

Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 10 (1950)

Artikel: Essais poussés jusqu'à la ruine, sous moments constant,
d'assemblages soudés de poutrelles H de 1 m

Autor: Lazard, A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-10586>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 03.04.2026

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

Essais poussés jusqu'à la ruine, sous moment constant, d'assemblages soudés de poutrelles H de 1 m

Versuche über Schweissverbindungen von I-Trägern von 1 m Höhe, die bei konstantem Moment bis zum Versagen durchgeführt wurden

Tests on welding connections of I-girders 1 m high, carried out with a constant moment up to failure

A. LAZARD, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef des Divisions des Ouvrages d'Art et des Etudes d'Aménagements de la S.N.C.F.

Sommaire

I. <i>Les essais</i>	102
1. Historique	102
2. Tableaux récapitulatifs	103
3. Renseignements sur les poutrelles	103
4. La soudure C. G. H.	105
5. Le mode expérimental	107
II. <i>Les résultats</i>	110
1. Description sommaire des essais (2ème série)	110
2. Déformation en un point	121
3. Déformations des sections planes.	125
4. Déformations autour d'un point	132
5. Diagramme des flèches	132
6. Lignes de fatigue	133
III. <i>Interprétation des résultats — Conclusions</i>	136
1. Ruine des poutres	136
2. Les soudures	138
3. Plastification	139
4. Contraintes limites admissibles	141
5. Conclusions	142
6. Voeu	143
Résumé	143

La S.N.C.F. a procédé au courant de 1948 et de 1949 à des essais, poussés jusqu'à la ruine, sous moment fléchissant constant, de poutrelles H de 1 mètre, soudées ou non. Les résultats concernent le comportement de ces poutrelles dans les domaines élastique et plastique. Ils peuvent intéresser à la fois constructeurs et théoriciens.

Chapitre I. Les essais

Les essais ont été progressivement étendus, au fur et à mesure qu'apparaissaient de nouveaux phénomènes. Pour leur compréhension un court historique est nécessaire.

Article 1. Historique

En vue d'utiliser dans des reconstructions définitives nombre des poutrelles H de grande hauteur qui avaient servi à des constructions provisoires, la région EST de la S.N.C.F. a envisagé de les souder. Sous l'active impulsion de ses chefs et en particulier de M. GUERIN, Ingénieur, chef de la subdivision des ouvrages d'art de la Région, deux poutrelles: une HN et une HR furent soudées, suivant un procédé classique en France (soudage des semelles, puis de l'âme) et essayées au laboratoire de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics (Rue Brancion), sous moment constant. Une déchirure se produisit, à partir d'un trou laissé dans la soudure des âmes à proximité immédiate de la semelle tendue, pour une charge prématurée (Poutre I_A). A titre de contrôle, un tronçon de poutrelle intacte (Poutrelle I_B) fût percée de trous. Soumise à l'essai, elle se déchira à partir du même trou, mais pour une charge supérieure. Le type de soudure fût abandonné.

L'urgence de la construction d'un pont fit essayer des joints mixtes-rivés et soudés (Poutres II et III). Ils donnèrent satisfaction malgré quelques imperfections.

On essaya ensuite un nouveau joint entièrement soudé — poutres IV — dont l'idée avait été émise par M. CARPENTIER — Ingénieur à la Division Centrale des Ouvrages d'Art — et qui fût réalisé et mis au point par MM. GUERIN — déjà nommé — et HEYDACKER, Inspecteur aux ateliers du Matériel et de la Traction à Montigny (près de Metz). Nous l'appellerons joint C.G.H. (initiales des promoteurs). Trois variantes furent envisagées IV_A — IV_B — IV_C et essayées. Les deux premières comportent des trous d'arrêt dans l'âme dans l'espoir d'éviter les concentrations de contraintes:

IV_A , trou inférieur en chapelle, comprenant une assez grosse quantité de soudure.

IV_B , trous bien ronds, comprenant très peu de soudure..

C'est à ce moment-là que l'auteur du présent compte rendu, prenant la direction de la Division Centrale des Ouvrages d'Art, prescrivit une série de mesurages avec des appareils divers (extensomètres à résistance électrique, HUGGENBERGERS et JOHANNSSONS), et à titre de comparaison, fit essayer, dans des conditions similaires, une poutrelle intacte-dénommée V.

La ruine des poutres IV et V intervint par flambement. Les soudures tinrent sans défaut. Les poutres IV_A et IV_B parurent les plus résistantes.

L'examen minutieux des résultats conduisit à supposer l'existence de phénomènes n'ayant jamais encore été décrits (en particulier dans le domaine plastique).

Les conclusions ne pouvaient toutefois être très nettes parce que les appareils utilisés ne présentaient pas les mêmes précisions et sensibilités et qu'ils avaient été disposés un peu au hasard en des points différents d'une expérience à l'autre.

Dans ces conditions, les particularités entrevues paraissant intéressantes et le partage des variantes IV n'ayant pu être prononcé, il fût décidé de refaire une nouvelle série d'essais avec les poutres IV et V.

Les dispositions avaient été prises pour que les essais fussent exactement comparables et que les mesurages (le maximum possible avec les instruments dont on disposait), fussent effectués en des points rigoureusement semblables. Mais la compréhension définitive du processus de ruine et l'apparition de nouveaux phénomènes conduisirent:

à déplacer quelques appareils de mesure,

à ajouter successivement des raidisseurs d'âmes, d'abord verticaux, puis horizontaux.

Finalement, les poutres ayant été essayées dans l'ordre: IV_C, V, IV_A et IV_B, on eût les dispositions suivantes:

IV_A améliorée (raidisseurs verticaux et horizontaux)

IV_B améliorée (idem)

IV_C pure (pas de raidisseurs)

V demi-améliorée (raidisseurs verticaux seulement).

La ruine intervint par flambement. Les soudures tinrent impeccablement.

Article 2. Tableaux Récapitulatifs

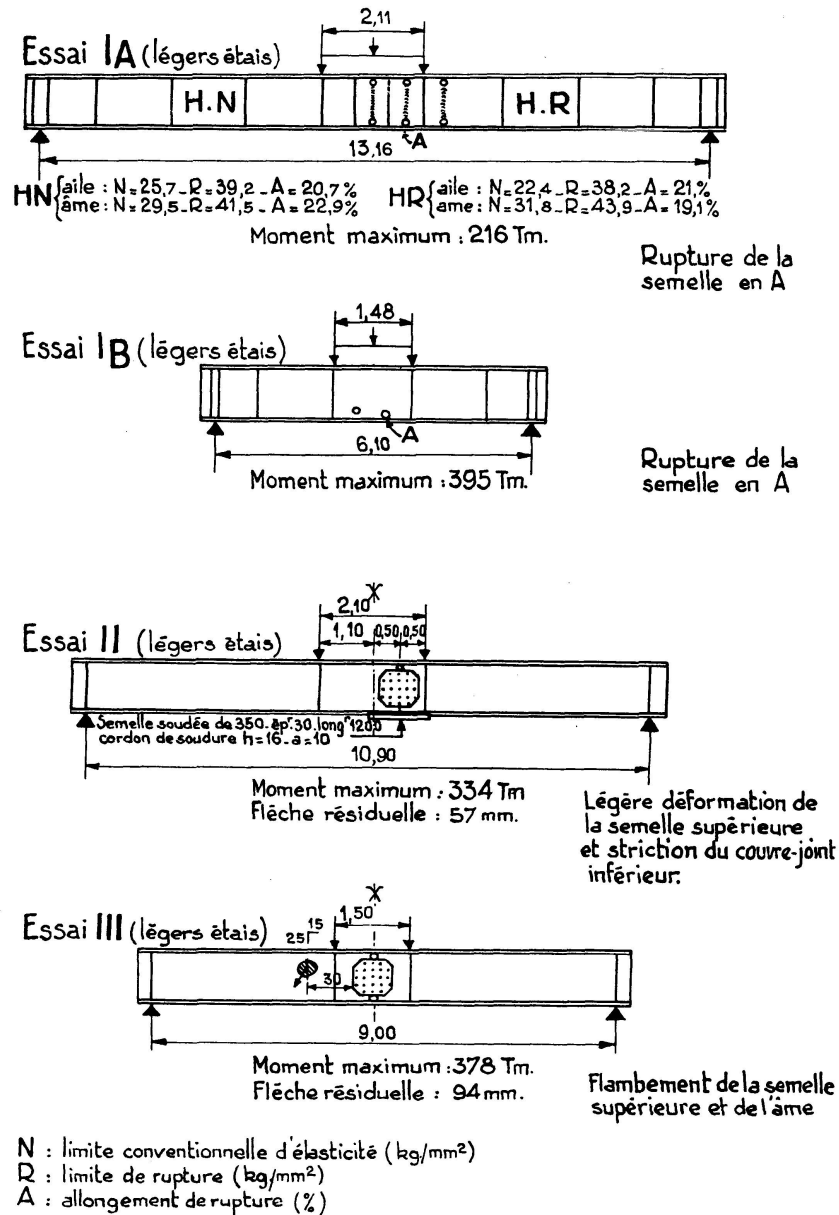
Le tableau I ci-dessus résume brièvement les données principales et les résultats des expériences de la 1ère série d'essais (valeur très approximative des moments de flambement par suite des grands accroissements des charges).

Le tableau II donne des indications plus détaillées sur les expériences de la 2ème série, dont il est surtout rendu compte ici.

Article 3. Renseignements sur les poutrelles

Les essais ont porté sur des tronçons de poutrelles ayant déjà servi dans des ouvrages provisoires, laminées pendant la guerre ou au début de la Libération, avec un acier Thomas de qualité discutable et avec d'importantes tolérances de cotes. D'après le laboratoire, le métal des poutres I_A et I_B était à la „limite des aciers soudables“; en outre la partie soudée de la poutrelle HN de I_A pro-

TABLEAU I

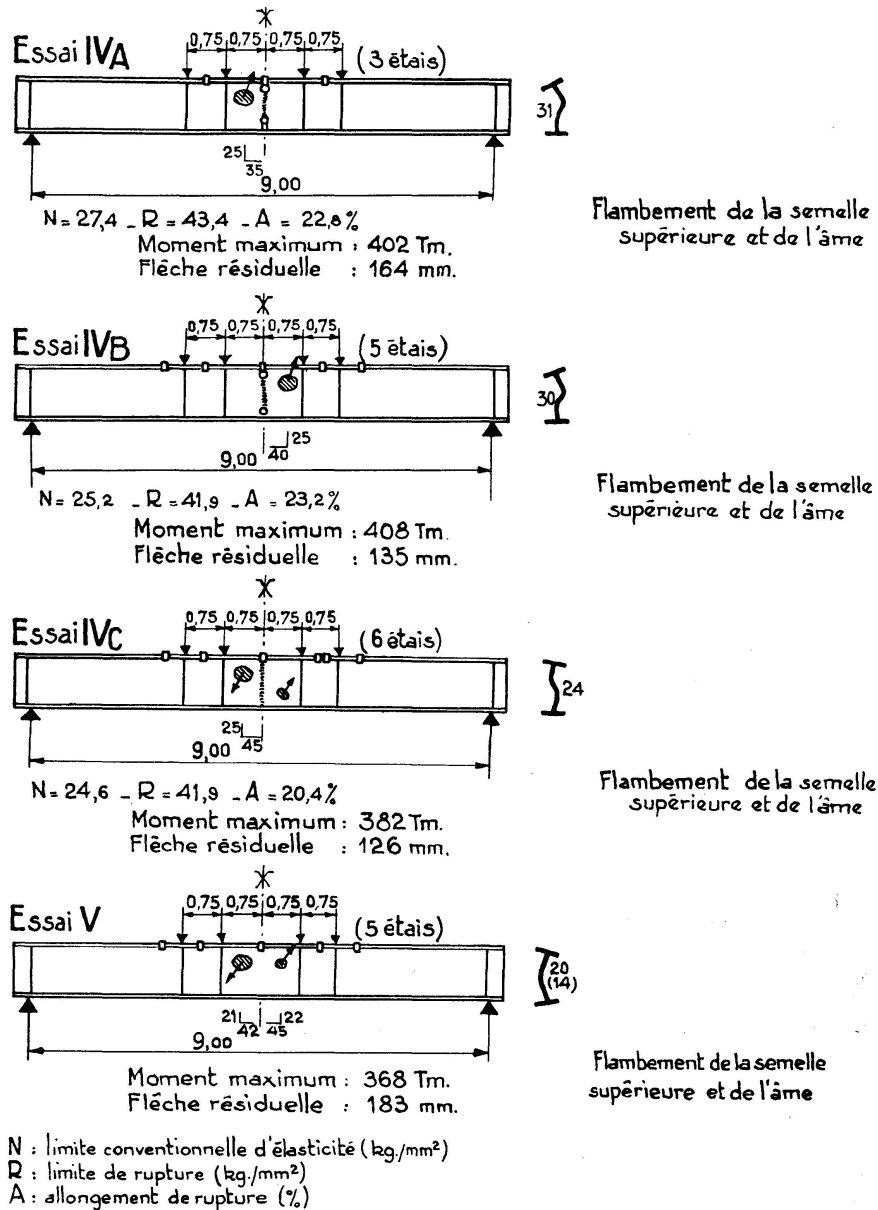


venait certainement de la tête du lingot. Des macrographies simples des tranches des poutrelles de la 2ème série d'essais ont été faites afin de ne souder que les tranches présentant le moins de défauts.

Les parties à souder n'étaient en raison des tolérances — ni de la même épaisseur, ni en prolongement l'une de l'autre. Les écarts atteignaient plusieurs millimètres, un peu dans tous les sens. Les soudures ont donc été soumises à des efforts secondaires certains.

Le tableau II donne quelques renseignements sur les moments et modules d'inertie. Les défauts les plus apparents sont décrits à l'article Ier du chapitre II.

TABLEAU I (suite)

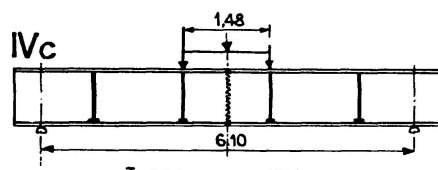
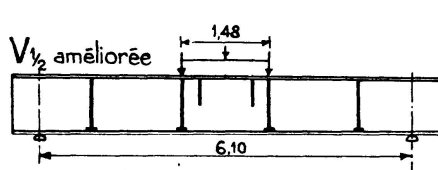
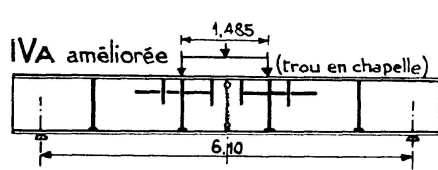
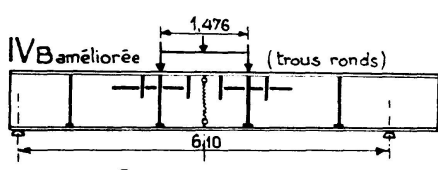


Article 4. La soudure C.G.H.

1. Principe

Afin d'éviter d'introduire des tractions supplémentaires (de retrait) dans les parties de la poutre qui seront ultérieurement tendues, on soude d'abord les semelles tendues en laissant les deux poutrelles libres de rotations. On soude ensuite les âmes à partir des semelles tendues, vers la fibre neutre et les parties comprimées, en donnant aux deux poutrelles le plus de liberté possible. On achève par la soudure des semelles comprimées de telle façon que la traction de retrait (d'ailleurs faible) vienne en déduction des futures compressions.

