les membrures en caisson par 2×8 jauges ohmiques disposées sur les deux faces de celles-ci. Les efforts maxima dans certains raidisseurs verticaux ont été mesurés par 2×4 jauges ohmiques. L'état de tension dans l'âme a fait l'objet de mesures par 2×6 rosettes tandis que certains raidisseurs horizontaux étaient auscultés au moyen de 2×2 jauges ohmiques. Tous les appareils de mesure étaient répartis symétriquement sur les deux faces de la poutre. Leur disposition est donnée à la fig. 4.4.
c) Les déformations verticales de la poutre ont été relevées par 5 fleximètres placés dans les sections d'application des charges.

---

[2]) De ce fait, la section dangereuse devient la section AA située à l'extrémité gauche du plat de renfort, soit à 3,60 m de l'appui. La charge de service amenant dans cette section la tension maximum de comparaison à $R = 16$ kg/mm² vaut $P = 4{,}38$ tonnes.

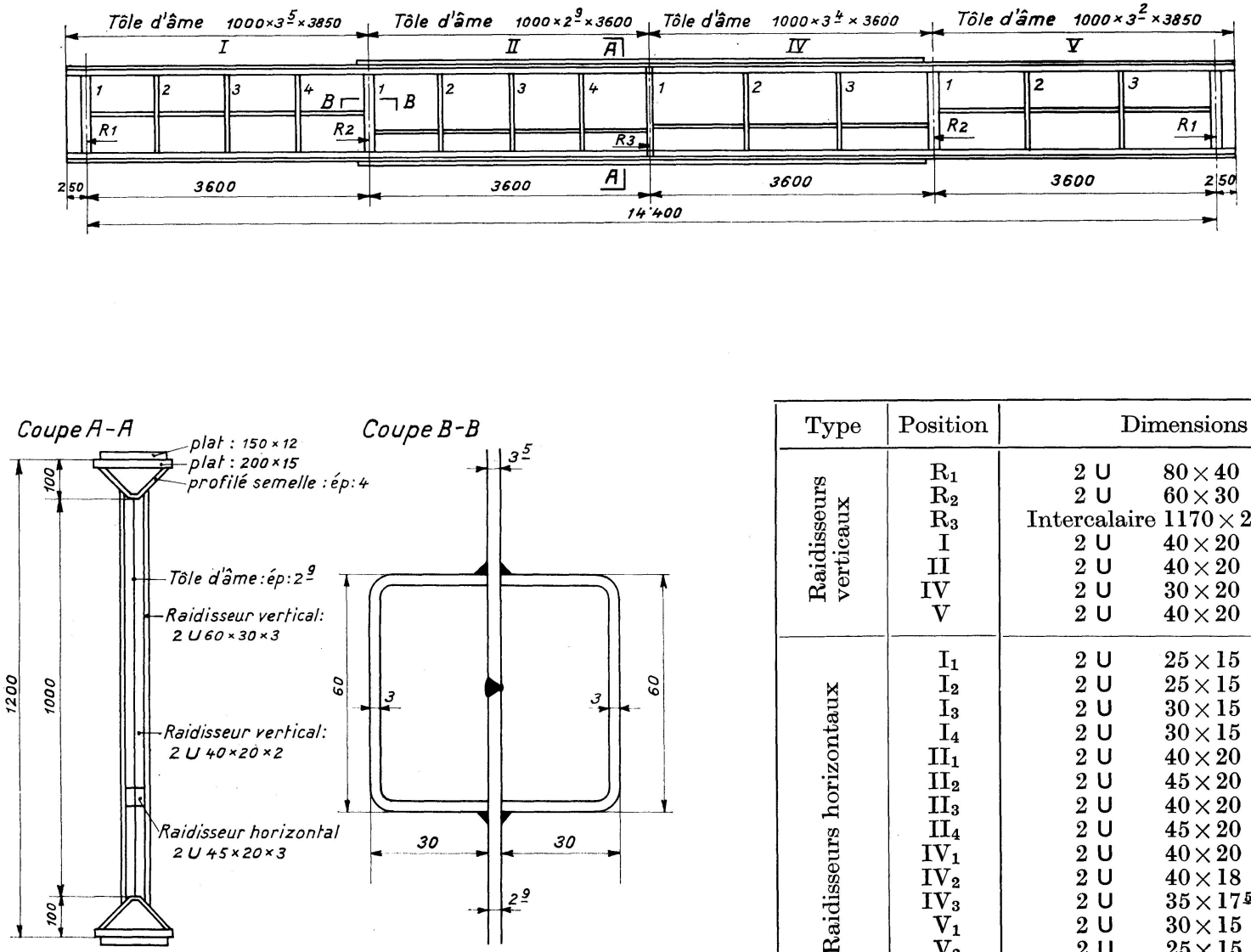


Fig. 4.1.