TABLEAU II

IV_c		Limite du domaine proportionnel : 200T Ruine par flambement : 290T
-	I. 608.000	- 1 ^{er} fluage : 200T
-	I. 1230	- Apparition des lignes de fatigue : 260T-290T
-	U	- 1 ^{er} flèche résiduelle : 220T
V_{1/2} améliorée		Modification en traction à 160T, Fluages importants à 280T en traction et compression Ruine par flambement à 300T
N. 31,5	- I. 618.000	- 1 ^{er} fluage : 160T - 2 ^{ème} fluage 280T
R. 40,8	- I. 1240	- Apparition des lignes de fatigue : 200T
A. 25%	U	- 1 ^{er} flèche résiduelle : 260T (prise sur la semelle supérieure)
IV_A améliorée		Limite du domaine proportionnel : 220T Ruine par flambement après 300T
N. 28	- I. 590.000	- 1 ^{er} fluage : 220T
R. 43	- I. 1190	- Apparition des lignes de fatigue : 260T
A. 30%	U	- 1 ^{er} flèche résiduelle : 220T
IV_B améliorée		Nombreuses particularités Ruine par flambement après 320T
N. 23	- I. 615.000	- 1 ^{er} fluage : 180T - 220T
R. 39,3	- I. 1230	- Apparition des lignes de fatigue : 220T
A. 33,5%	U	- 1 ^{er} flèche résiduelle : 220T
N : limite conventionnelle d'élasticité. (kg/mm ²) - I : moment d'inertie (cm ⁴) R : limite de rupture. (kg/mm ²) - I : module d'inertie (cm ³) A : allongement de rupture. (%)		

2. Réalisation

Les manutentions de grands éléments en cours de soudage étant délicates et onéreuses, la méthode opératoire économique consiste à souder en *position unique* à partir de chanfreins: en V, ouverts vers le haut, pour les semelles, et en X, pour les âmes.

Les éléments préparés sont supportés „en bascule“ désalignés dans le plan vertical, en vue d'un retrait libre avec alignement final correct. Les jeux initiaux sont de 4 mm à la pointe du chanfrein de la semelle tendue (en bas) et de 10 mm à la pointe du chanfrein de la semelle comprimée (en haut).

Le soudage de la semelle tendue est exécuté avec support de cuivre rainuré, afin d'obtenir une pénétration exempte de défauts.

Les éléments étant équilibrés, le retrait s'effectue librement avec compensation partielle du jeu et du désalignement.

L'âme est ensuite soudée, *simultanément des deux côtés*, par soudure „montante“; les éléments se resserrent progressivement, la position finale étant voisine de l'alignement.

La semelle comprimée est soudée en position bridée, avec supports de cuivre à l'envers pour les passes de pénétration, et par la méthode de „cordons longitudinaux“ pour le remplissage.

Les électrodes utilisées étaient de la nuance E 40 — qualité C, de la Norme N F A 81 — 309 (type „Marine 45“ des Etablissements SARAZIN).

Les postes de soudure étaient du type rotatif triphasé — continu, réglés pour fournir un courant de soudage continu aux intensités normales d'emploi des électrodes de 3,25—4 et 5 mm utilisées.

3. Discussion

On imite en quelque sorte le procédé de la Fermeture-Eclair. Il n'est toutefois pas possible d'éviter complètement la création de tractions supplémentaires dans la soudure. Quand on achève le soudage des parties supérieures de l'âme, il est certain qu'on développe des tractions dans les semelles déjà soudées.

Malgré cette imperfection théorique, le procédé s'est révélé excellent, ainsi qu'il sera conclu plus loin.

Le principe était déjà en somme recommandé par KOMMERELL en 1936 (2ème Congrès de l'A.I.P.C.) mais il semble avoir été fréquemment perdu de vue ainsi qu'en témoignent de nombreux échecs dans le soudage de poutrelles H. Il est appliqué, avec quelques variantes, par d'importantes firmes sarroises, qui ont eu l'occasion de travailler pour la S.N.C.F.

Article 5. Le mode expérimental (deuxième série d'essais)

1. Les poutres reposaient sur deux appuis distants de 6,10 m, tandis que la charge était donnée par un vérin de 2000 t appuyant, par l'intermédiaire d'un fort poitrail, sur deux rouleaux distants de 1,48 m.

Le moment fléchissant et les contraintes des fibres extrêmes dans la partie centrale des poutres sont données par les formules

$$(1) \quad \frac{M}{\text{en } mT} = 1,15 \times \frac{P}{\text{en } T}$$

$$(2) \quad \sigma \frac{\text{en kg}}{\text{mm}^2} = 0,9 \times \frac{P \text{ en } T}{10} \text{ environ}$$

2. Les poutres ont été soumises à une série alternée de chargements croissants et de déchargements au zéro.

Les accroissements de charges ont été diminués progressivement de 80 t à 40 t puis 20 t et 10 t afin de pouvoir déterminer avec une grande exactitude l'apparition des phénomènes principaux.

Sur les graphiques déformations-charges, on a tracé les retours au zéro. A l'exception de deux, toutes les droites sont très sensiblement parallèles (il n'en avait pas été de même dans la 1ère série d'essais et cette vérification avait permis de relever des nombreuses erreurs de lectures ou de reports dactylographiques). Toutefois le parallélisme n'est qu'apparent. Le coefficient d'élasticité varie entre d'assez larges limites — de 19000 kg/mm² à 25000 kg/mm² environ.

On a tracé également les courbes de déformations résiduelles. Elles permettent de mieux définir le début de la plastification.

3. Les poutres étaient renforcées au droit des appuis par des montants amovibles en forme d'U et au droit des rouleaux et dans les panneaux extrêmes par des montants verticaux soudés appuyant sur la semelle tendue par des cales, selon la technique classique.

Il semble que le diamètre du rouleau ait une certaine importance sur les déformations (empreintes dans la semelle supérieure, apparition des lignes de fatigue et action sur le flambement), mais on s'est aperçu trop tard du phénomène; les positions des rouleaux n'avaient pas été notées antérieurement avec assez de soin pour qu'on puisse en faire état.

4. Pour éviter le déversement c'est-à-dire soit le flambement par torsion, soit l'écrasement sous le vérin, la semelle supérieure était contrebutée par des étais en bois contre les parois du tunnel dans lequel avaient lieu les essais. Sous les très fortes charges, au moment où la semelle supérieure tendait à flamber, ces bois cassaient d'un côté et tombaient de l'autre.

5. On avait espéré en réduisant la portée de 9 m (1ère série) à 6,10 m (2ème série), éviter le flambement parasite des poutres et obtenir des ruptures qui auraient durement éprouvé les soudures.

La première poutre de la nouvelle série (IV_C) ayant flambé comme les précédentes, on essaya de retarder le flambement de la V en divisant le panneau central par deux raidisseurs verticaux de forme triangulaire soudés sous la semelle et sur l'âme, et s'arrêtant à la fibre moyenne. L'âme cloqua surtout dans les panneaux extérieurs.

Pour les deux dernières poutres (IV_A et IV_B) on compléta le dispositif précédent par un autre raidisseur vertical triangulaire dans chacun des panneaux extérieurs et par des éléments de raidisseurs rectangulaires horizontaux soudés sur l'âme au quart supérieur, débordant largement dans les panneaux extérieurs, mais laissant libre le tiers central contenant la soudure (afin de la

mieux éprouver). Les éléments horizontaux étaient interrompus entre les raidisseurs verticaux et les montants afin d'éviter l'accumulation des soudures. Le résultat escompté fût, cette fois, atteint.

6. On utilisa le maximum d'extensomètres à résistance électrique, de la marque PHILIPS, qu'on pouvait brancher à l'époque sur les deux boîtes de lecture, de la marque BALDWIN, possédées par le laboratoire, plus trois ou six HUGGENBERGERS et deux fleximètres RICHARD, propriété de la S.N.C.F.

La première d'expérience ayant montré qu'il y avait intérêt à comparer des lectures d'appareils disposés:

sur une même section droite et cela sur plusieurs sections droites,
sur diverses fibres longitudinales.

Les extensomètres électriques furent disposés tout autour des sections.

0 soudure.

+ 10 (à 10 cm de la soudure, dans la direction du centre du Laboratoire) afin de comparer la section 0 avec une section très rapprochée qui, en principe, n'est plus influencée par les retraits de soudage.

± 43 à 43 cm de part et d'autre de la soudure en des endroits où le fluage des fibres tendues était censé le plus important ou le plus précoce (apparition des lignes de fatigue).

Ils reçurent une symbolisation qui rappelle la position du point expérimenté.

Les lettres majuscules ont été utilisées pour les extensomètres situés dans la partie haute des poutres: en principe zone comprimée.

Les lettres minuscules ont été utilisées pour les extensomètres situés dans la partie basse des poutres: en principe zone tendue.

Les lettres marquées d'un prime correspondent aux appareils situés du côté cour du laboratoire, tandis que les lettres sans accent correspondent au côté rue.

Les lettres *b*, *c* ou *B*, *C* concernent les semelles; *B* désignant les bords; *C* le centre.

Les lettres *a*, *h* ou *A*, *H* concernent l'âme; *A* désignant un point près du congé ou du trou; *H* un point près de la fibre neutre.

Les lettres sont suivies de l'indice chiffré 0, 10, ± 43, etc., indiquant la position de la section étudiée.

Les Huggenbergers sont désignés de la même façon mais avec l'indicatif *hug*; ils n'ont été placés que sur les bords des semelles inférieures entre la soudure et la section - 43.

La position des fleximètres a varié (voir Article 1, Chapitre II).

7. Dans la 1ère série, des extensomètres avaient été placés en diverses positions dans et autour des trous et chapelles laissés dans les soudures. L'examen détaillé des relevés n'a pas permis de tirer de conclusions. Les phénomènes

sont certainement très complexes et devraient être examinés avec des appareils de taille encore plus réduite que les extensomètres à résistance électrique dont on disposait.

Aussi ne s'est-on pas préoccupé des trous dans la 2ème série. On s'est contenté de relever les dimensions avant et après ruine. Les déformations ne sont produites dans les sens prévus; aucune conclusion n'a pu être tirée.

Chapitre II. Les résultats

Article 1. Description sommaire des essais (2ème série)

Avant d'examiner les résultats généraux des essais il convient de donner une description sommaire de chacun d'eux.

1. Poutre IV_C pure (essai du 21 janvier 1949)

Mesurées à 30 cm de part et d'autre de la soudure les poutrelles présentaient les dimensions principales suivantes:

	Poutrelle avant	Poutrelle arrière	
Hauteur {	côté Rue mm	998	993
	côté Cour mm	992	994
Largeur semelle {	supérieure mm	298,5	297
	inférieure mm	299	298
Epaisseur semelle supérieure {	côté Rue mm	35,7	35
	côté Cour mm	36,2	35
Moment d'inertie cm^4	613 737	603 329	
Module d'inertie cm^3	1 240	1 220	

La semelle supérieure de la poutre était contrebutée par quatre étais disposés: les deux extrêmes au droit des montants divisant les panneaux extrêmes, les deux centraux dans le voisinage des montants sous rouleaux en direction des appuis.

La flèche était mesurée en un seul point de la semelle inférieure, avec un appareil assez rudimentaire.

3 Huggenbergers étaient disposée à 6, 12 et 20 cm de la soudure sur les ailes de la semelle tendue. Les extensomètres électriques, au nombre de 26, étaient disposés en position

B_0	C_0	B'_0	B_{10}	C_{10}	B'_{10}	H_{44}	H_{-44}
A_0		A'_0	A_{10}		A'_{10}	H'_{44}	H'_{-44}
a_0		a'_0	a_{10}		a'_{10}	V_{44}	V'_{44} (verticaux à
b_0	c_0	b'_0	b_{10}	c_{10}	b'_{10}		côté des H)

les A et a situés à 8 cm au-dessus ou au-dessous des faces inférieure ou supérieure des semelles.

On appliqua les charges (en tonnes) 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200 le matin,

et 200, 220, 240, 260, 280, 290, 300, puis 200 l'après-midi avec retour au zéro entre chaque.

Les appareils côté Rue accusent dès le début des déformations légèrement supérieures à celles du côté Cour. Ceci semble attribuable au fait que les rouleaux, qui agissent horizontalement, ont tendance à redresser les semelles supérieures qui ne sont pas horizontales et sont plus hautes côté Rue (998 pour 992). Au retour qui suit 200 t les Huggenbergers indiquent une légère déformation résiduelle, mais qui s'efface graduellement et a pratiquement disparu quand l'essai est repris après le déjeuner. Après 220 t le fleximètre accuse une flèche résiduelle de 2,2 mm après avoir marqué 10,7 mm à 220 t. Après 260 t deux Huggenbergers marquent nettement une déformation résiduelle.

Sous 260 t nous croyons percevoir des lignes de fatigue sous la semelle inférieure. Elles deviendront particulièrement nettes à 290 t avec maximum d'intensité vers 40 cm de part et d'autre de la soudure, et sur l'âme aux extrémités des montants centraux (haut et bas).

A partir de 280 t certains extensomètres ont du mal à se stabiliser.

A 300 t les Huggenbergers sont sortis des limites, on entend la calamine craquer, les extensomètres de la section 10 et la flèche n'arrivent pas à se stabiliser même après 25 minutes d'application de la charge. On décharge jusqu'à 200 t afin de retirer les Huggenbergers; la flèche atteint 83 mm; la semelle comprimée est alors légèrement flambée et l'âme présente deux cloques, l'une sur poutrelle avant présentant sa convexité vers la Cour, l'autre sur poutrelle arrière avec convexité vers la Rue.

On décharge à zéro; la flèche atteint 72 mm. On recharge à 300 t puis au maximum que peut donner le vérin; la charge monte très lentement jusqu'à 340 t. L'expérience est alors arrêtée car la poutre fléchit sans atteindre un équilibre; la flèche dépasse 163 mm. De 300 t à 340 t la semelle supérieure a flambé en grand, en se déversant (un étai est tombé à 330 t) et en accusant une grande déformation sous les rouleaux; l'angle semelle-âme semble se conserver; les cloques d'âme se sont aggravées, surtout celle de la poutrelle arrière où elle atteint 52 mm (module d'inertie plus faible et peut-être action du petit rouleau?). Au déchargement deux légères cloques sont constatées dans les panneaux extrêmes (fig. 1; photos 1 et 2).

L'examen des relevés des extensomètres et des Huggenbergers révèle (en plus des très nombreux phénomènes sur lesquels nous reviendrons plus loin en détail (article 2) et en particulier les anomalies des A_0 A_0' A_{10} A_{10}') le début des allongements entre 180 t et 200 t puis un fluage très net:

en compression à partir de 280 t

en traction à partir de 290 t (correspond aux lignes de fatigue en traction) des H_{44} et H_{-44} à partir de 290 t (correspond au cloquage de l'âme).

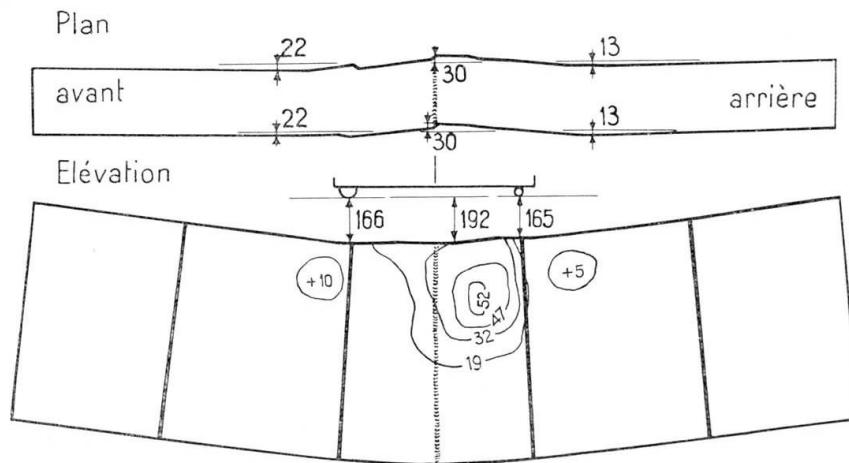


Fig. 1. Poutre IV_c

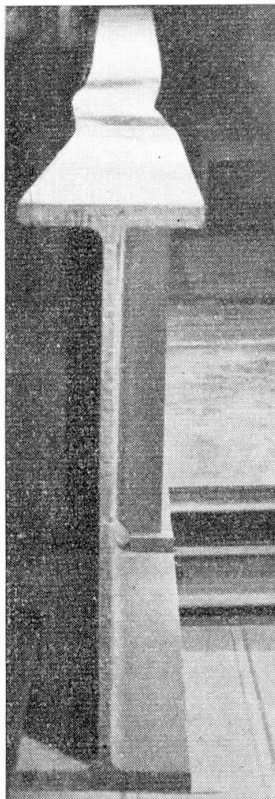


Photo 1. Poutre IV_c



Photo 2. Poutre IV_c

En résumé: on peut dire que la poutre a quitté le domaine élastique proportionnel à 200 t (18 kg/mm^2) et que la ruine peut être fixée après 290 t (27 kg/mm^2) par flambement.

2. Poutrelle V demi-améliorée (essai du 8 février 1949)

Quelques différences par rapport à l'essai précédent, soit:

2 raidisseurs triangulaires verticaux soudés sur l'âme aux quarts du panneau central,

des extensomètres supplémentaires C_{44} C_{-44}
 c_{44} c_{-44}

six Huggenbergers à -8 , -25 et -44 (un sur chaque aile tendue)

deux fleximètres mesurant les flèches de la semelle supérieure (Côté Rue et Cour).

Les dimensions principales étaient:

Hauteur	côté Rue mm	998	} soit 4 mm de fausse horizontalité
	côté Cour mm	994	
Largeur semelles		300	
Epaisseur semelle supérieure	côté Rue mm	35,8	} soit 1,5 mm de différence
	côté Cour mm	34,3	
Moment d'inertie moyen cm^4		618 000	
Module d'inertie moyen cm^3		1 240	

Les chargements ont eu les valeurs (en tonnes) 40, 80, 120, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, puis 320, 100 et 330.

Comme pour l'essai précédent on constate de légères différences entre les deux côtés de la poutrelle, explicables, semble-t-il, par le défaut d'équerrage.

A 160 t (15 kg/mm^2) un étai crie; de grosses déformations sont constatées à un Huggenberger et à certains extensomètres en traction.

A 180 t les étais crient, les extensomètres indiquent que toute la semelle tendue flue.

A 200 t un Huggenberger et un extensomètre se stabilisent difficilement. Nous apercevons sous la poutre un réseau de lignes de fatigue. Par contre rien ne paraît en compression. Les fleximètres (placés à la semelle supérieure), ne marquent pas de flèche résiduelle.

A 240 t c_{-44} est claqué. Les Huggenbergers sortent de leurs limites; il faut les recalculer sans cesse; leurs observations deviennent douteuses.

Au retour à zéro qui suit 260 t, une flèche résiduelle apparaît pour la semelle comprimée côté Cour.

A 280 t les lignes de fatigue apparaissent sur les tranches verticales et sur le dessus de la semelle tendue, y compris les panneaux extrêmes.

A 300 t les étais crient, on enlève les 3 Huggenbergers côté Rue. Les lignes de fatigue se sont développées considérablement sous la semelle tendue, sur l'âme, partie inférieure et autour des raidisseurs, $c + 44$ et $c 10$ sont claqués. Les lectures des autres appareils ne se stabilisent pas.

Après une quinzaine de minutes d'application de la charge, apparaît soudain un nouveau réseau de lignes de fatigue dans la partie comprimée, en

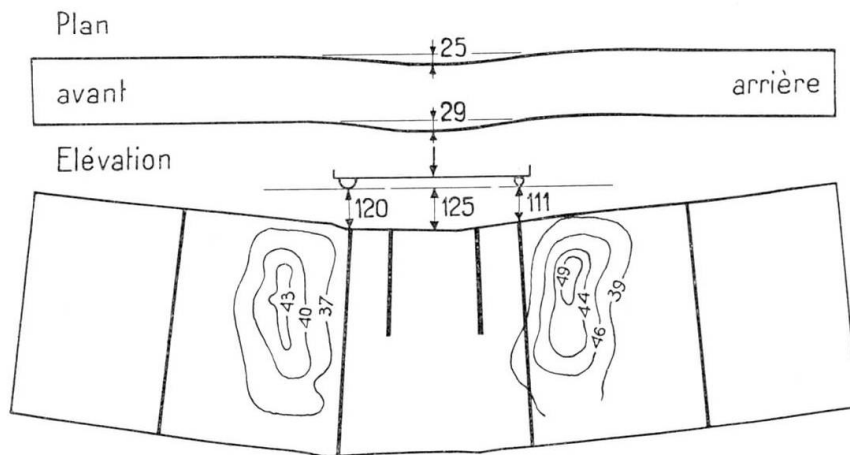


Fig. 2. Poutre V

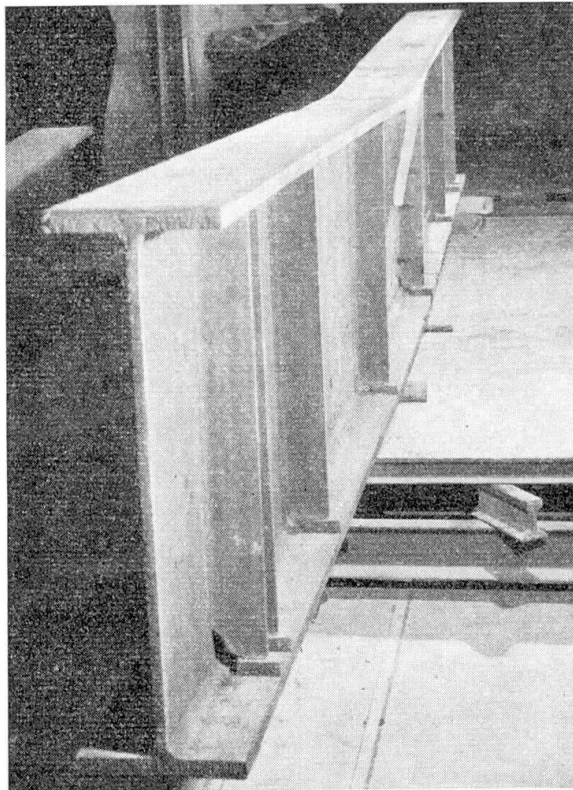


Photo 3. Poutre V

même temps qu'on constate une déformation verticale importante de la semelle supérieure, côté cour, sous le grand rouleau. Il semble que la semelle supérieure a flambé.

On pousse la charge qui atteint très difficilement 320 t tandis que la semelle supérieure flambe. On décharge à 300 t pour enlever les Huggenbergers et les fleximètres. On s'aperçoit que l'âme est cloquée, surtout dans les panneaux extrêmes et légèrement dans le panneau central.

On remonte la charge qui ne peut dépasser 330 t, l'équilibre n'est pas atteint; un étai tombe; de nombreux extensomètres sont claqués. Au déchargement on constate que les cloques d'âme augmentent des raidisseurs vers les extrémités de la poutre, la zone centrale étant peu touchée. (fig. 2 et photo 3).

L'examen des relevés montre bien à 160 t un fluage brutal en extension puis à 280 t un nouveau fluage en extension en même temps qu'apparaît le fluage en compression.

En résumé: modification importante en traction à 160 t (15 kg/mm^2) suivie de fluages importants à 280 t (26 kg/mm^2) en traction et compression. Ruine à 300 t (28 kg/mm^2) par flambement.

3. Poutre IV_A améliorée (essai du 15 mars 1949)

(trou en chapelle à la partie inférieure, trou circulaire à la partie supérieure de l'âme)

L'équipement en raidisseurs est complet, comme figuré au tableau II, c'est-à-dire quatre raidisseurs verticaux triangulaires et six segments horizontaux rectangulaires, dégageant la zone de la soudure pour que le flambement s'y produise nécessairement.

Les poutrelles présentent les dimensions principales suivantes dans les sections situées à 5 cm de part et d'autre de la soudure.

	Poutrelle avant	Poutrelle arrière	
Hauteur {	côté Rue mm	994	992
	côté Cour mm	999	993
Largeur semelle {	supérieure mm	295	296
	inférieure mm	295	289
Epaisseur semelle supérieure {	côté Rue mm	34	34
	côté Cour mm	34	35
Moment d'inertie cm^4	588 782	591 240	
Module d'inertie cm^3	1 180	1 195	

La poutrelle avant présentait un surplomb de 14 mm de l'aile supérieure côté Rue sur l'aile inférieure. Le surplomb était réduit à 6 mm, même côté, pour la poutrelle arrière.

Du fait des différences de hauteur les bords supérieur et inférieur de la semelle supérieure de la poutrelle avant dépassaient de 4 mm et 6 mm les bords homologues de la poutrelle arrière (fig. 3).

L'acier des poutrelles, d'après une éprouvette, présente les caractéristiques suivantes :

limite conventionnelle d'élasticité	28 kg/mm ²
limite de rupture	43 kg/mm ²
allongement de rupture	30%

Le rouleau de grand diamètre était disposé sur la poutrelle arrière.

Les flèches étaient mesurées sur les ailes de la semelle inférieure.

Les extensomètres et les Huggenbergers étaient disposés comme dans l'essai précédent. $H \pm 43$ étaient situés dans l'angle des raidisseurs.

On appliqua les charges (en tonnes) 80, 120, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 310, 320 puis 355.

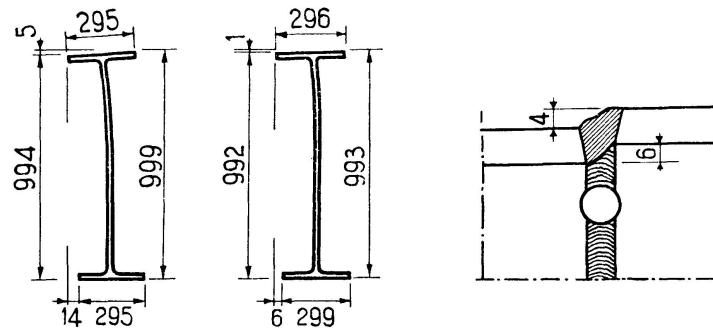


Fig. 3. Poutre IV_A

Les déformations de la semelle inférieure sont plus élevées du côté Rue. Du fait du faux équerrage on peut prévoir que la poutre se déversera du côté Rue. C'est ce qui se produira.

A 220 t (21 kg/mm²) apparaissent de légères flèches résiduelles, qui sont parfaitement accusées à 260 t.

A 260 t apparaissent les premières lignes de fatigue sous la semelle supérieure et sur le congé côté cour de la poutrelle avant, depuis la soudure jusqu'au delà du montant vertical. Au déchargement les lignes de fatigue sont visibles sous la semelle inférieure sous le montant vertical (quadrillage sensiblement orthogonal à 45° sur l'axe longitudinal) puis sur le dessus de la semelle inférieure dans le tiers de la poutrelle avant, où se distinguent deux réseaux différents (nous y reviendrons en détail à l'article 6).

A 280 t les lignes de fatigue se manifestent sur la poutrelle arrière (plus grand module d'inertie et rouleau de grand diamètre?).

A 300 t A_{10} , A_{10}' , $c43$ et $c-43$ se stabilisent très difficilement. On relève de nombreuses lignes de fatigue dans les deux poutrelles, principalement sous la semelle inférieure, ainsi que des lignes verticales dans la partie supérieure du panneau d'âme entourant la soudure. Il semble qu'on puisse ainsi prévoir que le cloquage d'âme se produira, de part et d'autre de la soudure, la poutrelle

avant cloquant vers le côté Rue, la poutrelle arrière vers la cour: en réalité seule se produira la cloque de la poutrelle avant vers la Rue.

A 320 t aucun extensomètre n'est stable. Un étau avant côté Rue tombe, un autre est sur le point d'en faire autant.

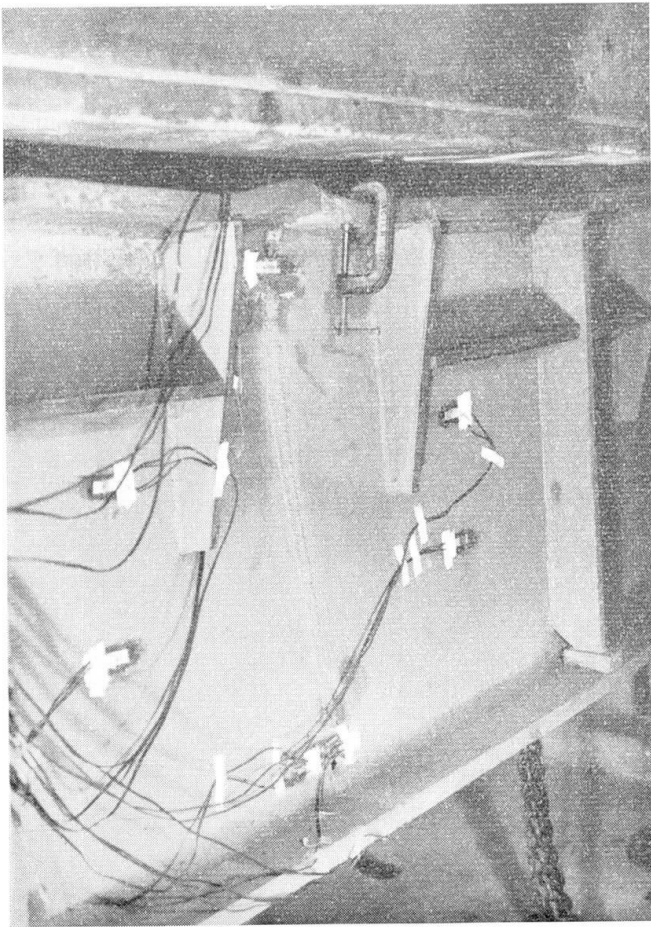


Photo 4. Poutre IV_A



Photo 5. Poutre IV_A

Au déchargement on enlève les Huggenbergers mais on laisse les deux fleximètres. Nous croyons apercevoir un très léger cloquage d'âme. 5 minutes plus tard on relève des différences sensibles dans les indications des appareils. c_{10} est claqué. On recharge à 320 t, rien n'est stable. On pousse la charge au maximum. Elle atteint ainsi 355 t quand la poutre flambe brusquement, la charge retombant à 300 t. On constate un magnifique flambement de l'aile côté cour de la semelle supérieure avant, venue buter contre la soudure, ainsi qu'un cloquage très prononcé de l'âme avant (vers la Rue), de forme allongée

verticalement à proximité immédiate de la soudure. La soudure est intacte. Sa vérification ultérieure montrera qu'elle ne présente aucune crique ou fissure (fig. 4, photos 4 et 5).