Type	Position	Dimensions
Raidisseurs verticaux	R_1	2 U 80×40 ×3
	R_2	2 U 60×30 ×3
	R_3	Intercalaire 1170×250×20
	I	2 U 40×20 ×2
	II	2 U 40×20 ×2
	IV	2 U 30×20 ×2
	V	2 U 40×20 ×2
Raidisseurs horizontaux	I_1	2 U 25×15 ×2
	I_2	2 U 25×15 ×2
	I_3	2 U 30×15 ×2
	I_4	2 U 30×15 ×2
	II_1	2 U 40×20 ×2
	II_2	2 U 45×20 ×2
	II_3	2 U 40×20 ×3
	II_4	2 U 45×20 ×3
	IV_1	2 U 40×20 ×2
	IV_2	2 U 40×18 ×3
	IV_3	2 U 35×17⁵⁄₁₀×4
	V_1	2 U 30×15 ×2
	V_2	2 U 25×15 ×2
	V_3	2 U 25×15 ×2

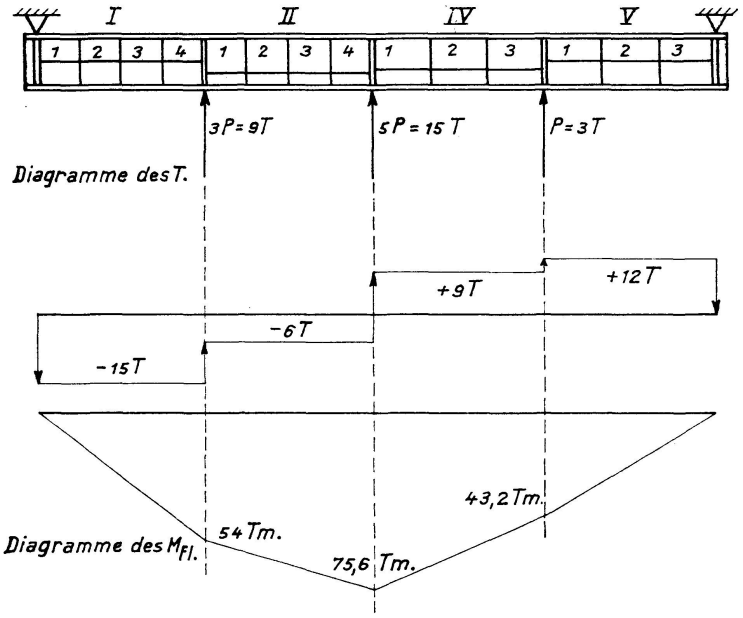


Fig. 4.2.

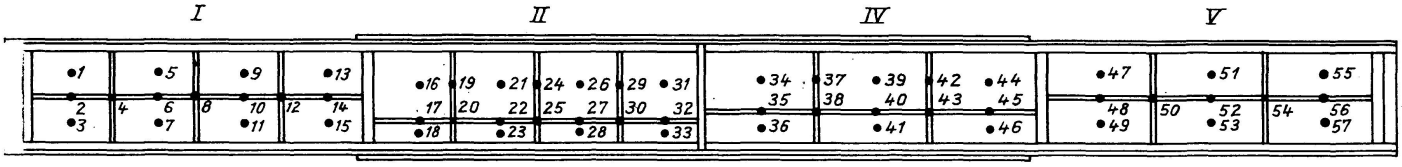


Fig. 4.3.

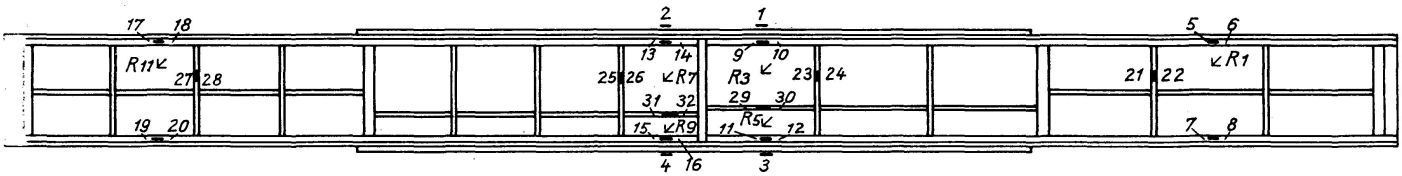


Fig. 4.4.

4.4. *Compte-rendu de l'essai*

La mise en charge a été réalisée sans retour à zéro, en effectuant les lectures à tous les appareils de mesure pour les paliers suivants: 0, 500, 1500, 3000, 3500, 4000, 4500, 5000 et ensuite de 250 en 250 kg jusqu'à 7750 kg au vérin de 10 t.

La charge maximum atteinte à ce vérin a été de 7800 kg.

La poutre a péri par voilement des panneaux I 4 et II 1. Les photos fig. 4.5 et 4.6 montrent l'aspect de ces panneaux après mise hors service, vu des deux côtés de la poutre.