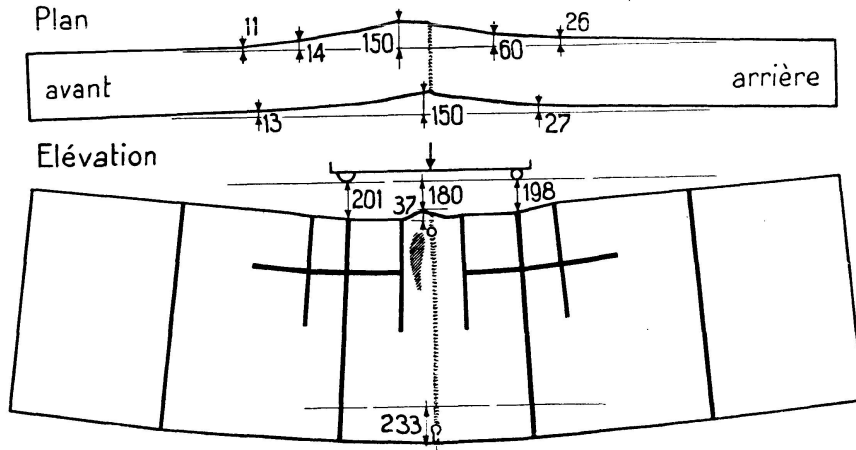


Fig. 4. Poutre IV_A

L'examen des relevés montre que:

la poutre a quitté le domaine élastique proportionnel à 220 t (21 kg/mm²) (confirme les premières flèches résiduelles),

le fluage de l'âme comprimée a démarré à 280 t alors que le flambage de la semelle avant a dû débiter immédiatement après 300 t (29 kg/mm²).

les allongements sont déjà assez importants vers 260 t—280 t (correspond aux lignes de fatigue).

En résumé: la limite élastique proportionnelle a été atteinte à 220 t (21 kg/mm²) le flambement se produit après 300 t (29 kg/mm²), la soudure est restée intacte.

4. Poutre IV_B améliorée (essai du 9 mai 1949) (trous circulaires)

Dimensions principales dans deux sections à 5 cm de la soudure

	Poutrelle avant	Poutrelle arrière	
Hauteur {	côté Rue mm	996	997
	côté Cour mm	1000	1001
Largeur semelles {	supérieure mm	301	300
	inférieure mm	300	297
Epaisseur semelle supérieure {	côté Rue mm	37	32
	côté Cour mm	36	35
Moment d'inertie cm ⁴	625 694	603 212	
Module d'inertie cm ³	1 250	1 210	

Mêmes dispositions que pour l'essai précédent.

En outre deux extensomètres sont disposés en H_0' et h_0' sur la soudure, et en H_{10}' et h_{10}' à 10 cm.

Les croquis suivants donnent l'allure du faux équerrage et des surplombs de ces poutrelles (fig. 5).

Une éprouvette indiquera que l'acier est effervescent et qu'il présente de faibles caractéristiques,

limite conventionnelle d'élasticité	23 kg/mm ²
limite de rupture	39,3 kg/mm ²
allongement de rupture	33,5 %

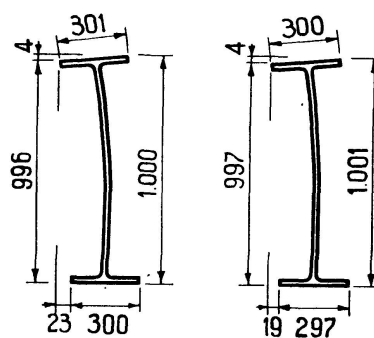


Fig. 5. Poutre IV_B

Le rouleau de grand diamètre a été jusqu'à 180 t sur la poutrelle arrière, puis à partir de 180 t sur la poutrelle avant.

On appliqua les charges (en tonnes) 80, 120, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 310, 320, 330 puis 380.

A 220 t (20 kg/mm²) apparaissent les premières lignes de fatigue sous la semelle supérieure et sur l'âme, en même temps que les premières flèches résiduelles nettement discernables.

A 260 t lignes de fatigue sous la semelle inférieure et sur les tranches.

A 280 t les lignes de fatigue sont abondantes, surtout sur la poutrelle arrière. $c - 43$ se stabilise difficilement.

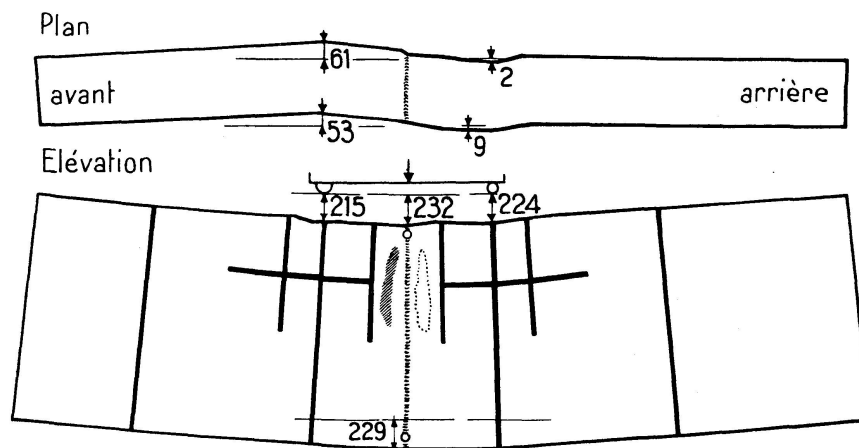
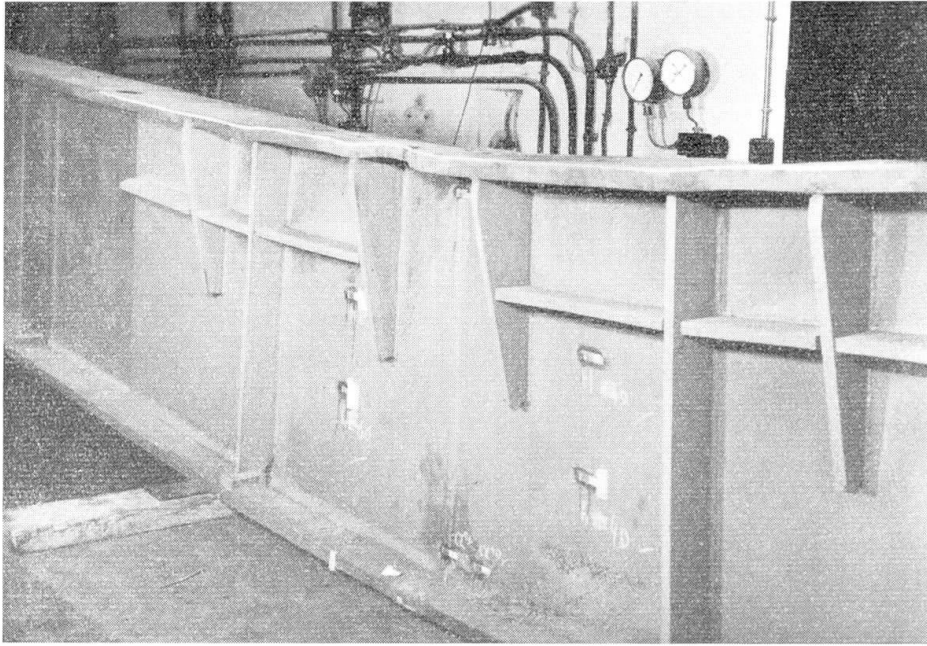
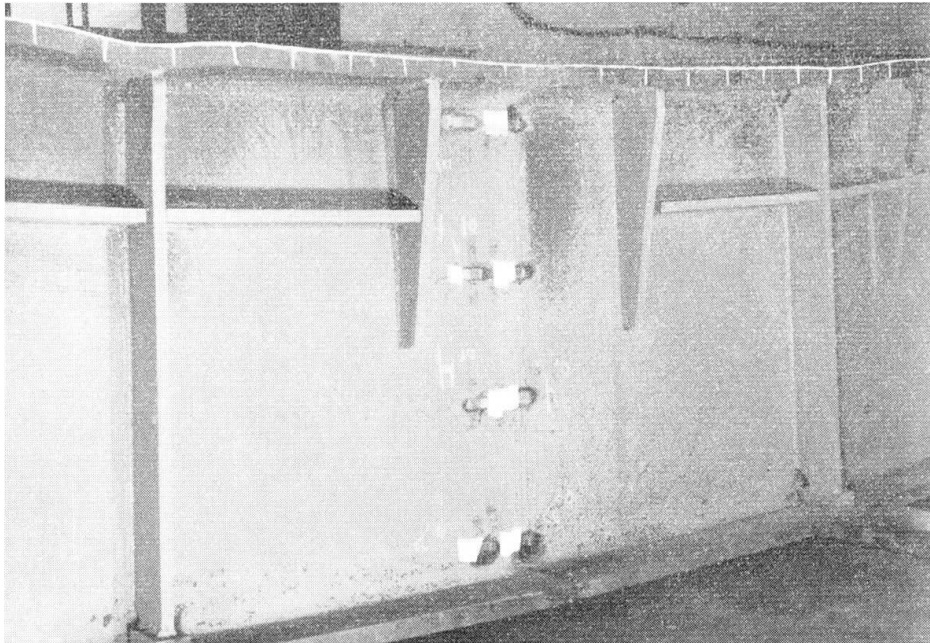


Fig. 6. Poutre IV_B

A partir de 300 t on enlève au fur et à mesure ceux des Huggenbergers qui ne peuvent plus donner d'indication. Les extensomètres se stabilisent de plus en plus difficilement. A 310 t un étau Cour, avant, tombe.

A 330 t on voit s'amorcer le flambement de la semelle supérieure. B_0' , b_{10}' , $c \pm 43$ sont claqués. On pousse ensuite la pression du vérin qui monte très lentement jusqu'à 380 t, au moment où la poutre se déverse et se couche sous la charge (un autre étau est tombé à 375 t, côté Rue, arrière).

Photo 6. Poutre IV_BPhoto 8. Poutre IV_B

Au repos on constate un cloquage des âmes, de part et d'autre de la soudure, en sens inverse et le flambement de la semelle supérieure sensiblement en deux demi-ondes avec inflexion sur la soudure (fig. 6, photos 6, 7, 8).

L'examen des relevés montre que les phénomènes manquent de netteté; l'intervention des rouleaux à 180 t semblant les avoir perturbés:

Quoiqu'il en soit la limite élastique proportionnelle semble avoir été atteinte, selon les points, entre 180 t et 220 t.

De nombreux fluages, tant en traction qu'en compression, ont débuté après 280 t (avec particularités nombreuses). Il est difficile de préciser le moment où le flambage se produit (certainement plus de 30 kg/mm²).

En résumé: soit à cause de l'interversion des rouleaux à 180 t, soit à cause des médiocres qualités de l'acier, les phénomènes manquent de netteté et indiquent de nombreuses particularités.

Cette poutre semble la plus déformable, mais c'est celle qui a supporté les charges les plus élevées. De nombreux fluages ont débuté après 280 t (26 kg/mm²). Le flambement a dû dépasser 30 kg/mm².

Article 2. Déformations en un point

Il y a eu près de 150 relevés.

Si l'on fait abstraction d'irrégularités locales (dus peut-être en partie à l'imprécision des lectures du vérin) il semble qu'on puisse définir un certain nombre de types généraux des diagrammes charges-déformations définis ci-après.

- | | | |
|-------------------|---|--|
| A. en compression | { | 1 groupe extrêmement général pour les semelles
1 groupe pour les âmes soudées (avec div. variantes) |
| B. en extension | { | 2 groupes sensiblement égaux pour les semelles plus un
groupe exceptionnel |

1er groupe général en compression. Semelles
(fig. 7)

Composé d'une branche *OA* sensiblement rectiligne, correspondant à des déformations élastiques, suivie d'une branche *BC* sensiblement rectiligne, et dans la plupart des cas presque horizontale, correspondant à de grands accourcissements proportionnels, avec un petit arrondi *AB* parfois inexistant.

Parfois la branche *BC* est légèrement inclinée.

On peut dire qu'à ce type se rattache la *quasi majorité* des diagrammes en compression des semelles (et également les diagrammes des points comprimés de l'âme de la poutrelle intacte V plus *A*₁₀ de IV_A et *A*₀ de IV_B).

Font exception les seuls diagrammes suivants:

a) pour le centre de la semelle

*C*₀ *C*₄₃ et *C* - 43 de IV_B qui sont en réalité de ce type mais avec *BC* assez incliné,

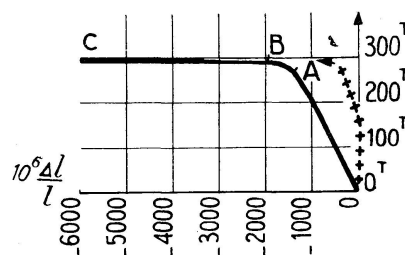


Fig. 7

$C\ 43$ et $C-43$

de IV_A qui ne comprend que la branche OA (on doit attribuer ceci à la particulière efficacité des raidisseurs, le flambement s'étant localisé vers la section 0—10).

Ce ne sont donc pas de vraies exceptions.

b) pour les ailes de la semelle.

B_0 de la poutre IV_B , qui, très exceptionnellement, se rapproche du type à trois branches décrit plus loin pour l'extension de la poutre V .

B_0' de V et B_0 et B_{10} de IV_A ¹⁾ qui sont marquées, pour les grandes charges, par une *rétrogradation* des déformations (ou tendance à la rétrogradation) et qui correspondent au flambement de l'autre aile de la semelle.

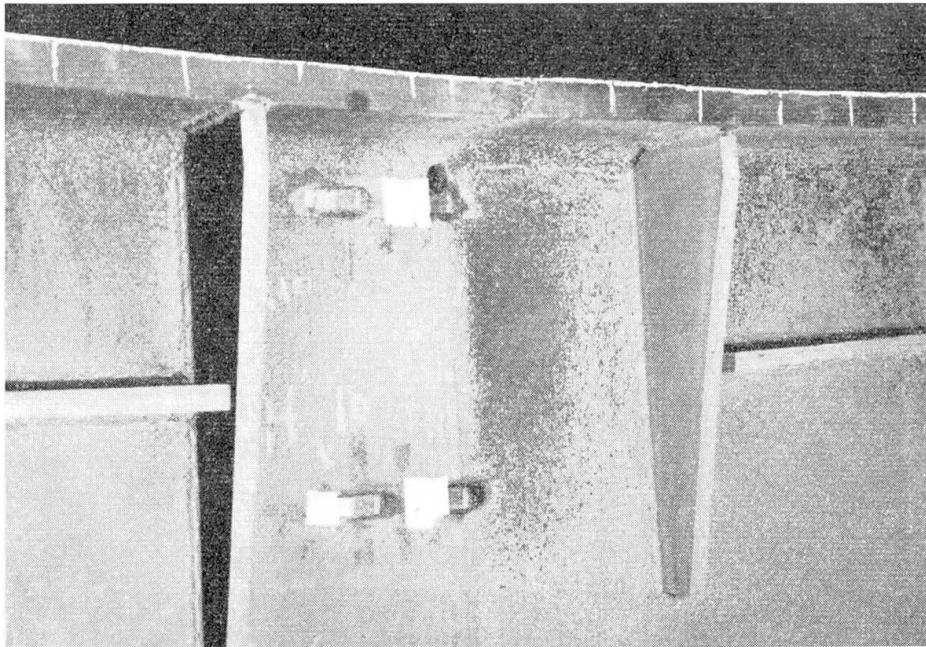


Photo 7. Poutre IV_B

2eme groupe général en compression. Ames des poutres soudées.

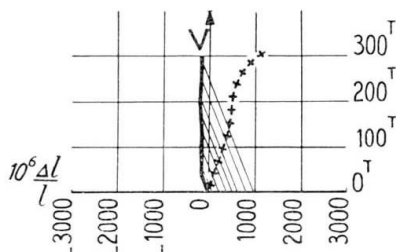


Fig. 8

Les diagrammes relevés dans la soudure et à 10 cm sont assez disparates; mais ils comprennent tous un élément — plus ou moins important — de *branche verticale V* correspondant à une *déformation constante sous charges croissantes*.

Le meilleur exemple est donné par A_0 et A_0' de IV_C (poutre sans trous de décharge) qui sont intégralement de ce type (fig. 8)²⁾.

¹⁾ Voir fig. 18.

²⁾ Voir également fig. 23.

Les enregistrements A_{10} et A'_{10} à 10 cm de la même poutre sont d'un type intermédiaire entre ce type et le type général des semelles (soit O , V , A , B , C) (fig. 9)²⁾.

Les diagrammes des poutres IV_A et IV_B avec trous de décharge sont également intermédiaires

A_0 et A'_0 de IV_A (fig. 11)³⁾

A'_{10} de IV_A se rapprochant de A_{10} de IV_C (fig. 9)³⁾

A_0 , A'_0 et A'_{10} de IV_B (fig. 10)⁴⁾

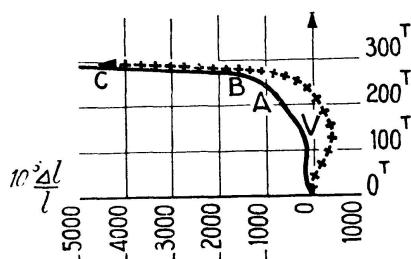


Fig. 9

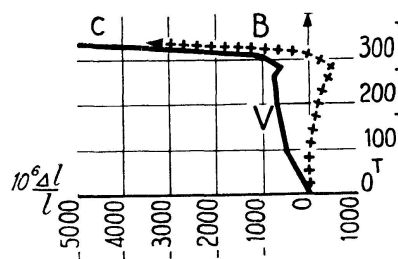


Fig. 10

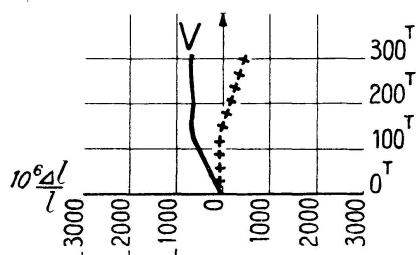


Fig. 11

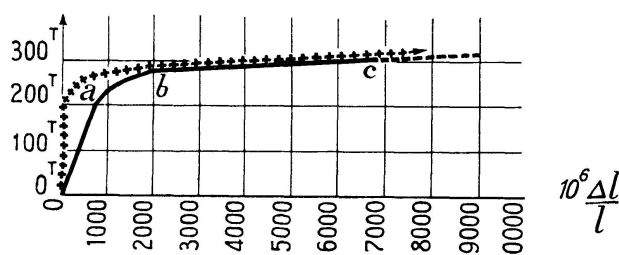


Fig. 12

Il n'y a *aucun doute possible* sur la verticalité de la branche V . Nous l'avons déjà obtenu dans la 1ère série d'essai; les enregistrements A_0 et A'_0 de IV_C sont catégoriques. Les retours au zéro indiquent des allongements (fig. 8). Il se crée un état qu'on doit rapprocher des états de co-action décrits par M. le Professeur COLONNETTI.

Cet état n'est apparu qu'avec la *soudure*, particulièrement sur la soudure de la poutre IV_C qui ne comporte pas de trous de décharge.

1er groupe général en Extension. Semelles (fig. 12)

Composé d'une branche oa sensiblement rectiligne correspondant à des déformations élastiques suivie d'une branche courbe ab d'importance très variable, puis d'une branche bc sensiblement rectiligne et très près de l'horizontale correspondant à l'écoulement de l'acier.

³⁾ Voir également fig. 19.

⁴⁾ Voir également fig. 22.

3. Groupe exceptionnel en extension. Semelles

Les enregistrements des semelles qui échappent aux types précédents — comme le type général des âmes soudées en compression — comportent un *petit élément de branche verticale* correspondant à une déformation constante sous charges croissantes

$$\begin{array}{l} \text{poutre IV}_A^{10)} \quad c_0 \text{ et } b_0 \text{ et } \text{hug}_{-43} \\ \text{poutre V}^{11)} \quad b_{10}' \quad \text{hug}'_{-25} \text{ et } \text{hug}'_{-44} \end{array}$$

En résumé: Les graphiques sont beaucoup plus homogènes en compression qu'en extension. En compression on se contente d'un type unique, classique, pour les semelles et d'un type, nouveau, pour les âmes soudées.

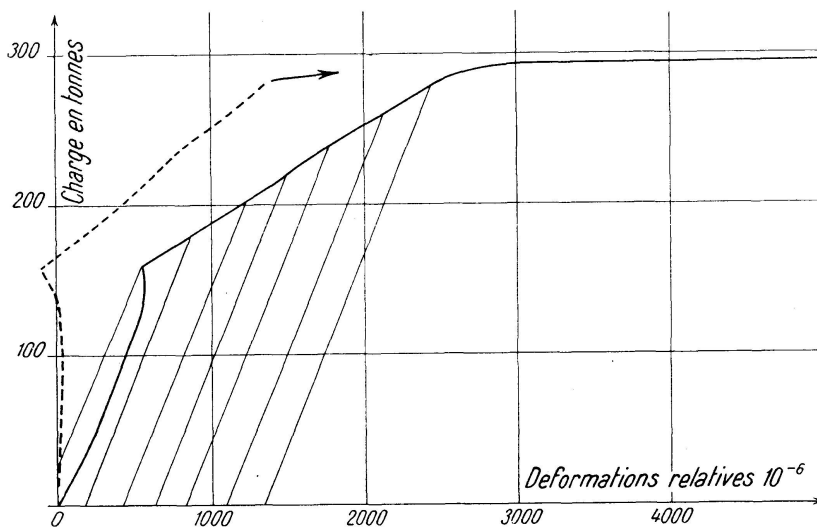


Fig. 14. — extensomètre c_0

En extension au contraire pour les semelles il faut compter deux types généraux dont l'un classique et l'autre nouveau et les exceptions, tandis que règne une grande confusion pour les âmes.

Il faut signaler quelques cas de rétrogradation.

Il semble donc qu'il faille n'accepter qu'avec beaucoup de circonspection les hypothèses de base des théories les plus fréquentes sur la plastification. (Voir également les fig. 18 à 25 et 27 à 30.)

Article 3. Déformations des sections planes

Bien que certains auteurs (M. PIGEAUD notamment) aient bien marqué les limites de validité de l'hypothèse de BERNOULLI-NAVIER concernant la déformation des sections transversales planes ou si l'on veut la linéarité des dé-

¹⁰⁾ Voir fig. 20 et 21.

¹¹⁾ Voir fig. 24.

formations des différentes fibres d'une section transversale plane, d'autres continuent à en admettre la validité dans le domaine plastique — soit qu'ils la considèrent comme une hypothèse commode — soit qu'ils aient été jusqu'à en démontrer l'exactitude.

Pour tirer la question au clair nous avons disposé sur la dernière poutre essayée (IV_B améliorée) deux extensomètres supplémentaires sur l'âme en H et h , de part et d'autre de la fibre neutre, dans les sections 0 (soudure) et 10. La figure 15 donne, à gauche, l'allure des déformations des sections 0 et 10, pour certaines valeurs des charges, et à droite, l'allure des déformations quand on supprime les relevés des extensomètres supplémentaires.

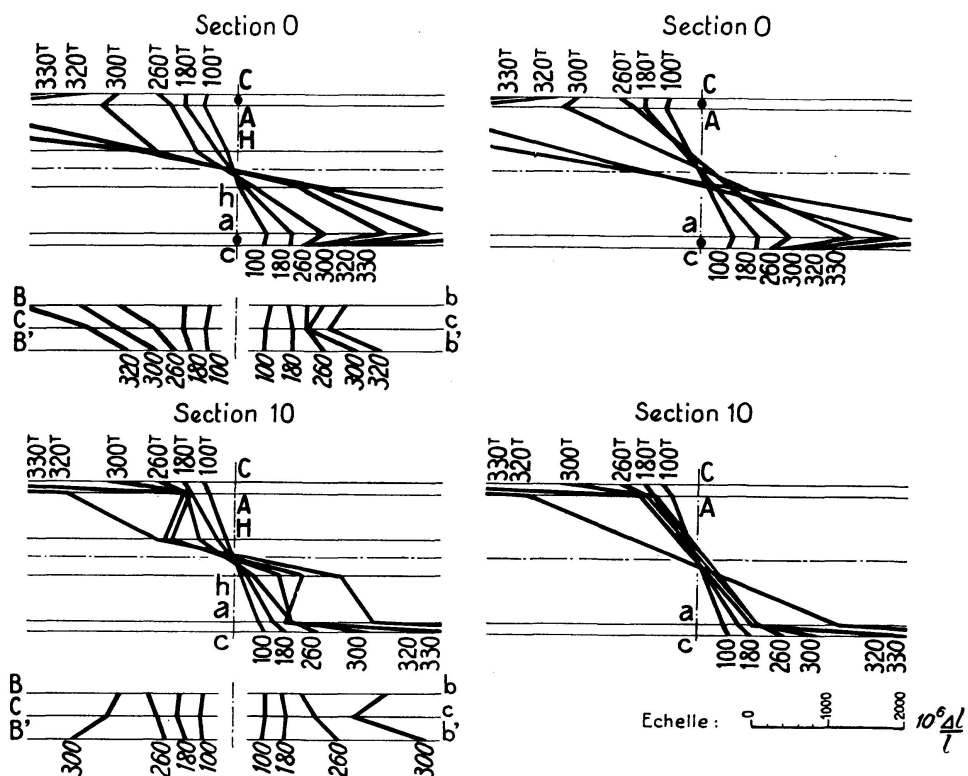


Fig. 15

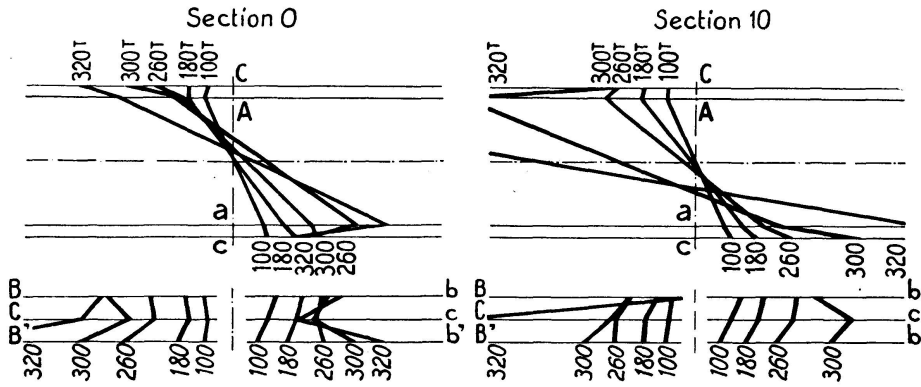
On voit à quel point les graphiques de gauche et de droite diffèrent.

Il apparaît donc indispensable dans l'avenir, de disposer un nombre suffisant d'extensomètres de long de l'âme¹²⁾ si l'on veut pouvoir étudier sérieusement les déformations d'une section et élaborer une théorie impeccable de la plastification.

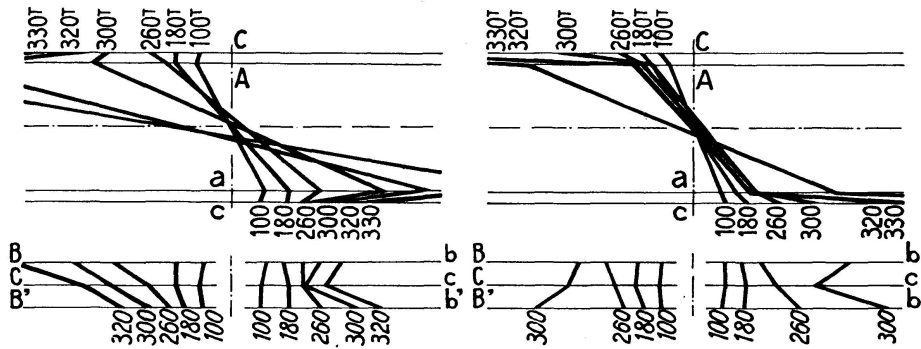
Compte tenu de la réserve fondamentale qu'impose le paragraphe précédent dans l'interprétation de graphiques obtenus en joignant par des droites les déformations relevées aux seuls points étudiés, les fig. 16 et 17 donnent un extrait de quelques courbes de déformations pour les sections 0 et 10 (fig. 16) et les sections +43 et -43 (fig. 17).

¹²⁾ Voir Voeu: Article 6 du chapitre III.