4.5. *Interprétation des mesures et calculs théoriques*

4.5.1. Caractéristiques réelles de l'acier des semelles et de l'âme. Les caractéristiques des aciers des membrures primitives et de l'âme ont déjà été four-

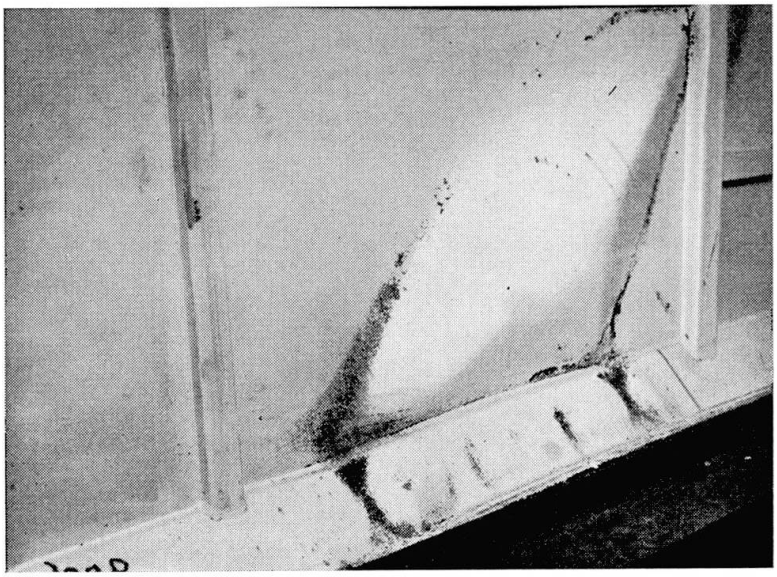


Fig. 4.5.

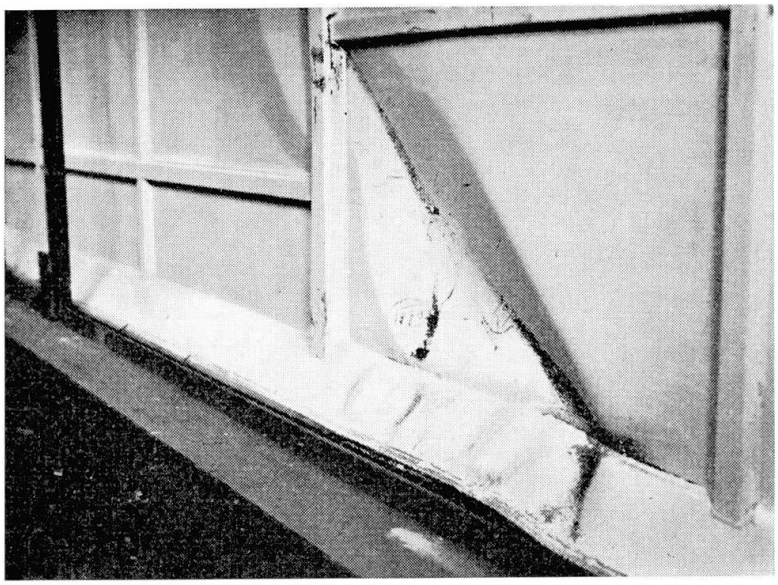


Fig. 4.6.

Tableau 11

Repère	Endroit	R_{es} kg/mm²	R_{ei} kg/mm²	R_r kg/mm²	Allongements en % $5{,}65\sqrt{S}$	Allongements en % $8{,}16\sqrt{S}$	Striction %	$\frac{R_{es}}{R_r}$	$\frac{R_{ei}}{R_r}$
10	semelle comprimée	28,3	27,7	46,5	31,0	27,9	56,7	0,608	0,596
11	semelle tendue	25,3	24,2	38,7	37,0	34,3	68,5	0,653	0,626

nies au tableau n° 6 du § 3.5.2. L'acier des semelles supplémentaires a les propriétés consignées au tableau n° 11 ci-dessus.

4.5.2. Déformation transversale des panneaux d'âme. On a tracé à la fig. 4.7 les déformées transversales des sections verticales médianes des différents panneaux de la poutre pour les différentes charges 1,5; 4; 5,5 et 7 t.

Ces diagrammes montrent que les raidisseurs horizontaux médians ont généralement des rigidités relatives $k \equiv \gamma/\gamma^*$ insuffisantes.

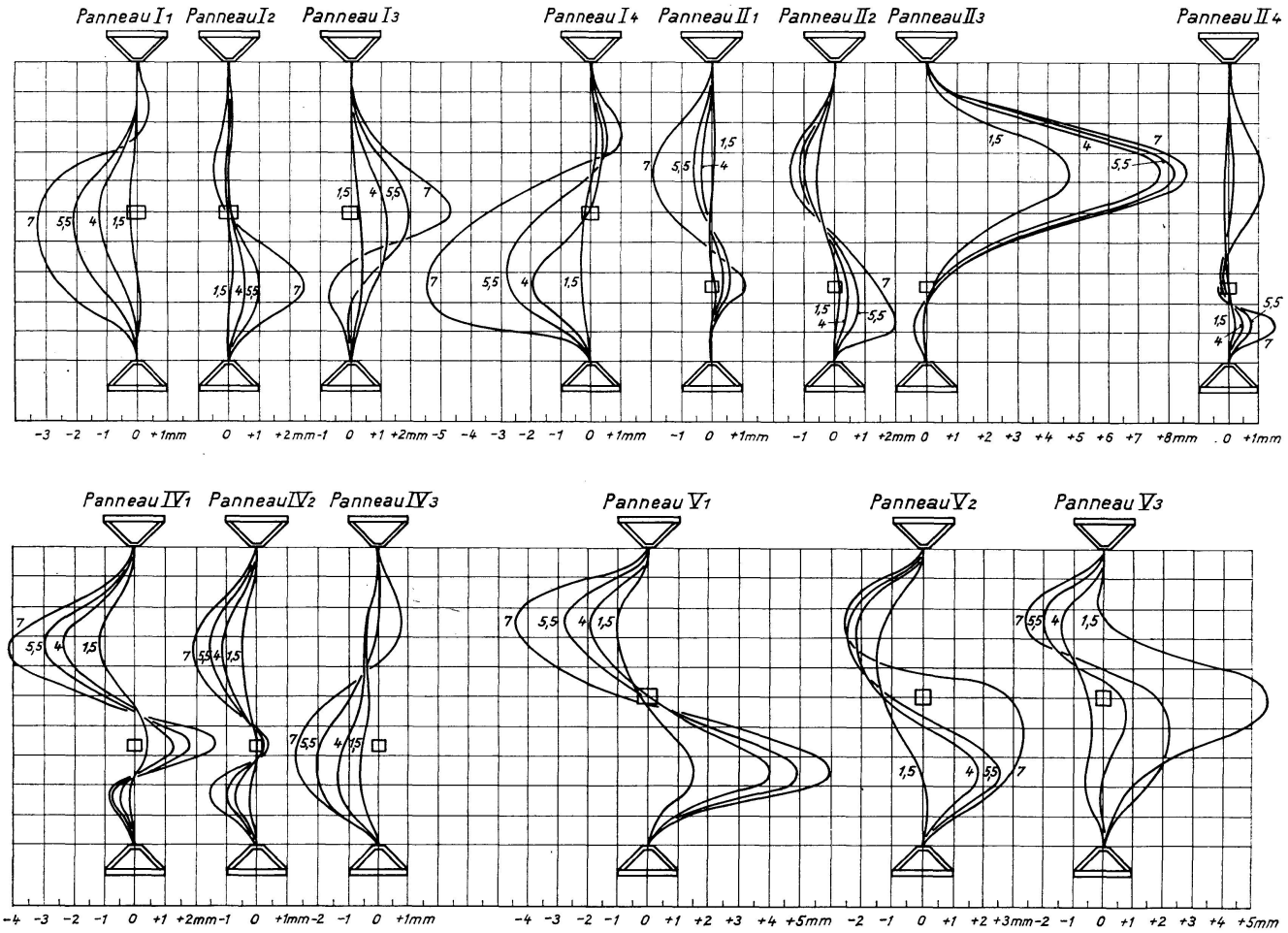


Fig. 4.7.

4.5.3. Comportement théorique des panneaux sous charge. Dans le tableau n° 12 ci-dessous, on a effectué le calcul de la charge critique théorique pour les différents panneaux.

4.5.4. Détermination de la charge critique expérimentale. Comparaison avec la théorie. Le tableau n° 13 ci-dessous donne les valeurs de la charge critique expérimentale P_{cr}^{exp} déduite de l'étude du comportement des comparateurs et des rosettes collées sur les panneaux d'âme.

Tableau 12

Panneau n°	$\alpha = \frac{a}{b}$	Position du raidisseur	k_σ	k_τ	e mm	I cm⁴	σ kg/mm²	τ kg/mm²	σ_c kg/mm²	σ_e kg/mm²	$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2}$ kg/mm²	$\sigma^i_{c\,cr}$ kg/mm²	P^{th}_{cr} t
I 1	0,9	0,5	51,95	40,86	3,5	295.795	1,141	4,286	7,51	0,230	0,107	16,10	6,423
I 2							3,423		8,17		0,124	15,18	5,574
I 3							5,705		9,36		0,152	14,11	4,530
I 4							7,987		10,91		0,186	13,45	3,699
II 1	0,9	0,25	141,45	22,04	2,9	423.004	6,700	2,069	7,60	0,158	0,105	11,39	4,495
II 2							7,345		8,16		0,107	11,99	4,404
II 3							7,980		8,75		0,109	12,61	4,330
II 4							8,620		9,35		0,112	13,16	4,223
IV 1	1,2	0,33	87,08	22,95	3,4	427.170	8,210	2,647	9,41	0,217	0,149	13,68	4,355
IV 2							6,945		8,33		0,140	12,87	4,640
IV 3							5,700		7,31		0,133	11,94	4,900
V 1	1,2	0,5	51,95	37,42	3,2	293.295	6,137	3,750	8,93	0,192	0,155	11,06	3,714
V 2							3,682		7,46		0,122	11,70	4,704
V 3							1,227		6,61		0,103	12,36	5,607

4.5.5. Efficacité des raidisseurs. On a déterminé l'efficacité et la charge limite d'efficacité des raidisseurs horizontaux et verticaux par la méthode décrite au § 1.5.

Les résultats font l'objet des tableaux n° 14 et 15.