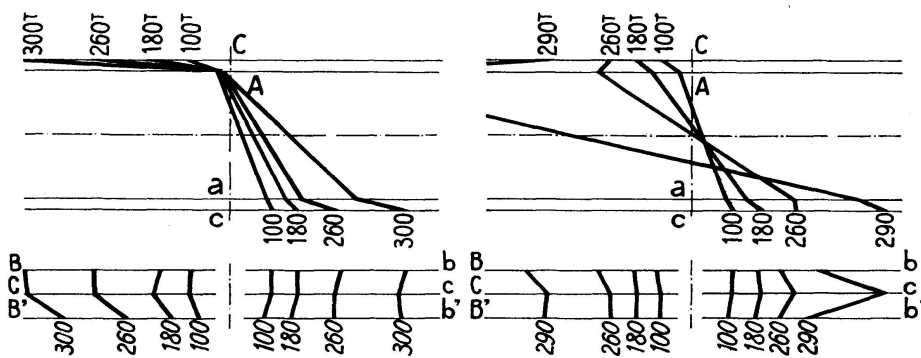
Poutre IVa



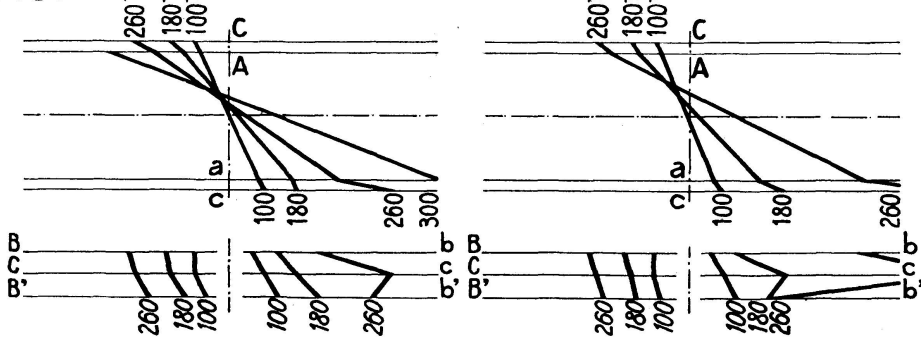
Poutre IVb



Poutre IVc



Poutre V



Echelle: $0 \quad 1000 \quad 2000 \quad 10^6 \frac{d}{l}$

Fig. 16

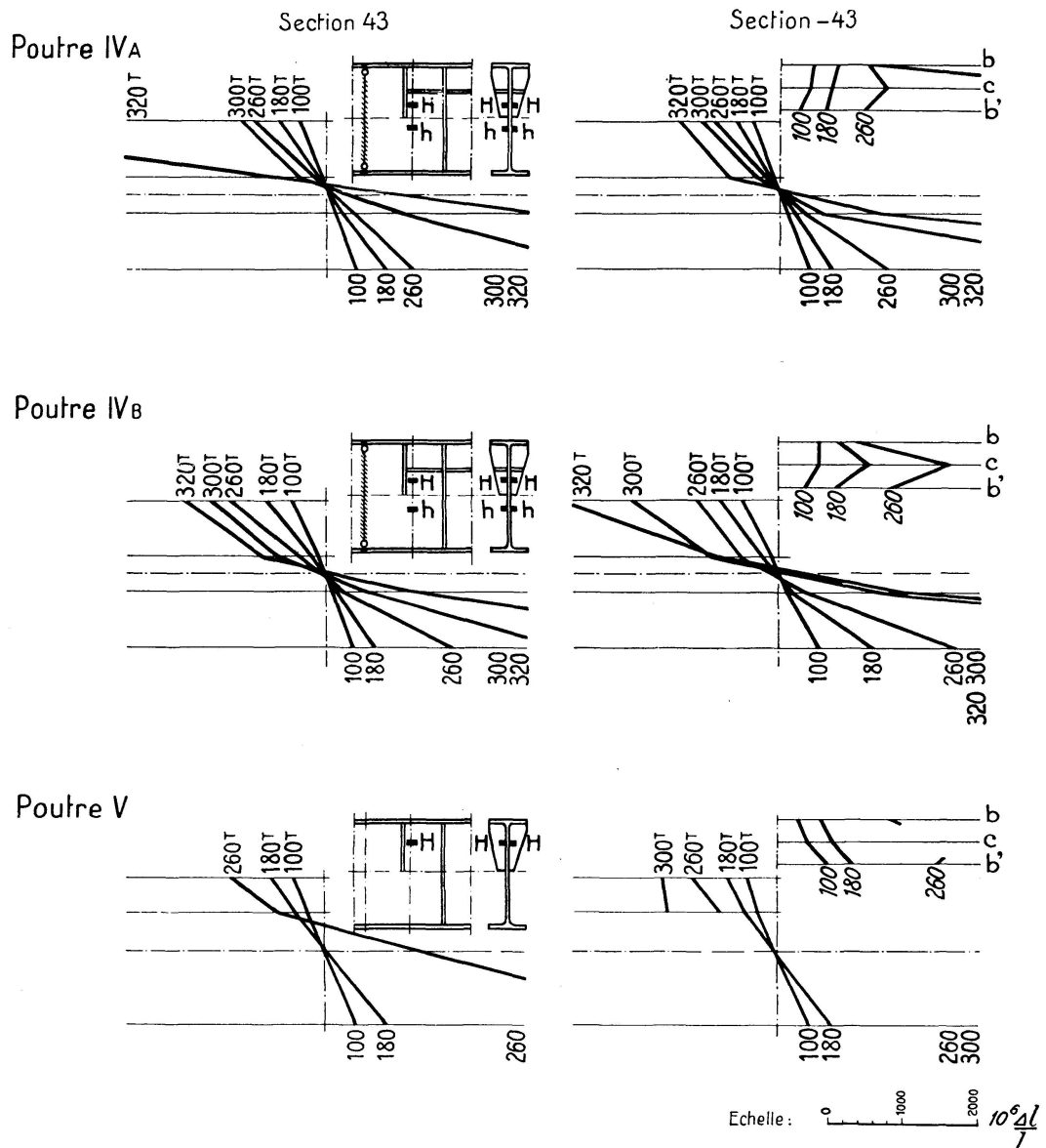


Fig. 17

Les graphiques donnent: d'une part la déformation de l'âme, en admettant que les points C et c , centre des semelles, font partie des âmes,

d'autre part les déformations des semelles supérieures (fig. 16) et inférieures (fig. 16 et fig. 17 pour la section -43).

Pour ne pas surcharger les graphiques il n'a pas été fait état des déformations différentes des points situés de part et d'autre de l'âme. Au vrai d'ailleurs les différences n'apparaissent importantes que pour des valeurs élevées de la charge (quand l'âme commence à flamber).

Les charges choisies pour les graphiques correspondent,

les deux premières: (100 t et 180 t) au comportement en principe élastique des poutres;

- la troisième: (260 t) à une contrainte de 24 kg/mm² très voisine de la limite d'élasticité conventionnelle, donc soit à la limite de principe du domaine élastique, soit encore selon certaines théories au domaine élastique même;
- les suivantes: (300 t, 320 t, etc.)¹³⁾ au comportement plastique des poutres.

Nous étudierons successivement les déformations des âmes et des semelles.

A. Déformations des sections droites d'âmes

1. Les fig. 16 et 17 montrent que les graphiques obtenus en joignant quatre points seulement (ou 3: fig. 17 poutre V) sont loin d'être des droites, même pour les faibles valeurs des charges.

Les déformations des sections droites d'âme *sont donc loin de rester planes*¹⁴⁾, à l'échelle des extensomètres électriques.

L'écart, s'il est en général très peu sensible pour la charge de 100 t est déjà discernable pour la charge de 180 t (sections 0 et 10).

2. Il n'y a pas lieu, semble-t-il, de se préoccuper du déplacement apparent de la fibre neutre à cause de la réserve formulée au bas de la page 126.

3. *Comparaison des graphiques*: Il faut mettre à part les graphiques relatifs à la poutrelle V. Très peu de chargements ont pu être figurés, et de moins en moins à mesure que l'on s'écarte de la section milieu (0); cela tient aux allongements considérables qui débutent à 160 tonnes et qui augmentent avec l'abscisse (voir fig. 13, 28, 30). *On notera combien ceci est contraire aux idées habituelles concernant la flexion sous moment constant*. Nous reviendrons sur ce point aux articles 3—5 et 6 du chapitre III.

La section 0 de la poutre IV_C est un peu spéciale à cause de l'accumulation en A — correspondant au graphique 0V décrit à la fig. 8 — qui paraît due à l'absence de trou de dégagement dans la soudure.

Les deux sections 0 de poutres IV_A et IV_B montrent, en extension, *un fluage caractérisé en a (âme) avec arrêt ou rétrogradation de l'extension de c*. Au contraire dans les sections 10 c'est c qui flue, *nettement plus que a*. En compression par contre¹⁵⁾ il y a mélange, ainsi A flue en IV_B section 0 et en IV_A section 10.

Nous reviendrons sur ces phénomènes à l'article 4 suivant.

¹³⁾ 290 t quand 300 t n'a pu être atteint ou mesuré.

¹⁴⁾ Nous avons constaté le même phénomène sur des poutres en béton précontraint. Nous n'avons pas encore eu l'occasion d'expérimenter sur des poutres en béton armé, pour lesquelles, d'après tout ce que nous avons pu lire, les sections resteraient très sensiblement planes.

¹⁵⁾ Cela dépend évidemment du côté de la soudure où débute le flambement.

B. Déformations des sections droites des semelles

1. Les fig. 16 et 17 montrent que:

les déformations, mesurées en trois points (2 bords, le centre), ne sont pas égales,

pour les faibles charges, les points restent sensiblement alignés,

pour des charges plus élevées, tantôt le centre se déforme moins que les bords (V) tantôt le centre se déforme plus (\wedge). Les déformations d'un point restent parfois stationnaires, voire même rétrogradent;

les déformations des semelles inférieures et supérieures d'une même section, ne sont pas superposables;

les déformations de deux sections voisines d'une même semelle ne se ressemblent pas; elles sont parfois très opposées. Ceci confirme l'observation présentée à la page précédente pour les graphiques de la poutrelle V.

2. Nous avons cherché (dans la description sommaire des essais) à expliquer par le défaut d'équerrage des poutrelles (les semelles supérieures n'étaient pas parfaitement horizontales sous les rouleaux d'appui), les différences constatées dans les allongements ou les accourcissements des bords des semelles au début de l'application des charges.

Mais les variations ensuite ne peuvent plus s'expliquer aussi aisément. Il faut semble-t-il faire intervenir les différences d'épaisseur des ailes. En tout état de cause il ne nous a pas paru possible de dégager une loi quelconque sur les divergences entre les déformations respectives des bords et du milieu d'une semelle. En compression toutefois on peut admettre que le plus grand accourcissement correspond à l'aile qui va flamber.

En résumé: Il est impossible de se former une opinion précise sur les déformations d'une section transversale plane avec quelques enregistrements seulement.

On peut toutefois affirmer que ces déformations ne restent planes à l'échelle des extensomètres à résistance électrique que pour des valeurs relativement faibles des charges, et en tous cas, *inférieures à celle qui correspondrait à la limite élastique conventionnelle de l'acier constituant les poutrelles* (déterminée sur éprouvette).

Les graphiques montrent *entre les sections des différences qu'on ne s'attendrait pas à rencontrer en flexion sous moment constant*. (Nous y reviendrons aux articles 3, 5 et 6 du chapitre III).

On voit aussi des fluages importants en certains points avec des rétrogradations des points voisins (nous y reviendrons à l'article 4 suivant).

Il n'a pas paru possible d'expliquer simplement les différences entre les déformations des différents points des semelles.

Poutre IV_A

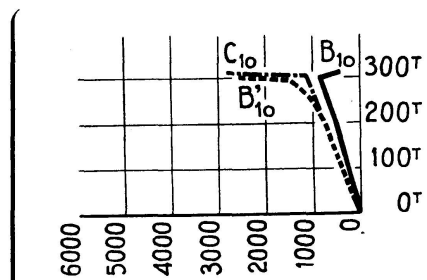


Fig. 18

Poutre IV_A

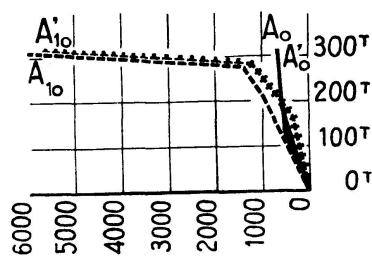


Fig. 19

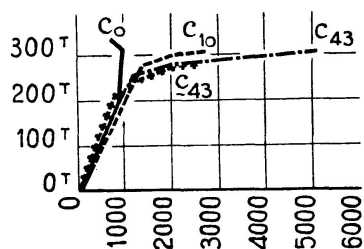


Fig. 20

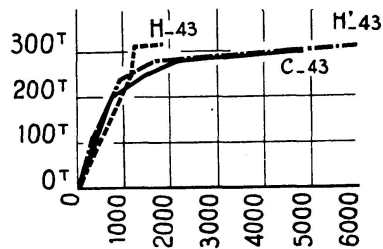


Fig. 21

Poutre IV_B

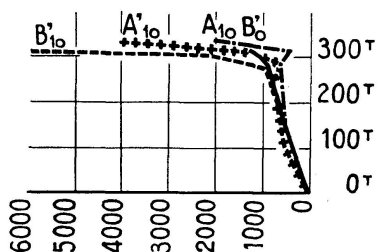


Fig. 22

Poutre IV_C

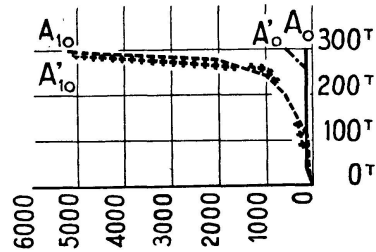


Fig. 23

Poutre V

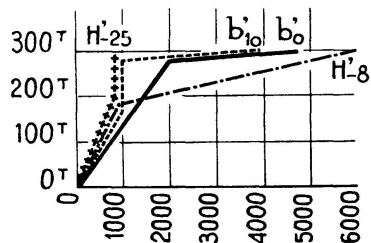


Fig. 24

Poutre V

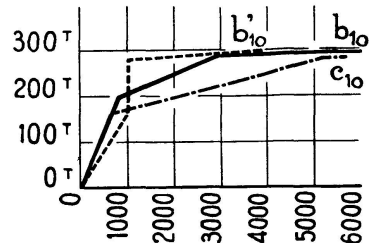


Fig. 25

Article 4. Déformations autour d'un point

Nous avons comparé les graphiques déformations-charges de divers points situés soit une dans même fibre, soit dans une même section, soit au voisinage.

Il nous a semblé¹⁶⁾ que lorsqu'un certain point se met à fluer, les points voisins modifient la progression de leur déformation; cette modification pouvant être un simple ralentissement, un ralentissement total ou même une régression. Nous en avons déjà vu un exemple à l'article 3 précédent.

Nous mettons sous les yeux du lecteur quelques exemples caractéristiques: Fig. 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24 et 25.

Le phénomène semble d'ailleurs général: nous venons de le trouver sur le béton précontraint (il en est très probablement de même sur le béton armé): *il nous permet de prévoir l'emplacement des fissures et le moment de leur apparition.*

Article 5. Diagrammes des flèches

Les diagrammes des flèches des quatre poutres sont très comparables. Ils sont même sensiblement superposables sur une grande longueur (fig. 26)¹⁷⁾.

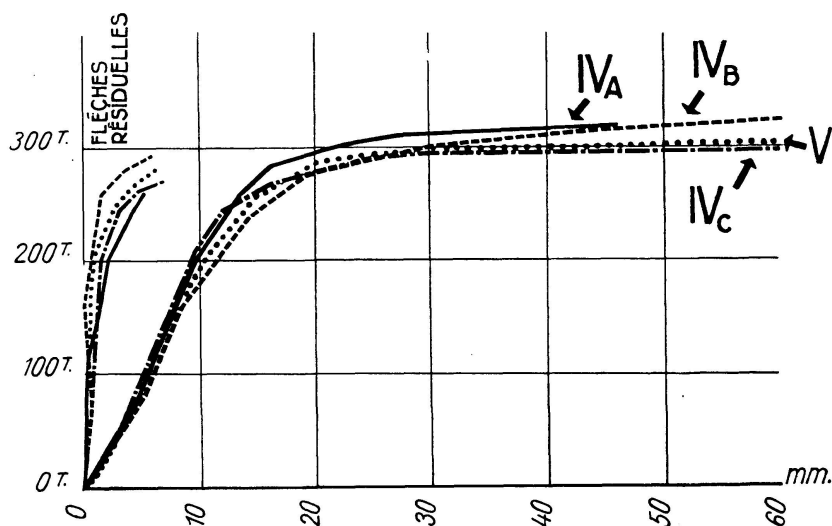


Fig. 26

En raison des différences des moments d'inertie on peut considérer qu'ils sont identiques.

Ils comportent une partie sensiblement rectiligne puis un arrondi très progressif avant d'arriver à des flèches très importantes. Il est très difficile de déterminer avec quelque précision le moment où la flèche n'est plus liné-

¹⁶⁾ C'est particulièrement vrai en traction. En compression les phénomènes sont compliqués par le flambement.

¹⁷⁾ Il s'agit des moyennes de deux enregistrements pour les poutres IV_A , IV_B et V . Rappelons que les flèches de V étaient prises sous la semelle supérieure (moins déformée que la semelle inférieure).

aire¹⁸). On peut à la rigueur se baser sur l'apparition des flèches résiduelles (courbes de gauche).

Alors que les extensomètres à résistance électrique (d'une précision très supérieure à celles des enregistreurs de flèches RICHARD) nous ont permis de mettre en évidence d'importants phénomènes dans les articles précédents, on voit que les flèches n'apprennent pas grand chose.

On doit en retenir que *la flèche est un mauvais intégrateur*, qu'elle n'est pas susceptible de donner d'indication précise sur l'apparition d'une plastification locale dans une poutre, et qu'elle ne peut servir à une discrimination entre les poutres¹⁹).

C'est probablement l'ensemble de ces raisons qui fait que les mesures des flèches n'ont pas permis, dans des expériences antérieures, de découvrir nombre des faits exposés dans cette note. C'est pourquoi aussi nous n'accorderons pas beaucoup de créance aux théories de la plasticité qui se basent sur l'étude des flèches¹⁹).

Article 6. Lignes de fatigue

Dans la description sommaire des essais (article 1 du présent chapitre) nous avons noté l'apparition de nombreux réseaux de lignes que nous avons qualifiées „de fatigue“ pour éviter d'avoir à les comparer à celles définies ou décrites par PIOBERT, LÜDERS ou HARTMAN.

1. Elles sont apparues, avec les mêmes caractéristiques, soit sur la calamine, soit sur la sanguine que nous avons fait passer sur les poutres débarrassées à la brosse de leur calamine.