Tableau 13

Panneau n°	Charge critique expérimentale en tonnes				P_{cr}^{th} tonnes	$\frac{P_{cr}^{exp}}{P_{cr}^{th}}$
	Point d'inflexion du diagr. (P, f)	$\epsilon_1 - \epsilon_2$	$\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$	P_{cr}^{exp}		
I 1	7,50	6,60		7,50	6,423	1,168
I 2	6,75			6,60	5,574	1,183
I 3	5,50			5,50	4,530	1,214
I 4	4,85			4,85	3,699	1,311
II 1	5,00			5,00	4,495	1,113
II 2	5,85			5,85	4,404	1,328
II 3	5,60			5,60	4,330	1,292
II 4	5,25	5,00	5,00	5,00	4,223	1,184
IV 1	5,75	5,90	6,20	5,75	4,355	1,320
IV 2	5,80			5,80	4,640	1,250
IV 3	6,20			6,20	4,900	1,265
V 1	5,10			5,10	3,714	1,372
V 2	5,75	5,75	6,20	5,75	4,704	1,221
V 3	6,85			6,85	5,607	1,221

Le rapport P_{cr}^{exp}/P_{cr}^{th} est toujours supérieur à l'unité et sa valeur moyenne vaut: 1,245.

Tableau 14. Efficacité des raidisseurs horizontaux

Panneau	Position du raidisseur	Charge limite d'efficacité en tonnes			φ_{min}	$\epsilon = 1-\varphi_{min}$	P_{ruine}	$\frac{P_{eff}}{P_{ruine}}$	$\frac{P_{eff}}{P_{cr}^{exp}}$
		(P, f)	(P, φ)	P_{eff}					
I 1	0,5	—	—	—	—	—	> 7,80	—	—
I 2		6,20	6,20	6,20	0	1	> 7,80	0,795	0,940
I 3		7,40	6,85	6,85	—	—	> 7,80	0,879	1,246
I 4		7,40	—	7,40	—	—	= 7,80	0,949	1,480
II 1	0,25	7,65	7,65	7,65	0,51	0,49	= 7,80	0,981	1,530
II 2		7,15	7,15	7,15	—	—	> 7,80	0,917	1,222
II 3		7,25	7,15	7,15	0,017	0,983	> 7,80	0,917	1,278
II 4		6,75	7,00	6,75	0,206	0,794	> 7,80	0,865	1,285
IV 1	0,33	7,25	—	7,25	—	—	> 7,80	0,930	1,261
IV 2		7,40	7,40	7,40	0,310	0,690	> 7,80	0,949	1,276
IV 3		6,20	6,50	6,20	—	—	> 7,80	0,795	1,000
V 1	0,5	5,20	5,20	5,20	0,024	0,976	> 7,80	0,667	1,020
V 2		5,85	5,85	5,85	0	1	> 7,80	0,750	1,018
V 3		6,75	6,75	6,75	—	—	> 7,80	0,866	0,986

Tableau 15. Efficacité des raidisseurs verticaux

Raidisseur entre panneaux	Charge limite d'efficacité en tonnes par diagramme (P, f)	$\frac{P_{eff}}{P_{ruine}}$
I 1— I 2	7,25	0,930
I 2— I 3	7,60	0,975
I 3— I 4	7,25	0,930
II 1— II 2	7,25	0,930
II 2— II 3	7,25	0,930
II 3— II 4	6,60	0,846
IV 1—IV 2	7,10	0,911
IV 2—IV 3	7,50	0,962
V 1— V 2	7,00	0,898
V 2— V 3	6,75	0,866

On peut encore remarquer que dans cet essai les charges limites d'efficacité des raidisseurs verticaux et horizontaux sont supérieures aux charges critiques théoriques et généralement même aux charges critiques expérimentales.

Elles sont de l'ordre de 90 pour cent de la charge de ruine pour tous les raidisseurs, sauf les horizontaux médians.

Il semble que l'on devrait adopter pour ces derniers une valeur de la rigidité relative $k \equiv \gamma/\gamma^*$ égale à 4.

4.5.6. Sécurité expérimentale. Comme on l'a dit au § 4.2, la charge P, correspondant à l'apparition d'une tension de comparaison égale à 16 kg/mm² dans la section la plus dangereuse, vaut 4,38 tonnes.

La sollicitation de ruine correspond à $P = 7{,}8$ t, d'où la sécurité expérimentale vaut $7{,}8/4{,}38 = 1{,}78$.

Le moment maximum de ruine vaut $(7{,}8/3) \times 75{,}6 = 196{,}6$ tm.

Le moment maximum plastique se calcule comme précédemment. En se référant à la fig. 4.8:

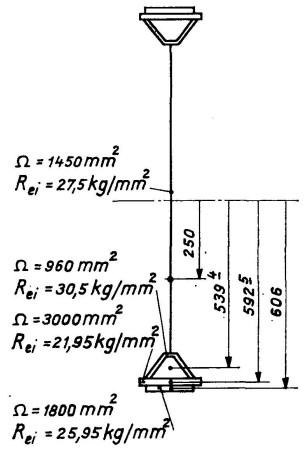


Fig. 4.8.

$$M_P^{max} = 2\,(21{,}95 \times 3000 \times 592{,}5 + 30{,}5 \times 960 \times 539{,}4 + 27{,}8 \times 1450 \times 250) + (2 \times 25{,}95 \times 1800 \times 606).$$

$$M_P^{max} = 129{,}78 + 56{,}61 = 186{,}39 \text{ tm}.$$

On en déduit le rendement plastique $\rho = M_{ruine}/M_P^{max} = 196{,}7/186{,}39 = 1{,}054$ dans la section renforcée.

A la section dangereuse de la partie non renforcée de la poutre, c'est-à dire dans le panneau I 4 à la jonction avec le panneau II 1, le rendement plastique est $\rho = M_{ruine}^{I,II}/M_P^{max} = 140{,}4/129{,}78 = 1{,}082$.

Ces résultats montrent que le stade de plastification complète a pu être dépassé à la ruine dans les deux types de sections.

4.6. Conclusions de l'essai

1. La sécurité expérimentale vaut 1,78. Les valeurs du rendement plastique établies au § 4.5.6 montrent que l'utilisation du métal a été poussée à son maximum sans que le voilement n'amène une ruine prématurée malgré la minceur des âmes.
2. La charge critique expérimentale est en moyenne 24,5 pour cent plus élevée que la charge critique théorique.
3. Les charges limites d'efficacité des raidisseurs sont supérieures aux charges critiques expérimentales sauf pour quelques raidisseurs médians.
   La rigidité relative de ces derniers devrait être prise égale à 4.

Chapitre 5. Etude comparative des poids de diverses solutions

5.1. Introduction

Le présent mémoire avait pour but de démontrer la possibilité d'alléger les poutres à âme pleine de grande portée en utilisant systématiquement des membrures et raidisseurs tubulaires. On peut se demander cependant si cette solution est économiquement valable, compte tenu des problèmes de fabrication.

Nous n'avons pas l'intention de prendre position sur ce point ici, étant donné que la réponse dépend essentiellement du prix de la main-d'œuvre et pourrait être différente selon que la poutre est réalisée en Europe ou aux Etats-Unis.

Cependant, en vue de donner aux constructeurs une base précise pour guider leur décision, on donne ci-après les poids respectifs de quatre poutres de 18 m considérées comme modèles réduits de grandes poutres de pont. Il est à prévoir que le gain de poids sur la poutre réelle serait plus important.

Tableau 16

Poutre n°		Groupe de panneaux				
		I	II	III	IV	V
1	épaisseur âme	3,5	2,9	2,12	3,4	3,2
	raid. horiz.	2 U 30×15×2	2 U 40×20×3	2 U 50×25×2	2 U 40×20×2	2 U 30×15×2
	raid. vert.	2 U 40×20×2	2 U 40×20×2	2 U 40×25×2	2 U 30×20×2	2 U 30×20×2
2	épaisseur âme	4,31	4,5	4,46	4,6	4,21
	raid. horiz.	—	—	—	—	—
	raid. vert.	2 U 40×20×2	2 U 40×20×2	2 U 40×25×2	2 U 30×20×2	2 U 30×20×2
3	épaisseur âme	5	4,5	4	5	4,5
	raid. horiz.	2 T 30×30×4	2 T 40×40×5	2 T 50×50×6	2 T 35×35×4	2 T 35×35×4
	raid. vert.	2 | 50×6	2 | 60×6	2 | 45×6	2 | 45×6	2 | 35×6
4	épaisseur âme	6,05	7	7	6,8	5,7
	raid. horiz.	—	—	—	—	—
	raid. vert.	2 | 50×6	2 | 60×6	2 | 45×6	2 | 45×6	2 | 35×6

Tableau 17

Poutre n°	Nature	Panneaux	Raidisseurs		Sécurité au voilement	Poids des semelles kg	Poids de l'âme kg	Poids des raid. vert. kg	Poids des raid. horiz. kg	Poids total de la poutre kg	Coefficient
			horiz.	vert.							
1	tubulaire	encastrés			1,2	1182,4	433,8	186,6	45,5	1848,3	1
2	tubulaire	encastrés			1,2	1182,4	614,7	186,6	—	1983,7	1,0733
3	classique	appuyés			1,35	981,2	779,7	150,6	96,3	2007,8	1,0863
4	classique	appuyés			1,35	981,2	1099,6	150,6	—	2231,4	1,2073

On a pris comme référence la poutre à membrures et raidisseurs verticaux et horizontaux tubulaires décrite au chapître 3.

Les trois autres poutres sont:

1. La même, mais sans raidisseurs horizontaux.
2. Une poutre de type classique, à semelles formées de plats et à raidisseurs verticaux et horizontaux à section ouverte.
4. La même qu'en 3, mais sans raidisseurs horizontaux.

5.2. Résultats de l'étude

Les dimensions générales de ces poutres sont définies à la fig. 3.1 et la sollicitation à la fig. 3.2.

Le tableau n° 16 donne pour chaque groupe de panneaux, l'épaisseur de l'âme et les dimensions des raidisseurs.

Le tableau 17 donne le détail des poids des quatre types de poutres calculées.

Chapitre 6. Conclusions générales des essais

1. Il est prouvé que, en dimensionnant les panneaux d'âme supposés encastrés sur leurs bords avec un coefficient de sécurité au voilement $s = 1{,}2$ et en calculant les raidisseurs selon les règles préconisées dans le présent rapport (cf. § 1.3), on peut, tout en mettant en œuvre des âmes de minceur b/e allant jusque 500, atteindre pour le type de poutre étudié un rendement plastique équivalent à celui des profils laminés et réaliser une sécurité expérimentale voisine de 2. Dès lors, rien ne s'oppose à ce que l'on puisse appliquer les méthodes de calcul plastique à des ossatures contenant de telles poutres, pour autant qu'on prenne les mesures voulues pour éviter le déversement.