2. Elles sont *très différentes selon qu'il s'agit de zones comprimées ou tendues*.

a) *Zone tendue* (Photo 9 et parties inférieures des photos 6 et 8). — Elles forment, sous la semelle inférieure, un réseau de droites conjuguées presque orthogonales. Elles se raccordent, le long des tranches des semelles, par un réseau *unique* de droites inclinées à peu près à 45° ²⁰), avec le réseau de droites conjuguées orthogonales qui apparaissent ensuite sur le dessus de la semelle inférieure. Celles-ci, à leur tour, se raccordent sur l'âme avec un réseau de droites presque orthogonales.

Elles grandissent et se multiplient avec l'augmentation des charges.

Bien que nous n'ayons pas pu reconnaître le profil triangulaire elles correspondent manifestement aux lignes de déformation décrites par HART-

¹⁸) L'effort tranchant dans les panneaux extrêmes ne peut plus être négligé pour d'aussi grandes poutrelles, si l'on veut comparer la réalité aux calculs théoriques.

¹⁹) A contrario on pourrait prétendre que les flèches étant sensiblement identiques le comportement des poutres est quasi identique et qu'il n'y a pas lieu de s'appesantir sur les différences purement locales signalées par les extensomètres. Nous pensons que ce serait une erreur.

²⁰) Toutefois, vers la fin, pour les très grandes déformations, naît un deuxième réseau orthogonal, ainsi qu'on peut le voir sur la photo 9.

MAN (et appelées par lui lignes de striction). Il s'agit sans aucun doute de lignes de glissement. Celles du dessus et du dessous des semelles cadrent parfaitement avec les théories habituelles; les contraintes principales extrêmes étant une compression et une traction. Toutefois, comme nous verrons à l'alinéa suivant, le lieu de leur première apparition et de leur grand développement ne correspond pas à ce que l'on a l'habitude de penser. Il paraît difficile d'expliquer l'existence du réseau unique sur les tranches²¹). Le développement sur l'âme du dernier réseau ne peut guère s'expliquer avec les théories usuelles qu'à la condition d'admettre la naissance de *contraintes de compression agissant sur les facettes horizontales*. D'après les mêmes théories les pointes de réseau devraient marquer la limite de la zone plastifiée. Nous reviendrons plus loin sur ces deux points (voir *b* du même article et article 3 du chapitre III).

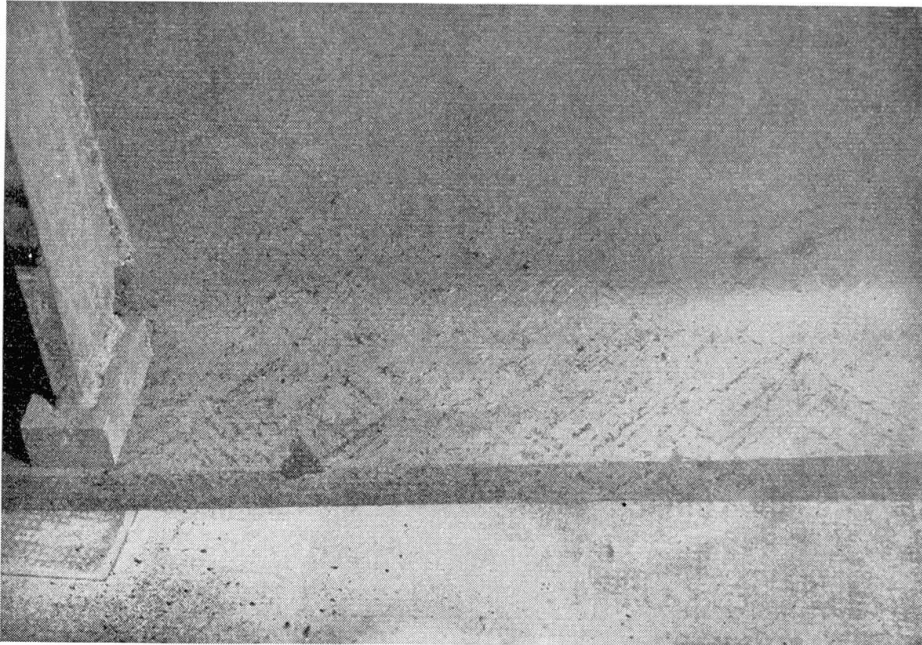


Photo 9. (Poutre IV_A)

Ces lignes apparaissent aux points qui semblent présenter les plus grandes déformations, et qu'on peut par suite supposés être les plus fatigués (d'où le nom de lignes de fatigue). Nous pensons qu'elles devraient correspondre à l'apparition, en ces points, des premières déformations permanentes, ainsi qu'HARTMAN l'a catégoriquement exprimé. Toutefois leur apparition n'a pas toujours été notée avec grande précision (il était dangereux de se promener sous les poutres et l'éclairage n'était pas très bon), de sorte que les charges d'apparition notées sont en général supérieures à celles qui correspondent aux

²¹) Toutefois vers la fin, pour les très grandes déformations, naît un deuxième réseau orthogonal, ainsi qu'on peut le voir sur la photo 9.

premières plastifications d'après les relevés des extensomètres. Cependant la zone d'apparition marque de toute évidence la zone des plus grandes déformations permanentes, et nous avons constaté à plusieurs reprises que les appareils n'étaient pas placés (il ne pouvait en être autrement) aux points les plus déformés. Ces derniers se trouvaient plus vers les montants que vers le centre du panneau; c'est pourquoi nous avons placé des extensomètres à 43 cm de part et d'autre de la soudure qui effectivement ont donné des allongements supérieurs à $c/10$ et c_0 et aux Huggenbergers. Voir fig. 20, 27 et 28 pour les semelles; fig. 29 et 30 pour les âmes.

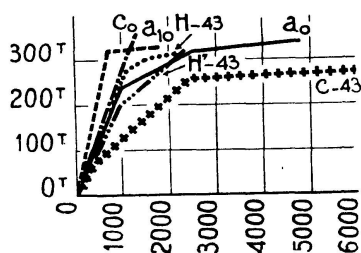
Poutre IV_B

Fig. 27

Poutre V

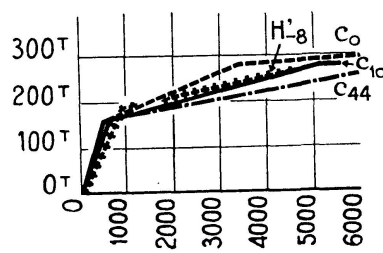


Fig. 28

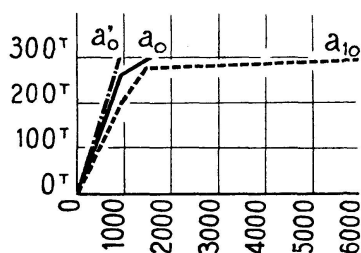
Poutre IV_C

Fig. 29

Poutre V

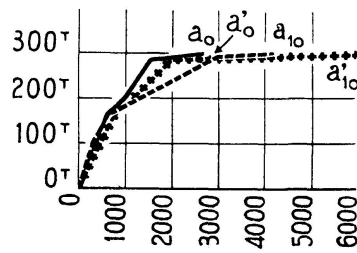


Fig. 30

b) *Zone comprimée* (Photos 4, 6, 7 et 8). — Contrairement aux lignes décrites par HARTMAN les lignes relevées *sont toutes transversales*, c'est-à-dire, perpendiculaires à la longueur des poutres, tant sur les âmes que sous les semelles (le dessus ne pouvait pas être observé).

Il importe de souligner ce point.

On peut expliquer les lignes verticales d'âme dans la zone comprimée — dont la densité et les lieux de concentration nous ont permis de prévoir le cloquage d'âme — en admettant que les deux contraintes principales contenues dans le plan longitudinal de la poutre sont des compressions. La contrainte principale mineure étant alors la contrainte transversale nulle, ce qu'on aperçoit sur l'âme est la tranche commune des plans de glissement verticaux (rides de glissement d'après M. le Professeur BAES). Ainsi nous voyons apparaître dans l'âme comprimée des *contraintes de compression sur facettes horizontales* comme nous les avons vu apparaître dans l'âme tendue. Il semble

que quand l'âme se plastifie il se crée des *montants verticaux comprimés*. Nous reviendrons sur ce point à l'article 3 du chapitre III.

Les pointes des rides de glissement marquent peut-être la limite de la zone plastifiée.

Pour expliquer les lignes transversales du dessous de la semelle comprimée il faudrait aussi admettre que lorsque la semelle atteint le stade de la plastification naissent des compressions transversales. (La zone centrale pousse-t-elle les ailes vers l'extérieur et cela amorce-t-il le flambage? Au contraire est-ce l'amorce du flambage qui crée ces compressions?) Il est probable que des extensomètres placés transversalement marqueraient le phénomène.

c) Signalons toutefois qu'en extension, M. DUNOYER, Vice-Président de la Chambre Syndicale des Constructeurs Métalliques Français, nous a fait remarquer l'existence de lignes inclinées d'environ 60° sur l'âme de la poutre IV_A (hypothénuse du triangle rectangle visible sur la photo 9 à droite). En vérité ces lignes sont assez rares et n'apparaissent que pour des valeurs élevées des charges. Elles peuvent être le signe d'une très grande déformation permanente; au même titre qu'HARTMAN a signalé la naissance de lignes de compression faisant un angle de 10° avec les réseaux préexistants au moment où l'appui commence à s'enfoncer profondément dans l'éprouvette.

Chapitre III. Interprétation des résultats. Conclusions

Article 1. Ruine des Poutres

1. Dans toutes les expériences (1ère et 2ème séries) sur poutrelles intactes et sur poutrelles soudées C.G.H. la ruine est intervenue par *flambement*, avec cloquage de la partie comprimée de l'âme et flambement par flexion de la semelle supérieure dans le plan horizontal.

2. Il nous a semblé que c'était par l'âme que débutait le phénomène, la rigidité du raccordement âme-semelle entraînant ensuite la semelle.

3. Les cloques d'âmes obtenues sont différentes de celles décrites en général dans la théorie ou les expériences sur tôles minces. Cela tient probablement à l'ensemble des causes suivantes:

- compression préalable de l'âme (contraintes internes dues au laminage et au refroidissement),
- conditions d'encastrement des contours,
- effet retardateur de la semelle supérieure.

4. Les dispositifs raidisseurs ont retardé le flambement mais de peu²²⁾. Cet effet est dû à la réduction des élancements, à la fois par réduction des por-

²²⁾ Les étais également; mais leur rôle principal était de s'opposer au dérobage de la poutre sous le vérin.

tées et par l'augmentation de l'inertie. Les résultats sont conformes à ce que l'on sait du flambement en phase plastique, où la charge critique n'augmente que très peu quand les élancements sont considérablement réduits.

Les contraintes critiques se sont élevées à 30 kg/mm^2 , au lieu de 27 à 28 kg/mm^2 sans raidisseurs.

5. Obnubilés par les déchirures obtenues dans les deux premières expériences (I_A , I_B) nous avons mis quelque temps à nous pénétrer de l'idée que ces poutres devaient périr par flambement, quelle que fût la portée.

Nous croyons qu'il faut généraliser et affirmer que *toute construction métallique à membrures symétriques, bien exécutée*²³), *travaillant en flexion ne peut périr que par flambement.*

Insistons sur ce point. Nos constructions sont calculées pour rester, dans la limite des contraintes admissibles, à l'intérieur du domaine élastique²⁴). Il n'y a donc pas lieu, en général, de se préoccuper de savoir comment elles périront et l'on conçoit que cette question ne soit pas étudiée dans les écoles. Toutefois depuis plusieurs années un fort courant se dessine qui, en vue de mieux connaître la marge de sécurité des constructions et éventuellement de relever les limites admissibles, cherche à définir avec exactitude les conditions de ruine. Rappelons à ce sujet l'importante contribution française au thème V „La sécurité des Constructions“ au Congrès de Liège 1948 de l'A. I.P.C. Or la quasi totalité des théories sur la plastification ne fait état que de ce qui se passe dans les zones tendues. Nous pensons que dorénavant il faut *s'inquiéter en tout premier lieu de ce qui se passe les zones comprimées.*

En raison des résultats bien connus rappelés sous n° 4 du paragraphe précédent on se rendra compte, qu'à moins de précautions tout à fait spéciales, les constructions périront par flambement *pour des contraintes dépassant difficilement 30 kg/mm^2* (pour de l'acier doux à $24\text{--}26 \text{ kg/mm}^2$ de limite conventionnelle d'élasticité).

6. Nous avons eu l'occasion de soumettre l'idée ci-dessus développée à plusieurs constructeurs métalliques. Tous ont fini par reconnaître qu'ils avaient eu au moins une ruine par flambement (en cours de manutentions) parce que certaines précautions élémentaires n'avaient pas été prises. Les questions de flambement sont certes bien connues des praticiens mais ils ne semblent pas pénétrés, comme nous le sommes présentement, de cette idée que nos constructions périssent principalement par flambement.

7. Pour préciser nous avons fait procéder au dépouillement des essais de ruine pratiqués par les Chemins de fer français sur les poteaux supports des

²³) Cette réserve concerne le perçage ou le poinçage des trous, qui mal exécuté peut être l'amorce de ruptures fragiles.

²⁴) Il se produit néanmoins de nombreux phénomènes de plastification locale (autour des trous de rivets en particulier) qui permettent à nos constructions de tenir (adaptation).

lignes caténaïres des voies électrifiées (essais de 1931—1932 pour le réseau P.O.-Midi: essais de 1948 pour la S.N.C.F.). Sur 13 essais valables les résultats ont été:

- 11 ruines par flambement
- 1 ruine par cisaillement
- 1 ruine par déchirure autour d'un trou de rivet.

Article 2. Les soudures

1. La soudure C.G.H. a parfaitement résisté à tous les efforts auxquels elle a été soumise.

Si la soudure n'avait pas présenté un point plus résistant que l'acier des poutrelles, le cloquage de l'âme et le flambement de la semelle auraient dû, par raison de symétrie, se produire exactement à l'emplacement de la soudure dans la zone centrale démunie de raidisseur horizontal. Or, voir poutre IV_A, le cloquage d'âme s'est produit à côté de la soudure, une aile d'une semelle a flambé énormément en venant buter contre la soudure (Photo 4); cette soudure a été complètement tordue. Examinée très soigneusement elle n'a montré aucun signe de détérioration.

Les soudures ont été soumises au maximum des efforts qui ont pu être appliqués à ces poutres; elles se sont très bien comportées et ont constitué un point plus résistant que le reste de la poutre. L'essai est donc parfaitement concluant.

2. Des ponts-rails ont été construits, ou sont en cours de montage avec ce type de soudure.

Pont de Lumes (sur la Meuse): 4 voies sur poutres continues avec soudures verticales type IV_C²⁵).

Pont de la Doller (Alsace): 4 voies avec soudures inclinées, type IV_C, poutres destinées à être enrobées.

Les poutrelles de Lumes ont été soudées par une équipe S.N.C.F. Le pont de la Doller a été adjugé; chaque constructeur devait expliciter le mode de soudure qu'il proposait, le type C.G.H. étant simplement donné à titre de renseignements dans le dossier d'adjudication. L'entreprise — Sarroise — adjudicataire a proposé un mode assez voisin et qu'elle utilisait depuis longtemps.

3. Il importe de souligner que les soudures et les poutrelles n'ont été soumises qu'à la flexion circulaire statique, avec séries de chargements, etc. retours au zéro.

²⁵) Une moitié des joints est soudée; l'autre est mixte. Il y a alternance des deux types sur chaque poutre.