2. La théorie employée dans le présent rapport et le dimensionnement du type de raidisseur tubulaire par interpolation linéaire entre les 2 valeurs 0 et 0,781 du rapport θ/γ donnent entière satisfaction. En effet, l'écart moyen observé entre les charges critiques théorique et expérimentale est de l'ordre de 20 pour cent dans le sens de la sécurité.

Lorsque la théorie pourra être complétée pour des panneaux parfaitement encastrés sur leurs quatre bords et les calculs effectués pour le type de raidisseur employé, il semble que l'on pourra encore approcher d'un peu plus la réalité.

3. Si l'on adopte pour le dimensionnement des raidisseurs les coefficients $k \equiv \gamma/\gamma^*$ ci-après:

4 pour les raidisseurs horizontaux,

6 pour les raidisseurs verticaux,

leur charge limite d'efficacité sera supérieure à la charge critique expérimentale du panneau correspondant et dépassera 90 pour cent de la charge de ruine.

Notons que la valeur de la rigidité optimum γ^* pour les raidisseurs horizontaux doit être calculée pour le panneau partiel comportant ce raidisseur, tandis que pour les raidisseurs verticaux, on doit considérer le groupe de panneaux d'épaisseur équivalente e^* compris entre deux raidisseurs ultra-rigides.

4. Une étude comparative des poids a montré que la poutre à membrures tubulaires préconisée permet de réaliser un gain de:

10% vis-à-vis de la poutre classique à semelles non tubulaires.

22% vis-à-vis de la poutre classique sans raidisseurs horizontaux.

Remerciements

Les essais dont il est rendu compte dans le présent mémoire font partie du programme de recherches de la Commission belge pour l'Etude de la Construction Métallique (C.E.C.M.). Les auteurs remercient Monsieur F. Hebrant, Directeur du Centre de Recherches de Fabrimétal, et Monsieur Demol, Ingénieur à la C.E.C.M., pour l'aide apportée dans la réalisation des poutres d'essai.

Les auteurs désirent également souligner la part prise dans la présente recherche par Monsieur G. Mazy, ancien assistant à l'Université. Monsieur Mazy a étudié le premier dimensionnement complet des poutres de 7,2 m et de 18 m, qui n'a subi ensuite que des perfectionnements de détail.

Des remerciements sont dûs enfin, à MM. F. Campus et H. Louis, Co-directeurs des Laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil pour l'aide qu'eux-mêmes et leurs collaborateurs nous ont apportée dans les deux essais réalisés sur la poutre de 18 mètres.

Bibliographie

1. Massonnet, Ch.: Essais de voilement sur poutres à âme raidie. Mém. de l'AIPC Vol. 14, pp. 125—186, 1954.
2. Dörnen, A.: Stahlbau-Tagung Stuttgart, Abhandlungen aus dem Stahlbau. W. Dorn, éd. 1951.
3. Massonnet, Ch.: Recherches sur le dimensionnement et le raidissage rationnels de l'âme des poutres à âme pleine, en tenant compte du danger de voilement. Annales I.T.B.T.P., pp. 1061—1080, 1953.
4. Massonnet, Ch.: Stability considerations in the design of steel plate girders. Proc. A.S.C.E., Journal of the Structural Division, pp. 71—98, Janvier 1960.
5. Massonnet, Ch.: Théorie générale du voilement de plaques rectangulaires, encastrées ou appuyées. Actes du 9e Congrès International de Mécanique Appliquée, Tome pp. 181—193, Bruxelles 1956.

6. Massonnet, Ch., Mazy, G., Tanghe, A.: Théorie générale du voilement des plaques rectangulaires orthotropes, encastrées ou appuyées sur leur contour, munies de raidisseurs parallèles aux bords à grandes rigidités flexionnelle et torsionnelle. Mémoires de l'A.I.P.C., Vol. 20, pp. 223—262, 1960.
7. Ceradini, G.: «Sul dimensionamento delle costole longitudinale di irrigidimento dell'anima in travi a parete piena sollecitati a flessione e soggette a pericolo di instabilità per ingobbamento.» Giornale del Genio Civile, pp. 357—374 et 455—468, 1959.
8. Stowell, E. Z., Heimerl, G. J., Libove, C. et Lundquist, E. E.: Buckling stresses for flat plates and sections. Trans. A.S.C.E., Vol. 117, pp. 545—578, 1952.
9. Kerensky, O. A., Flint, A. R. et Brown, W. C.: The basis for design of beams and plate girders in the revised British standard 153. Proc. Inst. Civ. Eng., Partie III, août 1956.
10. Skaloud, M.: Verhalten von Stegblechen im überkritischen Bereich. Acta Technica 1962.
11. Skaloud, M.: Interaktion der Ausbeulung von Wänden und der gesamten Formänderung gedruckter und gebogener Stäbe. Acta Technica 1962.
12. Basler, K.: Strength of plate girders in shear. Journ. Struct. Div. Proc. ASCE, Oct. 1961.
13. Basler, K. and Thürlimann, B.: Strength of plate girders in Bending. Journ. Struct. Div., Proc. ASCE, Aug. 1961.
14. Basler, K.: Strength of plate girders under combined bending and shear. Journ. Struct. Div., Proc. A.S.C.E., Oct. 1961.
15. Basler, K.: New Provisions for Plate Girder Design. National Engineering Conference. 1961. Proceedings of the American Institute of Steel Construction.
16. Massonnet, Ch.: Recherches expérimentales sur le voilement de l'âme de poutres à âme pleine. Bulletin du C.E.R.E.S. Tome V, pp. 67—240, 1951.

Résumé

Lorsqu'on augmente la rigidité torsionnelle de la semelle comprimée et des raidisseurs par l'emploi de profils tubulaires, les panneaux d'âmes présentent un encastrement accru sur leur contour, ce qui permet un relèvement appréciable de la charge critique de voilement de cette âme.

L'application numérique de la théorie générale du voilement des plaques rectangulaires orthotropes encastrées ou appuyées sur leurs bords, munies de raidisseurs tubulaires (Mém. AIPC., Vol. 20, pp. 223—262, 1960) a permis de dimensionner deux poutres d'essais, en adoptant une sécurité théorique au voilement, de l'ordre de $s = 1{,}2$ et en multipliant les rigidités optima théoriques γ^*, θ^*, des raidisseurs par un coefficient k variant de 3 à 5.

Les essais ont montré que ce mode de dimensionnement était satisfaisant. Il permet d'atteindre, même pour des âmes de minceur $b/e = 500$, une sécurité expérimentale à la ruine voisine de 2 et un rendement plastique de 8 pour cent supérieur à l'unité.

La charge critique expérimentale des panneaux d'âme est d'environ 20 pour cent supérieure à la charge critique théorique.

Si l'on adopte pour le dimensionnement des raidisseurs les coefficients

$k\,(\equiv\gamma/\gamma^*\equiv\theta/\theta^*)$ ci-après: 4 pour les raidisseurs horizontaux,
6 pour les raidisseurs verticaux,

leur charge limite d'efficacité est supérieure à la charge critique expérimentale du panneau correspondant et dépasse 90 pour cent de la charge de ruine.

Zusammenfassung

Wird bei einem I-förmigen Blechträger die Torsionssteifigkeit der gedrückten Gurtung und der Aussteifungen durch Verwendung von kastenförmigen Profilen erhöht, so ergeben sich für die Stegblechfelder bessere Einspannungsverhältnisse und damit für den Träger eine wesentliche Verbesserung der kritischen Beulspannung.

Es wurden zwei Versuchsträger unter Anwendung der allgemeinen Theorie des Ausbeulens von rechteckigen, orthotropen Platten mit verschiedenen Randbedingungen (I.V.B.H. Abh. Band 20, 1960, Seiten 223—262) bemessen. Dabei wurde die Sicherheit gegen Ausbeulen mit $s\cong 1{,}2$ angenommen, während die theoretischen Mindeststeifigkeiten γ^*, θ^* der Aussteifungen mit einem Faktor $k=3\div 5$ vergrößert wurden.

Die Versuche haben gezeigt, daß diese Bemessungsregeln durchaus befriedigend sind. Selbst für Stegbleche mit einem Verhältnis $b/e=500$ ergeben die Versuche eine Beulsicherheit von $s=2$, während der plastische Wirkungsgrad 1,08 beträgt. Die im Versuch gemessene kritische Beulspannung ist ungefähr 20% grösser als der theoretisch gerechnete Wert.

Nimmt man für die Bemessung der Aussteifungen die Faktoren

$k\,(\equiv\gamma/\gamma^*\equiv\theta/\theta^*)$ zu 4 für Längsaussteifungen, resp.
6 für Queraussteifungen an,

so bleiben diese über die durch Versuche ermittelte kritische Last hinaus und bis zu 90% der Erschöpfungslast noch praktisch unverbogen.

Summary

If tubular profiles are used for the compressed flange and stiffeners of a plate girder, the web panels are nearly built-in along their edges, which results in a substantial increase of their critical buckling loads.

Two test girders were designed by using the general buckling theory of orthotropic rectangular plates built-in or simply supported along their edges (I.A.B.S.E. Publ. Vol. 20, pp. 223, 262, 1960). The safety of the panels against buckling was about $s=1{,}2$ and the theoretical minimum rigidities γ^*, θ^*, of the stiffeners were multiplied by a factor $k=3$ to 5.

The tests have shown that this design was satisfactory. It provides, even with webs having a thickness $b/e = 500$, an experimental safety against collapse of about 2 and a plastic efficiency of 1,08.

The experimental critical loads of the web panels exceed the theoretical values by about 20 per cent.

If the stiffeners are designed by adopting the following coefficients

$k\,(\equiv \gamma/\gamma^* \equiv \theta/\theta^*)$: 4 for the horizontal stiffeners,
6 for the vertical stiffeners,

then their limiting efficiency load is greater than the experimental critical load of the corresponding panel and exceeds 90 per cent of the ultimate load.