Pour que l'essai fût complet il eût fallu les soumettre

- a) à des essais de charges répétées
- b) à des efforts tranchants
- c) à l'épreuve du froid.

Pour b, c nous pensons que les expériences américaines que nous connaissons sont suffisantes (bien qu'elles ne concernent pas le type C.G.H.).

Pour a) nous avons l'intention de procéder à de tels essais. Des restrictions de crédits et des difficultés de change n'ont pas permis de mettre ce projet à exécution²⁶).

4. Le type C.G.H. ayant fait ses preuves la question se pose de savoir quelle est la variante la meilleure.

La réponse est délicate parce que les *résultats sont tres voisins*.

Tout compte fait il ne nous paraît pas possible de distinguer entre les variantes *A* et *B* qui, rappelons-le, comportent des trous haut et bas et ne diffèrent que par l'importance donnée au trou inférieur et à son remplissage par une quantité plus ou moins forte de soudure.

Il semble que les variantes *A* et *B* sont très légèrement supérieures à la variante *C* sans trou, parce que les déformations sont plus faibles. En principe les trous *A* et *B* devaient libérer des contraintes internes et c'est bien ce qui semble s'être passé. Mais l'avantage paraît plus théorique que réel. Pratiquement les trous compliquent la tâche, sont plus onéreux et risquent d'être, s'ils sont mal alésés, à l'origine d'entailles susceptibles d'entraîner la rupture par déchirure.

En définitive bien que les trous paraissent apporter une légère amélioration nous serions plutôt partisan de la solution *C*, sans trou, plus simple à réaliser.

Article 3. Plastification

1. Il résulte des expériences que la plastification de pareilles poutres se produit différemment qu'il n'est généralement rapporté ou admis.

2. Il semble que certains points se mettent brusquement à fluer, la limite d'écoulement étant atteinte. Aussitôt les points voisins arrêtent leur progression de déformation, dans des proportions fort variables, allant d'un simple ralentissement à une régression.

La progression de la plastification n'est pas continue; elle se fait par à-coups.

3. La plastification en extension précède généralement la plastification en compression²⁷), mais c'est cette dernière qui est la plus importante et qui

²⁶) En même temps nous aurions vu sur poutrelle intacte *V* si la répétition de charges supérieures à 160 t (ou contraintes supérieures à 15 kg/mm²) entraînait une aggravation des déformations et de la flèche.

²⁷) Très probablement à cause des contraintes internes qui introduisent des tractions

entraîne la ruine de la construction par flambement. La première peut atteindre des valeurs considérables sans autre effet visible que l'augmentation des flèches.

4. La plastification de l'âme s'accompagne de la naissance de compressions (verticales) sur les facettes horizontales.

5. Les déformations des diverses sections transversales planes d'une même poutre diffèrent fortement dès que la plastification se manifeste, contrairement à ce qui est admis en flexion simple: voir spécialement la poutrelle intacte V.

On voit à quel point il devient difficile d'admettre la progression des diagrammes de contraintes souvent exposées dans les théories. Le phénomène est certainement complexe, et mérite d'être étudié soigneusement. La progression des lignes de fatigue paraît susceptible de fournir des renseignements importants. Compte tenu des contraintes internes, nous pensons qu'on pourrait établir des diagrammes de contraintes susceptibles d'être confrontés avec les données expérimentales et suivant mieux les phénomènes que les diagrammes que nous avons vus jusqu'à présent. Toutefois nous ne sommes pas encore assez avancés dans cette voie pour en faire mention dans cette note — qui se borne à exposer les faits —. Rien ne prouve d'ailleurs qu'au bout du compte les complications auxquelles nous songeons donnent des résultats très différents de ceux admis jusqu'à ce jour²⁸⁾.

6. Il semble qu'il faille faire une différence essentielle entre la limite conventionnelle d'élasticité de l'acier constituant — définie par un essai d'étirage sur une éprouvette réglementaire découpée dans l'âme ou dans la semelle — et la limite élastique d'une poutre.

Cette dernière doit être définie comme la valeur pour laquelle commence la plastification. Comme critérium on pourrait choisir le moment où les sections droites ne restent plus planes et où le point neutre (supposé connu avec une précision suffisante) se déplace. En réalité on définira ainsi *la limite du domaine élastique proportionnel de la poutre*, qu'on aura à comparer à la limite élastique proportionnelle de l'acier des éprouvettes, voisine en général de 19 kg/mm².

En supposant que les appareils ont été bien placés et qu'ainsi aucun phénomène de plastification n'a pu leur échapper, le dépouillement des différents relevés conduit aux valeurs suivantes:

dans les deux semelles (voir nota du 5^o du présent article). Peut-être les contraintes transversales jouent-elles un rôle qui n'a pas encore été mis en lumière?

²⁸⁾ L'étude a pu être effectivement poussée. Voir article „Nouveaux phénomènes de Plastification concernant les I en acier doux et le béton précontraint découverts grâce aux extensomètres à résistance électrique“ dans *Travaux* de mai 1950, rédigé postérieurement à la présente note. On arrive à peu de choses près aux mêmes diagrammes à condition de considérer les contraintes résultantes (Contraintes internes plus contraintes dues aux sollicitations).

$$\begin{array}{l} \text{poutrelle intacte V} \quad 15 \text{ à } 16 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{poutres IV}_A, \text{ IV}_B \quad \left. \vphantom{\text{poutres}} \right\} 18 \text{ à } 19 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{IV}_C \quad \quad \quad \quad \left. \vphantom{\text{poutres}} \right\} \text{ ou } 20 \text{ kg/mm}^2 \end{array}$$

Si pour les poutrelles soudées il y a en somme bonne concordance entre les deux limites proportionnelles, il n'en est pas de même pour la poutrelle intacte où la limite de la poutre est inférieure à celle de l'acier constituant (qui avait une limite conventionnelle anormalement élevée).

La différence provient manifestement de l'importance des contraintes internes enfermées dans la poutrelle²⁹⁾³⁰⁾ et que le prélèvement de l'éprouvette libère sur son contour. Ces contraintes s'annulant obligatoirement aux extrémités des poutrelles, les expériences prouvent que le soudage C.G.H. n'a introduit dans la poutre composée que des contraintes nouvelles extrêmement faibles.

Article 4. Contraintes limites admissibles

1. On doit conclure de ce qui précède que la poutre soudée est plus favorable dans la zone de la soudure que la poutre intacte. La première peut supporter, sans sortir du domaine élastique proportionnel, des contraintes plus élevées que la seconde.

La soudure constitue une zone plus dure, ou de plus grande inertie, ainsi que le prouve également la configuration des figures de flambement.

2. On doit conclure également qu'il ne peut être question de *laisser travailler une poutrelle H de 1 m au delà de 15 au 16 kg/mm²*³¹⁾.

Ce point mérite d'être développé.

Un règlement récent français, celui du ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme, a prévu dans un article 3—37 des règles C. M. 1946 que le module d'inertie des profilés soumis à la flexion simple pouvait „être majoré de 10% pour tenir compte des phénomènes d'adaptation plastique sous réserve qu'il n'y ait pas dans les zones notablement sollicitées de la section de concentrations d'efforts dues notamment à la présence de trous ou de soudures“.

Ceci revient à faire passer la limite admissible de l'acier doux de 14,4 kg/mm² à 15,84 soit pratiquement 16 kg/mm². Or certains constructeurs voudraient voir disparaître la réserve c'est-à-dire qu'ils voudraient pouvoir utiliser ces

²⁹⁾ Les calculs sommaires effectués à l'occasion de diverses ruptures de poutrelles H de même type ont montré que ces contraintes internes, quoique très variables d'une poutrelle à l'autre, pouvaient être évaluées grosso modo à 8 ou 9 kg/mm² de compression dans l'âme, et 10 à 12 de traction dans les semelles.

³⁰⁾ Voir également l'article de *Travaux* cité plus haut.

³¹⁾ Ce chiffre est déterminé de façon à réserver une marge de sécurité importante par rapport à la ruine et ne pas entrer dans la phase de comportement plastique caractérisé de la poutrelle.

poutrelles jusqu'à la limite de 16 kg/mm^2 . Les expériences relatées montrent, à notre avis, que la réserve a été introduite avec beaucoup de raison et *qu'elle doit être maintenue*.

Ajoutons encore à ce sujet que des poutrelles H de 0,80 m assemblées par soudure C.G.H. (et destinées au pont de la Doller) ont été essayées en gare de *Thionville*. Dès que les contraintes ont atteint 16 kg/mm^2 les Huggenbergers ont accusé le début du fluage en extension.

Article 5. Conclusions

Dans les conditions des essais: moment fléchissant constant, charges statiques, progressivement accrues avec déchargements au zéro, on peut formuler les conclusions suivantes:

A. Au point constructif

1. La soudure C.G.H. a donné toute satisfaction.

Les variantes sont très voisines. Théoriquement celles à trous dans l'âme semblent légèrement supérieures à celle sans trous, mais cette dernière à l'avantage de la simplicité et l'absence d'amorces possibles d'entailles.

2. Il paraît peu raisonnable de faire travailler des poutrelles H de 0,80 m ou 1 m au delà de 15 ou 16 kg/mm^2 . Jusque là les règles habituelles de la construction sont parfaitement applicables.

3. Une soudure C.G.H. n'apporte aucun affaiblissement de la section: au contraire on pourrait admettre des contraintes très légèrement supérieures dans la zone de la soudure.

B. Au point de vue théorique

1. Une construction métallique à membrures symétriques doit périr à la flexion par flambement.

2. La charge critique semble pouvoir dépasser difficilement 30 à 32 kg/mm^2 ; encore faut-il alors disposer d'un grand nombre de raidisseurs judicieusement répartis.

3. Le phénomène de la plastification est très complexe, beaucoup plus qu'il n'est généralement admis.

La plastification se produit par à-coups, autour de points qui se mettent à fluer tandis que les points voisins ralentissent leur déformation.

La plastification débute généralement en extension et conduit à des flèches importantes, mais c'est la plastification en compression qui doit surtout être étudiée avec soin.

Dès qu'intervient la plastification les idées courantes sur la flexion simple doivent être revues.

4. Il a été signalé plusieurs diagrammes déformations-charges qui jusqu'à présent n'avaient peu ou pas été décrits et dont l'importance ne saurait échapper.

5. La répartition des déformations autour des montants transmetteurs des charges mérite d'être étudiée en détails.

Article 6. Voeu

Il paraît souhaitable que des expériences identiques soient reprises en divers lieux afin de confirmer ou d'infirmer certaines des conclusions ci-dessus³²).

Nous souhaiterions alors qu'on dispose d'un très grand nombre d'appareils de mesures, méthodiquement placés sur toute la surface des panneaux étudiés et sur la semelle comprimée.

Ces appareils seraient placés par groupes de trois (triangles équilatéraux, ou isocèles, ou rectangles) voire même de quatre ou cinq donnant des directions différentes afin:

d'une part, de vérifier s'il existe un ellipsoïde des déformations c'est-à-dire si la construction du cercle de Mohr des déformations est possible;

d'autre part, et dans l'affirmative, de tracer les trajectoires des déformations principales qui donneraient alors les trajectoires des contraintes principales (ou isostatiques).

Un ensemble de mesures précises donnerait des indications précieuses sur les déformations locales et leur progression sous les chargements (voire les modifications des isostatiques). Il est probable qu'on pourrait alors en tirer des indications sérieuses sur le champ de contraintes et son évolution.

Il serait également souhaitable que des poutrelles intactes et des assemblages soudés soient soumis (avec le même luxe de mesure) à des chargements répétés.

Résumé

La S.N.C.F. a été amenée à essayer en 1948 et 1949 jusqu'à la ruine, sous moment constant, des poutrelles *H* de 1 mètre soudées ou laminées. Elle a mis au point un type de soudure, dénommée C.G.H., qui a donné toute satisfaction. Le procédé consiste à souder d'abord les semelles tendues, puis l'âme et

³²) Postérieurement à ces expériences la Chambre Syndicale des Constructeurs Métalliques de France a fait procéder (dans un but légèrement différent) à une importante série d'expériences sur I.P.N. de 200, 300, 550 et poutre chaudronnée rivée. Les enregistrements confirment nombre des conclusions exposées ci-dessus. Voir „Circulaire Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics“, construction métalliques n° 6, de mai 1950 (M. DAWANCE).

les semelles comprimées, en évitant à tout instant de brider les poutrelles; l'exécution est simple.

La note expose le détail des essais et des résultats obtenus grâce à l'emploi d'extensomètres à résistance électrique disposés autour de différentes sections droites des poutres. Les conclusions — en dehors de celles relatives à la soudure — concernent:

l'étendue du domaine élastique proportionnel d'une poutrelle qui serait limitée à 15 kg/mm^2 si elle est laminée et à 18 ou 19 kg/mm^2 dans la zone de la soudure,

la plastification, qui paraît infiniment plus complexe qu'il n'est généralement admis, et qui mérite d'être étudiée très en détail, surtout en compression,

la ruine, qui semble ne devoir intervenir que par flambement, pour des contraintes variant de 28 à 30 kg/mm^2 selon les dispositifs raidisseurs adoptés.

Il est signalé des formes nouvelles des diagrammes déformations-charges.

Zusammenfassung

Die S.N.C.F. sah sich veranlasst, in den Jahren 1948 und 1949 geschweisste und gewalzte I-Träger von 1 m Höhe bei konstantem Moment bis zum Versagen zu prüfen. Sie entwickelte dabei eine mit C.G.H. bezeichnete Schweissmethode, die sich sehr gut bewährt hat. Der Vorgang besteht darin, zuerst den Zuggurt und dann das Stehblech und den Druckgurt zu schweißen, ohne dabei die Lage des Trägers irgendwie zu verändern; die Ausführung ist einfach.

Der Aufsatz enthält genaue Angaben über die Durchführung der Versuche und die dank der Anwendung von über verschiedene Querschnitte der Träger verteilten elektrischen Dehnungsmessern erhaltenen Resultate. Die Schlussfolgerungen — neben denjenigen, die sich auf das Schweissen beziehen — betreffen:

die Proportionalitätsgrenze eines Trägers, die auf 15 kg/mm^2 , falls er gewalzt ist und auf 18 bis 19 kg/mm^2 in der Schweisszone beschränkt sein dürfte,

die plastische Verformung, die sich als viel komplizierter zeigt als im allgemeinen angenommen wird und die besonders bei Druck sehr genau untersucht zu werden verdient,

das Versagen, das durch Ausknicken je nach Anordnung der Aussteifungen erst bei Spannungen von 28 bis 30 kg/mm^2 einzutreten scheint.

Es wird schliesslich auch auf neue Formen des Spannungs-Dehnungsdiagramms aufmerksam gemacht.

Summary

The S.N.C.F. found it necessary in 1948 and 1949 to make tests to failure on welded and rolled I-girders, 1 m high, with a constant moment. They then developed a welding method designated C.G.H. which has proved very satisfactory. The process consists in welding first the tension flange and then the web and the compression flange without thereby altering the position of the girder in any way; execution is simple.

The paper contains exact particulars regarding carrying out the tests and the results obtained by employing electrical strain gages distributed over different cross-section of the girders. The conclusions — in addition to those referring to the welding — concern:

the limits of proportionality of a girder which can be reduced to 15 kg/mm² if it is rolled and to 18 to 19 kg/mm² in the welded zone,

the plastic deformation, which is found to be more complicated than is generally assumed, and which deserves to be very accurately investigated, especially in the case of pressure,

the failure, which appears to start by buckling at stresses of 28 to 30 kg/mm² depending on the arrangement of the stiffenings.

In conclusion, attention is also called to new forms of stress - strain diagrams.

Leere Seite
Blank page
Page vide